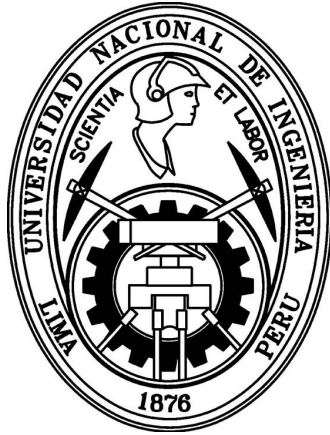


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**MICROZONIFICACION SISMICA DE
CHORRILLOS Y BARRANCO**

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL

DE INGENIERO CIVIL

CARMEN J. AYQUIPA HUAMAN

LIMA - PERU

1995

RESUMEN

La presente tesis titulada Microzonificación Sísmica de los distritos de Chorrillos y Barranco, tiene el propósito de establecer aquellas áreas más susceptibles de sufrir daño sísmico, por efecto de la presencia de los depósitos de suelo subyacentes a los distritos en estudio.

En el Capítulo I se presenta una introducción sobre los antecedentes que llevaron a realizar este trabajo; se establecen los conceptos básicos sobre la Microzonificación Sísmica y se presentan datos generales acerca del área de estudio.

En el Capítulo II se presenta una revisión del contexto geológico, geomorfológico e hidrogeológico del área tratada.

En el Capítulo III se revisa la información sísmica histórica, la cual permite concluir que se trata de una zona altamente sísmica y que los daños producidos por los sismos en Lima han tenido mayor intensidad en áreas de suelos blandos o con otros problemas, como es el caso de Chorrillos y Barranco. En cuanto a la información instrumental, ésta es escasa, solo existe para el centro de Lima; pero existe una red acelerográfica en el

CISMID, que puede llenar este vacío en el futuro. Por otra parte, se realizó un análisis sobre Riesgo Sísmico, para los distritos de Chorrillos y Barranco, con el objeto de establecer los niveles de aceleración probables, que correspondan a los períodos de retorno usualmente empleados en el diseño de obras civiles.

En el Capítulo IV se presenta los aspectos geotécnicos de la zona estudiada, en base a información recopilada sobre estudios de cimentación y ensayos realizados con motivo del presente trabajo, estableciéndose zonas geotécnicamente similares; asimismo se analizó la estabilidad de los taludes que conforman el acantilado de ambos distritos.

En el Capítulo V se presenta los resultados de 190 pruebas de microtrepidaciones realizadas en el área estudiada. Estos resultados sirven para establecer un mapa de curvas isoperíodo, del cual se desprenden zonas con un período característico del suelo, que tienen concordancia con las condiciones del subsuelo y los daños sísmicos observados.

En el Capítulo VI, luego de revisar los conceptos actuales sobre el efecto de los suelos sobre el daño sísmico, se aplica la teoría de amplificación dinámica, calculándose los períodos fundamentales de 11 perfiles modelados en la zona estudiada. Estos períodos son comparados con los resultados de las microtrepidaciones,

hallándose concordancia. Luego cuatro perfiles de suelo, considerados desfavorables para Barranco y Chorrillos, en número de 1 y 3 respectivamente, son sometidos a la acción de tres sismos registrados en el centro de Lima, asumiendo que estas señales son los movimientos de entrada en la roca base. De los espectros de respuesta notamos como en estos suelos las amplificaciones se dan en un rango de períodos más alto que lo especificado en el Reglamento Nacional de Construcciones.

Por último, el capítulo VII contiene las conclusiones extraídas de la presente investigación y las recomendaciones para la continuación del estudio a mayor profundidad.

INDICE

Capítulo I INTRODUCCION.

	pag.
1.1 Antecedentes	1
1.2 Concepto de Microzonificación Sísmica.	2
1.3 Generalidades.	3
1.3.1 Ubicación y Extensión.	3
1.3.2 Clima y Vegetación.	4
1.3.3 Uso de Suelo.	4
1.3.4 Población.	4
1.3.5 Aspecto Histórico.	5
1.3.5.1 Evolución Histórico Social de Chorrillos y Barranco.	5
1.3.5.2 Espacio Precolombino y Primeros Pobladores.	5
1.3.5.3 Espacio Colonial.	8
1.3.5.4 Espacio Republicano.	8
1.3.6 Alteraciones al medio.	13
1.3.6.1 Contaminación Superficial.	13
1.3.6.2 Contaminación Atmosférica.	14
1.3.6.3 Contaminación Marina.	16

Capítulo II **CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOMORFOLOGICAS
DE CHORRILLOS Y BARRANCO.**

2.1	Introducción.	20
2.2	Geología Regional y del Cono Aluvial del Río Rímac.	20
2.2.1	Geología Regional.	20
2.2.2	Geología del Cono Aluvial del Río Rímac.	25
2.3	Geología y Geomorfología del Morro Solar y Alrededores.	26
2.4	Hidrogeología.	42

Capítulo III **PELIGRO SISMICO DEL AREA DE ESTUDIO.**

3.1	Introducción.	58
3.2	Historia Sísmica del Area de Influencia.	59
3.3	Distribución Espacial de los Sismos.	61
3.4	Estudios de Sismos Recientes en Lima.	62
3.4.1	El Sismo del 24 de Mayo de 1940.	62
3.4.2	El Sismo del 17 de Octubre de 1966.	64
3.4.3	El Sismo del 3 de Octubre de 1974.	65
3.5	Tectónica y Sismotectónica.	66
3.5.1	Tectonismo de los Andes Peruanos.	66
3.5.2	Sismo-Tectónica Regional.	68
3.6	Peligro Sísmico en Chorrillos y Barranco.	69
3.6.1	Estudio Sísmico Determinístico.	69
3.6.2	Estudio Sísmico Probabilístico.	73

Capítulo IV **ASPECTOS GEOTECNICOS.**

4.1	Introducción.	98
4.2	Ensayos In-situ Realizados.	99
4.2.1	Ensayos de Penetración tipo Cono Holandés.	109
4.2.2	Ensayo de Penetración Estándar.	115
4.2.3	Resultados de los Ensayos In-situ Realizados.	115
4.3	Procesamiento de la Información.	115
4.3.1	Sectorización.	115
4.3.2	Información Recopilada.	116
4.3.3	Procesamiento de la Información.	117
4.4	Estabilidad de Taludes.	123
4.4.1	Propiedades de los Materiales que Conforman los acantilados.	123
4.4.2	Análisis Realizados Anteriormente.	126
4.4.3	Método Empleado.	130
4.4.4	Resultados de los Análisis Realizados.	133
4.5	Zonificación Geotécnica.	136
4.6	Conclusiones.	146

Capítulo V **MEDICION DE MICROTREPIDACIONES.**

5.1	Antecedentes.	175
5.2	Generalidades sobre Microtrepidaciones.	176
5.3	Medición de Microtrepidaciones.	177

5.3.1	Descripción del Equipo Usado.	177
5.3.2	Procedimiento de la Medición.	180
5.3.3	Análisis de las Microtrepidaciones.	182
5.4	Características de los Registros de Vibración de las Microtrepidaciones.	184
5.5	Características de los Espectros de Fourier de Microtrepidaciones.	186
5.6	Aplicación de las Microtrepidaciones.	187
5.7	Mediciones de Microtrepidaciones en Chorrillos y Barranco.	193
5.8	Conclusiones.	199

Capítulo VI **AMPLIFICACION DINAMICA.**

6.1	Introducción.	220
6.2	Breve Resumen del Estado de Conocimiento sobre Amplificación Dinámica.	221
6.3	Influencia de las Condiciones Locales del Suelo sobre el Daño Sísmico a las Construcciones.	222
6.4	Ensayos de Refracción Sísmica.	227
6.5	Métodos de Evaluación de Efecto Local.	231
6.6	Teoría de la Propagación Unidimensional de las Ondas de Corte.	233
6.7	Movimientos Transitorios.	239
6.8	Descripción del Programa SHAKE.	241
6.9	Determinación de los Parámetros Dinámicos del Suelo.	243

6.9.1	Masa de Suelo.	244
6.9.2	Módulo de Corte y Velocidad de Ondas de corte.	244
6.9.3	Amortiguamiento de Suelos.	247
6.10	Modelaje de Perfiles Representativos de los Suelos de Chorrillos y Barranco.	248
6.11	Cómputo del Período Fundamental de los Perfiles Modelados.	250
6.12	Comparación de los Resultados Calcula- dos y Medidos del Período del Suelo.	252
6.13	Análisis de la Respuesta Dinámica de los Perfiles Modelados.	254
6.14	Conclusiones.	262

Capítulo VII **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

7.1	Conclusiones.	285
7.2	Recomendaciones.	

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

ANEXOS

ANEXO I

I.1	Relación de Estudios de Mecánica de Suelos, Geológicos e Hidrogeológicos recopilados.	I-2
-----	---	-----

ANEXO II

II.1 Registro de Perforación de Pozos. II-2

ANEXO III

III.1 Sismos Históricos. III-2

III.2 Resultados del Análisis de Riesgo
Sísmico. III-6

ANEXO IV

IV.1 Ensayos de Penetración Estándar (SPT)
y Cono Holandés realizados. IV-2

IV.2 Ensayos de Penetración Estándar (SPT)
y Cono Holandés (CPT) recopilados, y
Perfiles Estratigráficos Representa-
tivos. IV-8

IV.3 Resultados de Estabilidad de Taludes
usando el Método de SARMA. IV-55

IV.4 Diagramas de Hinca (Pilotes FRANKI). IV-76

ANEXO V

V.1 Fichas de Medición de Microtrepi-
daciones Representativas. V-2

ANEXO VI

VI.1 Resultados de Análisis Dinámico de
Perfiles de Suelo utilizando el
Programa FRF. VI-2

VI.2 Parámetros de Perfiles Modelados al
usar el Programa de Cómputo SHAKE. VI-14

VI.3 Archivo de datos MODDAMP para el
programa PCSHAKE.

PLANOS

P-1 Ubicación de Puntos de Microtremor, Sondajes,
Calicatas y Pozos.

P-2 Curvas Isoperíodo.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

La ciudad de Lima ha estado sometida desde su fundación a innumerables sismos, algunos de ellos calificados como destructores. Sin embargo, sólo a partir de los sismos más recientes, en especial los de 1940, 1966 y 1974, ha quedado claramente establecido que el centro mismo de la ciudad de Lima ha sufrido menor intensidad de daño que otras zonas periféricas. Entre las zonas más frecuentemente dañadas se encuentran los distritos de Chorrillos, Barranco, La Molina, La Punta y El Callao. Hoy se reconoce que la causa de esta diferencia en las intensidades del daño en las construcciones se encuentra en las peculiares condiciones de los suelos de estos lugares, que son más blandos que el del centro de Lima, además de otros problemas geotécnicos.

La Microzonificación Sísmica de los distritos de Chorrillos y Barranco intenta establecer con mayor precisión las áreas sísmicamente vulnerables en estas zonas, tal como se ha hecho ya en La Molina, La Punta y El Callao.

El presente estudio comprende fundamentalmente la realización de mediciones de microtrepidaciones en el área mencionada y la recopilación de estudios de Mecánica de Suelos y pozos de agua subterránea, que permiten definir la estratigrafía y las características geotécnicas en condiciones estáticas y dinámicas de los suelos.

1.2 CONCEPTO DE MICROZONIFICACION SISMICA

Microzonificar una ciudad es establecer zonas, las cuales ante un sismo tendrán diferentes comportamientos, considerando las condiciones locales del lugar. Para lograr este propósito es necesario información geológica, hidrológica, topográfica, geotécnica, sismológica, dinámica de suelos y evaluación de daños.

El problema central de la microzonificación es cómo incorporar los efectos de las condiciones locales del suelo en el diseño sísmico. Generalmente los parámetros que definen el riesgo sísmico en los códigos de edificaciones son estimados desde la actividad de fuentes sismogénicas, y la atenuación de los parámetros con la distancia desde la fuente. Los efectos de las condiciones locales son usualmente tomados en cuenta por la introducción de un factor de suelo o coeficiente S , dentro de la fórmula para calcular la cortante basal en una edificación.

En el Perú, dada nuestra difícil topografía, e impresionante actividad geodinámica, la técnica de microzonificación se hace cada día más necesaria.

1.3 GENERALIDADES

1.3.1 Ubicación y Extensión

El área estudiada en el presente trabajo se ubica en la provincia de Lima, comprendiendo una extensión de 45 Km². Está delimitada como sigue:

- Por el Norte con los distritos de Miraflores y Santiago de Surco.
- Por el Sur con el Océano Pacífico.
- Por el Este con los distritos de San Juan de Miraflores y Santiago de Surco.
- Por el Oeste con el Océano Pacífico.

Las coordenadas geográficas del área de estudio varían de 77.05° a 76.97° Longitud Oeste, y de 12.10° a 12.22° Latitud Sur, aproximadamente (Coord. UTM).

El área de estudio comprende la totalidad de los distritos de Chorrillos y Barranco.

La Fig. 1.1 muestra un plano del cuadrángulo de Lima

de la Carta Nacional originalmente a escala 1/100,000, en el cual se ha sombreado la zona estudiada.

1.3.2 Clima y Vegetación

La presencia de la Corriente Peruana o de Humboldt cambia el clima tropical que correspondería a esta latitud, produciendo temperaturas que varían de 11 a 24°C. Existe escasa precipitación, neblina en invierno y humedad relativa media bastante alta, aproximadamente de 85%.

La vegetación existente es típica de toda zona costera desértica y en general es muy escasa, a excepción de las zonas pantanosas de Chorrillos, donde la vegetación es relativamente abundante.

1.3.3 Uso de Suelo

El uso de suelo es predominantemente urbano. En Chorrillos, comparando los planos de 1973 y 1987 vemos que en 14 años el área urbana ha crecido sobre antiguas áreas agrícolas, haciendo prácticamente desaparecer a éstas (ver Fig. 1.2).

1.3.4 Población

En el siguiente cuadro se puede apreciar la evolución de la población a lo largo de los últimos 50 años.

AÑO	POBLACION (Hab)	
	BARRANCO	CHORRILLOS
1941		6 933
1961		32 376
1972	49 091	90 618
1981	46 478	141 881
1993	37 699	195 193

1.3.5 Aspecto Histórico

1.3.5.1 Evolución Histórico Social de Chorrillos y Barranco

Chorrillos, como asentamiento humano, empezó a formarse a mediados del siglo XVII. Era un poblado de pescadores al que llamaban San Pedro de Chorrillos. Desde la noche de la historia debe venir el nombre de Chorrillos el que según E. Middendorff, se relaciona con el afloramiento de agua dulce de la napa freática por sus acantilados hacia el mar, a lo que el común de la gente llamaba "Chorritos de agua" o "Chorrillos".

1.3.5.2 Espacio Precolombino y Primeros Pobladores

En el valle de Lima o del Rímac se asentaban los señoríos de Sulco o Surco, con los pueblos de Armatambo, de Guatca o Huatica, el señorío de Lima propiamente dicho

con el pueblo de Rímacambo, el señorío de Malango o Maranga y el de Collique; vinculados éstos o pertenecientes todos ellos al señorío de Ychma o Pachacamac.

Armatambo y Marcavilca eran pueblos de pescadores ribereños al mar de Chorrillos, los que poblaron las laderas del Morro Solar. En Armatambo y Marcavilca se encuentran restos arqueológicos que están relacionados con la cultura de Lima, Maranga y el centro ceremonial Pachacamac. J.C. Tello estudió las ruinas en 1942 y últimamente, la Escuela de Arqueología de la U.N.M.S. ha levantado un expediente técnico de la zona. Al respecto resultan valiosas las referencias que a continuación se presentan:

El valle del Rímac estaba dividido en tres grandes señoríos indios: Carabayllo, Maranga y Sulco. Este último era el curacazgo más extenso. Abarcaba lo que hoy es Surco, Surquillo, Miraflores, Barranco, Chorrillos y Conchán.

El señorío de Sulco poseía antiguos adoratorios entre los cuales sobresalían: las tres pirámides de Armatampu, a la salida del actual Chorrillos. El curacazgo de Sulco se subdividía en cuatro ayllus: Itcar, Callha (grupo aparentemente de tejedores); Taulli y Conchán, que llegaba hasta Pachacamac. En este último Ayllu había muchas

lagunas con lisas y espesos totorales y juncos que eran utilizados para fabricar los caballitos de totora en que se hacían a la mar a los pescadores. La típica embarcación imperaba desde Pachacamac a Piti Piti es decir, Callao.

La población de Sulco era superior a las de Carabayllo y Maranga. Su capital era Armatampu nombre que se traduce el Tambo de los nadadores; era el pueblo más grande del valle. Desde lo alto se divisaba el mar, los verdes acantilados ricos en manantiales o "Chorrillos", los cultivos de maíz y algodón, las chacras, los frescos y sombreados pacayales. Detrás del promontorio gigante continuaba el señorío con la playa de La Chira, los pantanos de Conchán y los arenales de Lurín.

El domingo 2 de febrero de 1533, al mediodía, llegan a Armatampu los primeros hombres blancos; se detuvieron, comieron, bebieron y descansaron, luego partieron perdiéndose por los totorales. Era Hernando Pizarro y sus compañeros que se dirigían hacia Pachacamac por el oro de aquel santuario, los jinetes llegaron por el Capacñan (camino del Inca).

Dos años más tarde llegaron a Armatampu tres jinetes. Eran Juan Tello, Ruy Díaz y Alonso Martín de Don Benito que bajaban con Francisco Pizarro, venían en busca de un lugar para fundar una ciudad. Sus propósitos lo alcanzaron en tierras de Guachinamo, el Curaca de Maranga.

Efectivamente, Lima se fundó el 18 de Enero de 1535. Pizarro dió predios a sus compañeros para que edificaran su morada. A uno de ellos llamado Antonio Solar, lo hizo "encomendadero de Surco y La Barranca". Se le encomendaba, entonces, los indios de Armatampu, sede del curaca de Sulco. La presencia de Antonio Solar dejó su huella geográfica, porque desde aquel momento el cerro Grande o Bermejo tomó nombre hispánico se llamó "Morro Solar". (Historia y leyenda del viejo Barranco-José Antonio del Busto Duthurburu-1985) IDESUNI, 1987.

1.3.5.3 Espacio Colonial

En este período se produce la consolidación de haciendas agrícolas administradas por los padres de la Compañía de Jesús y relacionadas al valle de Surco.

1.3.5.4 Espacio Republicano

A fines del siglo XVIII se construye la Iglesia Matriz.

El cronograma de la evolución del espacio urbano en la etapa de la República ha seguido la siguiente secuencia:

1830. Consolidación de los Baños de Chorrillos. Edificación del primer malecón luego de sufrir los

estragos del primer terremoto de 1828. La destrucción permite el reordenamiento de la traza urbana, se reglamenta la venta y distribución de la tierra y el poblado crece ordenadamente. En esta etapa de expansión las calles adquieren una conformación rectilínea y adecuada.

1840. El progreso urbano se afirma, los materiales y sistemas constructivos evolucionan de la totora y la caña, al adobe, quincha y madera. La población se aproximó a 1050 habitantes.

1858. Se concluye la obra del ferrocarril Lima-Chorrillos. La estación de Lima era el Parque de la Exposición y en Chorrillos la del extremo sudeste, Calle del tren, hoy Av. José Olaya. El desarrollo urbano del balneario se consolida definitivamente con la construcción del Malecón y los Baños, convirtiéndose en uno de los mejores balnearios de la época, lugar de divertimento de la "aristocracia limeña".

1863. Se instala el alumbrado de gas y el servicio de agua y desagüe. Se ejecuta el Plan Regulador de 1865, surge el "boom" constructivo de nuevas calles y establecimientos. La expansión se desarrolla a través de las calles: Lima, del Tren y Santa Teresa, llegando hasta la quebrada de Tenderini. En la calle Lima se edifican las mejores residencias y en la calle Santa Teresa las viviendas de

las familias modestas.

1879. Chorrillos es saqueado e incendiado durante el conflicto bélico con Chile. Chorrillos es destruido en un 70% de sus edificaciones, llevando la peor parte de la destrucción el Malecón, la calle Lima, la Plaza Matriz y los baños. Chorrillos, convertida en escombros, realiza un lento proceso de reconstrucción con ayuda del gobierno central. Se mantiene la trama original, el Malecón es remodelado, los servicios de agua y desagüe reformados totalmente, las calles Lima y del Tren se reconstruyen, la de Santa Teresa no gozó de esta reconstrucción. Alto Perú vuelve a ser habitada sólo por familias de modestos recursos. Se realizan nuevas construcciones: La iglesia del Buen Pastor, El Casino, La Escuela Militar, El Club Regatas, La Bajada de Agua Dulce y un espigón de 100 mts.

1903. Se emplea energía eléctrica y se instala el servicio de tranvía Lima-Chorrillos, el servicio funicular en la Bajada de los Baños y una vía peatonal techada. Se establece el servicio del tranvía "El Nacional" en 1907.

1907. Se construye el túnel que atraviesa el Morro Solar y que va a la Herradura. Hasta la década del 30, Chorrillos prácticamente no creció en extensión, debido fundamentalmente a sus límites naturales: El Morro (al sur), La Quebrada (al norte), el acantilado (al oeste), y también debido a construcciones como la Escuela Militar al

noroeste y la estación del tren al este.

1940. Terremoto. Chorrillos tiene una conformación geológica con mayor grado de efectos. Las casonas solariegas quedaron destruídas, así como el Mercado, la Municipalidad, la Escuela Militar, la Compañía de Bomberos y la Iglesia Matriz. Las viviendas de la Calle Lima y parte del Malecón se desplomaron. Esto determinó la modificación del antiguo malecón y la construcción de un nuevo costanero con capacidad para el tránsito vehicular; se amplían las Av. Huaylas y Mariscal Castilla y se abren nuevas vías en terrenos de la estación del ferrocarril.

Los daños causados por el terremoto fueron impresionantes: 208 edificaciones de un total de 683 sufrieron graves daños que obligaron a la demolición de una gran parte del distrito. Los damnificados del sismo ocuparon algunas manzanas de la urbanización Chorrillos.

1940. Se termina de construir el Centro de Instrucción Militar sobre 100 Has. ubicadas al oeste del área antigua impidiendo la unión física con los distritos de Barranco y Surco y creando una discontinuidad del paisaje urbano.

1950. Se une el camino costanero (Malecón) con la parte baja del acantilado a través de la "Autovía Armendáriz" (Circuito de playas). Paralelamente se van consolidando y creando nuevas urbanizaciones hacia el este del área

antigua (Urb. Huacarachuco, Urb. San Juan, Los Laureles, etc.).

1970-74. Movimientos sísmicos hacen sentir sus efectos en Chorrillos causando daños considerables (28% de las edificaciones son afectadas en el área antigua). Desde estos años a la fecha se observa un deterioro de edificaciones y ambientes urbanos.

Desde 1924 que se establece el primer pueblo joven Cruz de Armatambo, hasta la consolidación de alrededor de casi 40 pueblos jóvenes que se ubican en el distrito, Chorrillos padece una transformación en su trama urbana que se hace necesario reglamentar.

Chorrillos fue sede de la aristocracia limeña, era uno de los balnearios más importantes y lujosos de Sudamérica. Su centro histórico-urbano perdió la mayor parte de su patrimonio. Chorrillos con el tiempo se convierte en "periferia" de Lima.

En Chorrillos se contrastaba dos espacios: el barrio del sector pudiente, con el barrio de los pescadores pobres. Este contraste fue descrito por Juan Jacobo Von Tschudi en 1838 como "Chorrillos es un pueblo feo de pequeños ranchos y callejuelas angostas. Está junto al mar sobre una roca escarpada y arena. Aquí se reúne la mayor parte de las familias pudientes para disfrutar de la

temporada de verano. La guerra con Chile y los terremotos arruinaron el balneario, IDESUNI, (1987).

1.3.6 Alteraciones al Medio

1.3.6.1 Contaminación Superficial

Del suelo:

Producida por la deposición inadecuada de desechos sólidos, líquidos biodegradables, no biodegradables e inertes, que alteran las características iniciales del ambiente. Estos se constituyen luego en focos de contaminación y/o alteración de la calidad estética del ambiente, cuyo grado depende del elemento contaminante y su carga.

Como consecuencia, existe la posibilidad de contaminar también el agua subterránea, al filtrarse sustancias provenientes de líquidos contaminantes (caso de aguas servidas) ó productos resultantes de la descomposición de la materia orgánica (caso de residuos sólidos orgánicos).

Si la napa freática aflora o aporta parte de su corriente a algún cuerpo de agua superficial, las posibilidades de contaminación de ésta están determinadas por el tipo de elemento contaminante, la capacidad de

filtración del terreno y la distancia recorrida desde el punto de contaminación.

Este caso puede estar ocurriendo en los pantanos de Villa y en los pocos afloramientos de agua o "chorrillos" que quedan en los acantilados.

De los cuerpos de agua superficial:

Específicamente es el caso de los pantanos de Villa, donde son vertidos los elementos de origen orgánico como residuos sólidos y desagües. Ultimamente, debido a las nuevas invasiones en esta zona, es frecuente el uso de detergentes (elementos no biodegradables) provenientes del aseo y/o lavado de ropa de los nuevos pobladores.

Los elementos mencionados, producen serias alteraciones en la calidad del agua, afectando así, organismos importantes en la cadena trófica (algas, peces, etc.), lo que repercutirá necesariamente en otras comunidades.

1.3.6.2 Contaminación Atmosférica

Los factores contaminantes predominantes son : humos y gases tóxicos, ruidos molestos, malos olores y corrosión.

En Chorrillos es notoria la quema diaria de residuos sólidos en los asentamientos humanos del Morro Solar concentrándose allí el mayor foco de emanación de humos. Lo mismo se da en Las Delicias en forma dispersa y a lo largo de la Panamericana Sur en la zona de los pantanos. La quema de basura también se da en puntos cercanos a las playas (acantilados).

Las emanaciones de origen vehicular son frecuentes y su concentración tiene lugar en las principales vías de la zona urbana consolidada. Es poco notoria la influencia de emanaciones de tipo industrial en la zona lo cual no significa que no existe contaminación por ese motivo. Es necesario tomar conciencia que la conservación de la atmósfera es indispensable para la vida y el monóxido de carbono es uno de los principales compuestos que contaminan el aire.

El casco urbano de Chorrillos sufre a diario el mal de los ruidos molestos sobre todo en las principales vías de circulación vehicular. Eventualmente aparecen focos de contaminación por ruidos (bombas, perforadores neumáticos, etc), aparte de los mencionados en forma permanente.

Se perciben malos olores en forma intensa en los asentamientos humanos ubicados en el Morro Solar: Barrio Alto Perú, Armatambo, Marcavilca, etc. en la playa La Chira y en una zona de los pantanos de Villa, originados

por la descomposición natural de residuos orgánicos, excrementos y aguas servidas. Lo mismo se presenta al costado del Malecón de Chorrillos.

El fenómeno de la corrosión es apreciable a lo largo de la costa de Chorrillos y se observa su incidencia en la mayoría de las edificaciones de la costa.

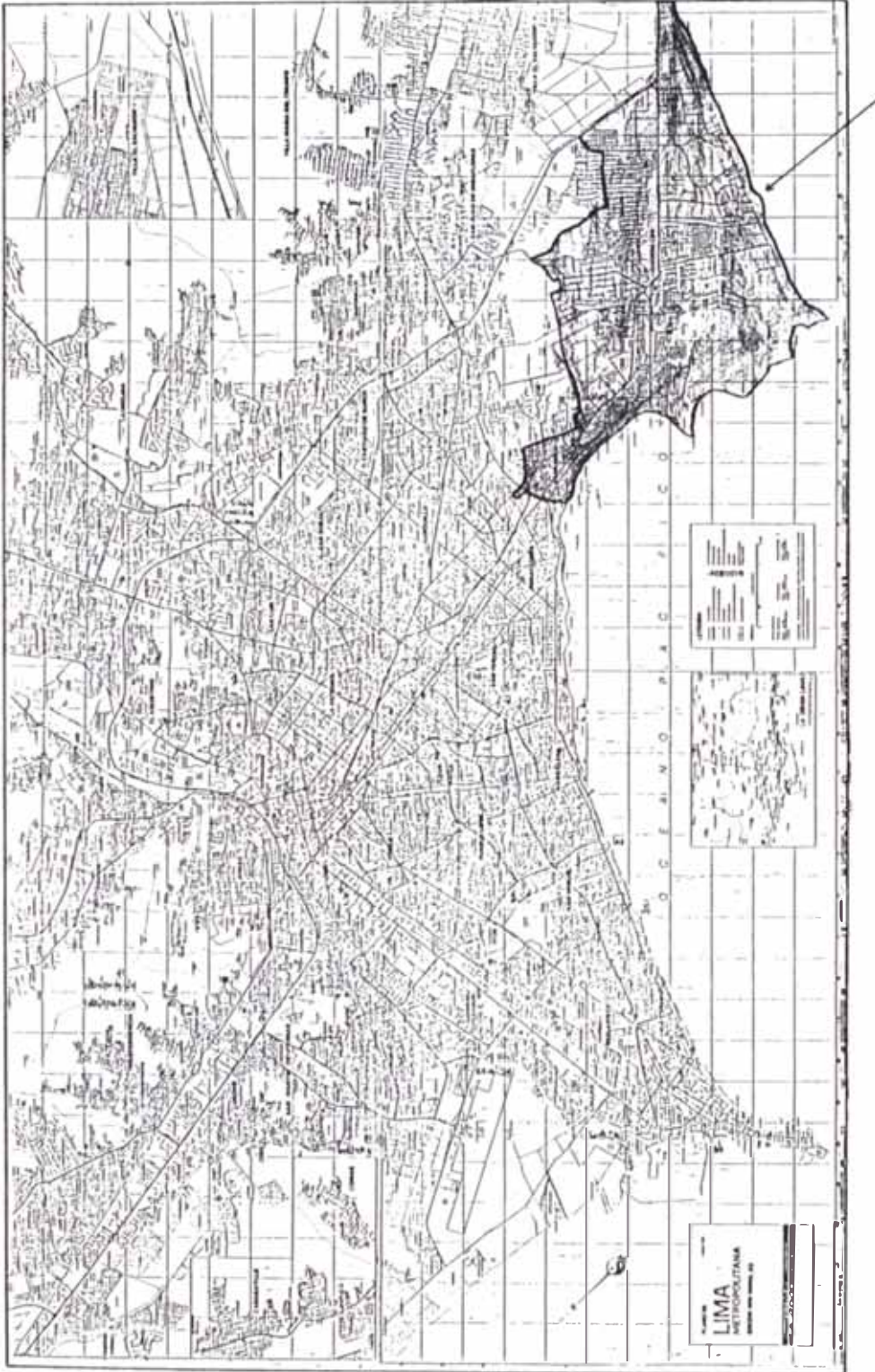
1.3.6.3 Contaminación Marina

De acuerdo a estudios realizados, las playas presentan mayor índice de afectación que las aguas libres. Quizás esto se deba a la capacidad de filtración de las orillas arenosas, donde la mayor parte de los organismos indicadores (coliformes) son retenidos, los que juntamente con el aporte de los usuarios, que no cuentan con servicios básicos, incrementan el grado de contaminación.

La contaminación de las aguas libres se debe a la descarga de varios emisores, siendo el de Surco con sus $6\text{m}^3/\text{sg.}$ de caudal, el que aporta mayor carga contaminante.

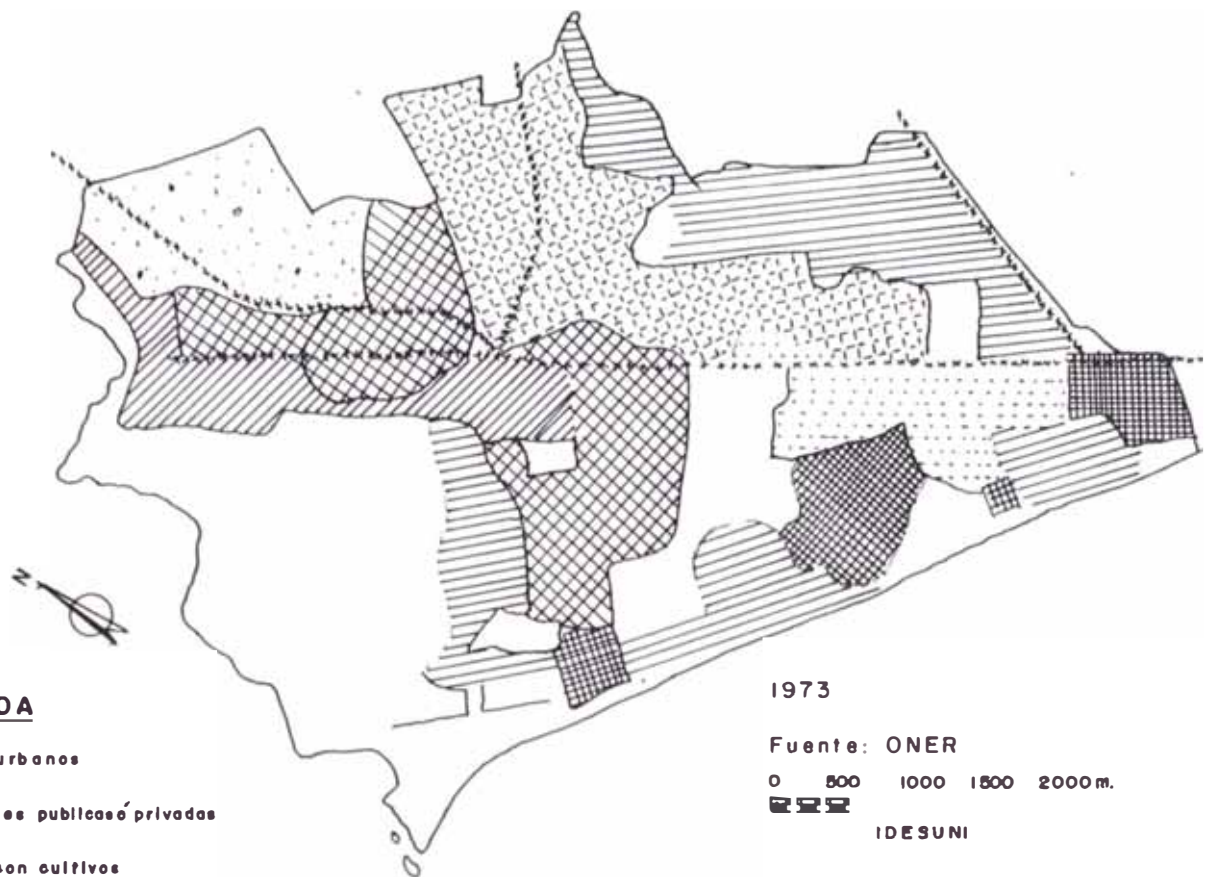
Como solución a este caso, se plantea el reuso del 50% de las aguas servidas de La Chira (provenientes del colector Surco). Estas serían desviadas para la irrigación de zonas áridas del sur de Lima, quedando aún $3\text{m}^3/\text{sg.}$ que seguirán siendo descargados al mar y que en el año 2000 aumentarán a $5.8\text{m}^3/\text{sg.}$, límite de capacidad de este

colector , IDESUNI, (1987).



Zona de estudio

Fig 1. Zona de Estudio



LEYENDA

- Centros urbanos
- Instalaciones públicas ó privadas
- Terrenos con cultivos
- Terrenos con huertos y Frutales
- Terrenos pantanosos y cenagosos
- Terrenos sin uso e inproductivos
- Zona militar

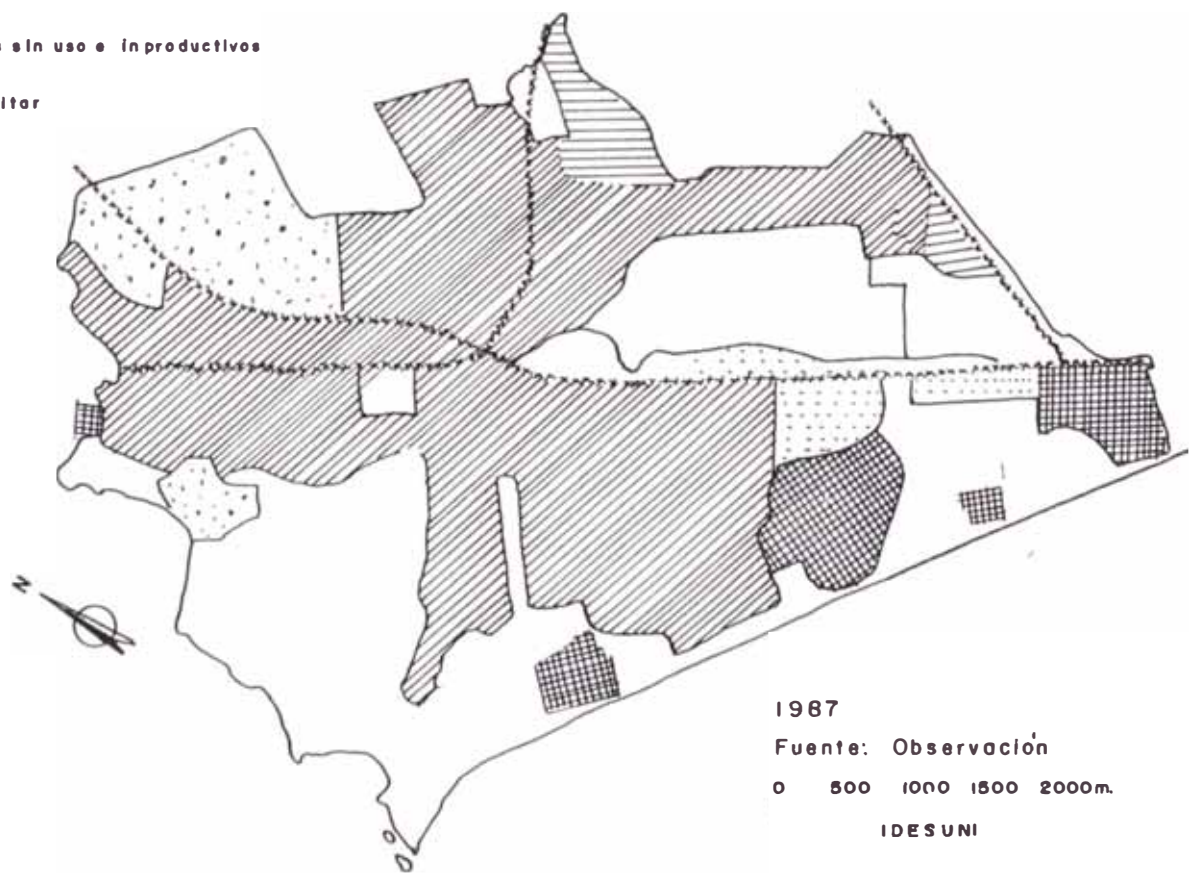


Fig. I.2 USO DEL SUELO DEL DISTRITO DE CHORRILLOS

CAPITULO II

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOMORFOLOGICAS

DE CHORRILLOS Y BARRANCO

2.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta la información recopilada concerniente a la geología y geomorfología de la zona en estudio, la cual está basada en una descripción regional y local.

2.2 GEOLOGIA REGIONAL Y DEL CONO ALUVIAL DEL RIO RIMAC

2.2.1 Geología Regional

A nivel regional, la faja costanera del Perú Central comprendida entre los valles de Pativilca y Pisco, presenta la siguiente estratigrafía y tectónica del Cuaternario, (Macharé, 1979).

a) Basamento Mesozoico

A lo largo de la zona mencionada, el basamento Pre-Terciario está constituido por rocas sedimentarias y volcánicas submarinas del Cretáceo, que alcanzan más de 10,000 metros de potencia y están intruídas por el Batolito de la Costa.

b) Cobertura Cenozoica

Pueden distinguirse dos sectores: uno desde Pativilca hasta Cañete y el otro de Cañete a Pisco. El primero se caracteriza por la ausencia de rocas marinas terciarias, mientras que en el segundo hacen su aparición estas rocas, las cuales van tomando gran desarrollo hacia la zona de Ica-Nazca.

El Cuaternario de esta región está constituido por diferentes tipos de depósitos: fluviales, marinos, eólicos y aluviales desérticos.

La estratigrafía ha sido establecida básicamente gracias al estudio de las terrazas aluviales, ya que las unidades marinas no tienen un buen desarrollo y no existe un sistema escalonado de ellas.

c) Neotectónica

Como norma general, los terrenos cuaternarios aflorantes se hallan poco deformados como efecto de la Tectónica. Se nota que a pesar que la zona está situada sobre una margen activa, que actualmente es un área eminentemente sísmica, los fenómenos geodinámicos internos no han dejado huellas de una fuerte actividad durante el Cuaternario.

d) Movimientos Verticales de la Costa

La morfología del litoral de la Costa Central muestra la ausencia de terrazas marinas. Se sabe que durante el Cuaternario han existido niveles del mar más altos que el actual, los cuales han dejado sobre las costas terrazas marinas estables.

e) Sedimentación Cuaternaria

La geología de los sedimentos cuaternarios puede ser definida por el estudio de Castro (1969) sobre la Geología de Lima y vecindades, que comprende los sectores de los conos de deyección de los ríos Chancay, Chillón, Rímac, Lurín y Chilca, según lo cual:

El Pleistoceno está constituido por 100 a 400 metros de espesor de cascajos, arenas y arcillas, los

cuales a veces se encuentran entremezclados. Los regímenes de sedimentación han sido diversos, alternándose en ellos los del tipo turbulento con el laminar. Pero en el Holoceno impera la sedimentación arcillosa. Las arcillas cubren los cascajos pleistocénicos y permiten que prosperen los campos agrícolas.

En el Holoceno, las arcillas con espesores de 1 a 10 m son de excelente calidad, de color pardo o castaño. El poco espesor de estas arcillas demuestra que el Holoceno ha tenido poca duración, que el régimen fue aluvial y en él se produjo excavación en las cajas de los ríos o cambios en la dirección de los cursos hídricos, como ha ocurrido con el río Rímac, en que el caudal hidráulico migró desde Chorrillos a Barranco, luego a Miraflores, después a Magdalena y finalmente se estacionó en el Callao. Pero esta variación del curso hidrológico del río Rímac se debe fundamentalmente al movimiento de ascensión de la margen izquierda del abanico deyectivo del río Rímac.

Las arcillas holocénicas se contaminaron en muchos lugares con huaycos y limos, o con las arenas eólicas aportadas de playas solevantadas.

Los acantilados que se presentan, tanto en

Chorrillos como en Pasamayo, nos indican que los depósitos fluviales y aluviales de estas regiones se hundieron en el mar parcialmente. En donde existen estos acantilados, las playas son de hundimiento. La abrasión marina no ha sido la causa de la génesis de estos acantilados, sino los ligeros hundimientos de la plataforma continental.

Esto quiere decir que en el Cuaternario más reciente hubo desequilibrios en el litoral. Por esto es que encontramos en Pasamayo los depósitos arenosos, limosos y hasta aglomerados aluviónicos a cientos de metros sobre el nivel del mar. Todos estos materiales pertenecen a las descargas del río Chancay.

Los sedimentos cuaternarios fluviales sumergidos en el mar se dilatan hasta 50 km de la línea playera. Estos sectores hundidos en el mar mantienen sus rasgos fisiográficos primitivos.

En el Terciario la masa volcánica en la cordillera elevó los terrenos 3,000 metros y se produjo el más intenso diastrofismo, el cual produjo como resultados inmediatos: dislocación, fallamiento y sobre-escurrimientos. Como consecuencia, gran aporte de materiales de desechos fueron transportados hacia los terrenos inferiores de la

Costa, continuando el proceso de formación del rellenamiento de los terrenos bajos de la Costa.

En el Cuaternario se produjeron ligeros desplomes, hundimientos y levantamientos en el litoral; el acabado del perfil de la Costa adquiere una configuración definitiva. Concluyen estos levantamientos con la formación de 5 terrazas costaneras marinas escalonadas, cuya cota oscila entre 10 a 120 metros como promedio. Así quedan constituidos los tablazos, las playas, los acantilados y la morfología definitiva del litoral.

2.2.2 Geología del Cono Aluvial del Río Rímac

La ciudad de Lima se encuentra dentro de los límites de influencia del cono de deyección Cuaternario del río Rímac, según se observa en la Fig. 2.1, que muestra el Plano Geológico de Lima según Martínez (1978). Este cono consiste de material aluvial de estructura lentiforme donde se superponen depósitos de cantos rodados, arena, arcilla y limo, sin orden ni arreglo.

Estos sedimentos aluviales, han sido depositados durante la última etapa del Pleistoceno, sobre el zócalo rocoso más antiguo, compuesto por rocas sedimentarias del Mesozoico. La secuencia de este proceso, según Maggiolo

(1982), fue la siguiente:

A fines del Terciario Superior (Plioceno) y comienzos del Pleistoceno, el río Rímac era torrentoso y de gran poder erosivo. En momentos de calma tectónica erosionó profundamente el basamento, constituido por lutitas del Jurásico Superior-Cretácico Inferior. Es así como el río deja los sedimentos clásticos del conglomerado de Lima, de gran espesor.

Con el transcurrir el tiempo, el río va virando del Sur-Oeste al Nor-Oeste, debido a los movimientos tectónicos basculares, hasta que en el Cuaternario Superior (Holoceno) queda en la posición actual.

Durante el Holoceno los movimientos tectónicos y el poder erosivo del río disminuyen, depositándose el material fino que ha originado la cubierta superficial arcillosa de 8 a 15 m de espesor en el Callao.

2.3 GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA DEL MORRO SOLAR Y ALREDEDORES

La geología del Morro Solar y alrededores presenta la siguiente estratigrafía (J. Fernandez Concha, 1958):

A. Cretáceo

En el macizo del Morro Solar se pueden reconocer tres unidades estratigráficas bien definidas que pertenecen al Cretáceo Superior, pisos Hauteriviano y Valanginiano. Estas unidades pueden observarse también en otras localidades de los alrededores de Lima. En el Morro Solar, donde el espesor de sedimentos es de unos 450 m, es posible subdividir estas tres unidades en miembros con características de fácil identificación.

La subdivisión de los estratos que afloran en el Morro Solar, adoptada en este trabajo, es la siguiente:

Formación	Miembro
Marcavilca	La Chira Marcavilca Morro Solar
-----	-----
La Herradura	La Herradura La Virgen
-----	-----
Salto del Fraile	

1.- Formación Salto del Fraile.-

La formación Salto del Fraile está compuesta por una serie de estratos de cuarcita, constituyéndola la parte inferior de la secuencia estratigráfica, que aflora en el área del Morro Solar. Su espesor total no se conoce por no aflorar su base; la potencia visible de las cuarcitas se ha determinado en 70 m; en el techo suprayacen lutitas de la formación La Herradura.

La formación Salto del Fraile aflora solamente en las faldas del cerro La Virgen, en el extremo Nor-Oeste (NW) del Morro Solar, constituyendo los barrancos hacia el mar. Se le puede observar tanto en los cortes de la pista que va de Chorrillos al balneario de La Herradura, que bordea el lado norte de dicho cerro, como también en la carretera que asciende al Monumento al Soldado Desconocido.

La cuarcita de esta formación consiste de una roca compacta y dura, áspera, de color blanco grisáceo o gris parduzco, de grano fino; se rompe irregularmente.

2.- Formación La Herradura.-

En el área del Morro Solar, la formación La

Herradura, que aflora en la parte central del macizo, se puede subdividir en dos miembros: La Virgen y La Herradura.

a) Miembro La Virgen

El miembro La Virgen se compone de lutitas brunas y negras con estratificación muy fina; contiene nódulos calcáreos achatados. El espesor de este miembro varía entre 15 y 25 m; al intemperizar, las lutitas del miembro La Virgen dan lugar a un suelo polvoriento y oscuro que hace un marcado contraste con el suelo arenoso y claro producido por la desintegración de la cuarcita de la formación Salto del Fraile.

Las lutitas del miembro La Virgen afloran en la falda NW del Morro Solar, conocido como cerro Soldado Desconocido; hacia arriba, ellas pasan gradualmente a areniscas finamente estratificadas, de grano muy pequeño que constituyen los estratos inferiores de la formación La Herradura suprayacente. Se trata pues de un contacto gradacional que parcialmente está cubierto; su ubicación es bastante incierta.

b) Miembro La Herradura

El miembro La Herradura está constituido de tres

unidades litológicas: areniscas, lutitas y calizas.

(1) La parte inferior del miembro La Herradura está integrada por areniscas blancas y grises con estratificación delgada en la parte baja y gruesa en la parte alta.

(2) La parte media se compone de lutitas negras, finamente estratificadas en la zona de La Herradura; siendo su color gris, bruno y negro en la zona de Armatambo. Estas lutitas afloran en el barranco que se eleva al Sur de la playa La Herradura, donde tiene un espesor de 26 a 29 m; aflora también en las inmediaciones de las ruinas de Armatambo.

(3) La parte superior consiste de calizas negras compactas que forman un banco potente conteniendo ammonites y lamelibranquios. Ellas se intemperizan en forma pizarrosa. Su espesor es de 5 m en La Herradura y de 9 a 15 m en Armatambo. El estrato de calizas es fácilmente reconocible en todo el área del Morro, habiéndosele escogido como estrato-clave para el límite superior de la formación La Herradura.

3.- Formación Marcavilca.-

La formación Marcavilca está principalmente constituida por areniscas. La subdivisión litológica

establecida en el Morro Solar se basa en sus colores y el carácter de la estratificación. Se han mapeado tres grupos de estratos de diferentes características: miembros Morro Solar, Marcavilca y La Chira.

a) Miembro Morro Solar

El miembro Morro Solar, parte inferior de la formación Marcavilca, está constituido mayormente por areniscas abigarradas, negras, brunas, violetas y rojas, estratificadas finamente y poseyendo un grano muy fino; se presentan delgados lechos de lutitas interestratificadas. En sección delgada se ve que estas areniscas están compuestas por granos muy pequeños y subangulares de cuarzo, envueltos en un cemento limonítico.

b) Miembro Marcavilca

El miembro Marcavilca se compone de un paquete de areniscas de color blanco a beige claro y de grano fino, con estratificación muy delgada en su parte inferior, y más gruesa en la superior. Su potencia total se estima en 150 a 170 m.

En su base, es decir inmediatamente encima de las pizarras grises del tope del miembro Morro Solar,

se encuentra un estrato delgado de areniscas con estratificación fina, sobre el cual yace otro de arenisca bruna de 5 m de potencia, que es sumamente fosilífero y fácilmente identificable por su cercanía al lecho de pizarras grises.

c) Miembro La Chira

El miembro La Chira se compone de areniscas de color chocolate claro, negro en la base, de grano fino; contiene gran cantidad de óxido de fierro, que da lugar a que la roca se intemperice fácilmente, formando superficies suaves, pudiendo apreciarse un marcado contraste entre los dos miembros Marcavilca y La Chira.

Los estratos del miembro La Chira afloran en la parte más alta del cerro Manchado y en los cerros Conchán. El espesor total de este miembro es desconocido; el máximo observable es de 50 m, en la parte más alta del cerro Marcavilca.

B. Cuaternario

En el área estudiada afloran sedimentos no consolidados de edad cuaternaria, que por su considerable espesor y frecuencia se han mapeado

separados en tres unidades de origen eólico, aluvial y fluvial.

Depósito de origen eólico.-

Al sur del cerro Marcavilca y en los alrededores de los Cerros Conchán, se encuentran grandes extensiones cubiertas por arenas de origen eólico que se han acumulado debido a la acción obstaculizante del ramal sur, formado por los Cerros Marcavilca y Manchado. Igualmente, la margen derecha de la Quebrada de La Chira se encuentra cubierta de arena eólica, según se muestra en la Figura 2.2. La arena eólica es de grano fino, proviene de la extensa playa de Conchán; sus acumulaciones constituyen capas uniformes con superficies suavemente onduladas o con rizaduras. Su espesor es desconocido.

Depósito de origen aluvial.-

En las terrazas ubicadas en las quebradas del Salto del Fraile, La Herradura y Honda se encuentran depósitos de material reciente, compuesto de trozos angulares provenientes de las areniscas y pórfidos que afloran en las inmediaciones; el tamaño de los fragmentos varía desde pocos centímetros hasta diez y más; se encuentran en una matriz arcillo-arenosa. Estas capas compuestas por material clástico alternan

con capas arcillo-arenosas, teniendo formas lenticulares. La posición de estos materiales es casi horizontal.

Depósitos de origen fluvial.-

En el extremo Sur-Oeste de Chorrillos se observa materiales de origen fluvial, muy poco diagenizados que forman parte del abanico aluvial del río Rímac, que se extiende hacia el norte hasta la Hacienda Bocanegra. En los acantilados de la playa, se aprecia que dicho material fluvial se compone de conglomerados con cantos rodados de tamaño variable hasta de unos 20 cm, siendo su matriz de arena arcillosa. Los cantos rodados consisten en su mayoría de rocas volcánicas, en menor proporción, de rocas plutónicas y en muy pequeña, de rocas sedimentarias. Estas capas conglomerádicas se alternan con otras de arcillas poco arenosas o de arena arcillosa. Los depósitos fluviales se han constituido durante la última etapa de la desglaciación pleistocénica, cuando el entonces caudaloso río Rímac transportó una carga de material bastante abundante, depositándola en forma de abanico aluvial. Este tipo de depósito subyace sobre casi la totalidad del distrito de Barranco.

La Figura 2.2 muestra el Plano Geológico del

Macizo del Morro Solar según J. Fernández Concha (1958).

La fisiografía que presenta la zona en estudio está influenciada notablemente por la litología de las formaciones que afloran, de manera tal que la topografía es muy variada , la cual va de una abrupta a una llana.

La litología de las formaciones que afloran en la zona ha influido notablemente en el modelado actual del macizo del Morro Solar. Así por ejemplo, los estratos Marcavilca, constituídos por areniscas blancas de grano mediano, son muy compactos y resistentes; intemperizados producen una topografía abrupta, que da origen a una serie de barrancos según puede observarse en la parte alta de la quebrada de La Chira, en la falda del cerro Marcavilca que mira a la Carretera Panamericana y la que da al mar; a este último, le llaman el Paso de la Araña. Existe un contraste de relieve escarpado producido por la formación Marcavilca en la parte central de los barrancos, y el suave producido por los estratos de La Chira, formación inmediata superior, que están constituídos por areniscas negras y brunas fácilmente intemperizables.

Los estratos de La Herradura, consistiendo en su

mayoría de lutitas que afloran en el extremo Norte del Morro, constituyen en cambio pendientes suaves y cubiertas de polvo fino debido a la desintegración de las lutitas por acción del intemperismo.

La influencia de las fallas que existen en la región afectan el relieve topográfico, cuando debido a la fracturación producida por el movimiento tectónico, constituyen fajas de menor resistencia a la erosión; de este modo se han producido quebradas, cuellos y escarpas a lo largo de ellas.

Algunos diques, menos resistentes que la roca encajonante, han formado, generalmente bajo el embate de las olas marinas, grandes zanjones como el conocido con el nombre Salto del Fraile.

Las fallas que han intervenido en el modelado topográfico del Morro, son: El Salto del Fraile, el Túnel y Chorrillos. El rumbo de las dos primeras fallas es de N 60° E, y de la última EW. Las tres fallas son casi verticales, y las dos primeras de las nombradas sirvieron como vías de desarrollo de quebradas profundas.

Los barrancos empinados en la costa deben su existencia a la acción erosiva del mar. Las formas descritas se deben a formaciones y estructuras

antiguas, sin embargo las más recientes, las que corresponden al Cuaternario, presentan esa misma peculiaridad, así tenemos zonas de:

Arenas eólicas.-

La arena transportada por el viento en la dirección SE y SSE se depositó en las faldas del macizo central, constituyendo un grueso manto de arena fina que ha rellenado las laderas y producido suaves pendientes de 6° a 10°; en cambio en la ladera Norte del ramal Sur, sobre la que sólo existe un delgado manto de arena eólica, hay una pendiente de 30° a 35°; pero faltan dunas típicas. La extensión de las arenas eólicas en las faldas del cerro Manchado y en la margen derecha de la quebrada Chira se indica en la Figura 2.2.

El macizo central y el ramal norte ostenta sólo un suelo de poco espesor que permite reconocer fácilmente las características geológicas, en contraste con el ramal Sur ya descrito, donde la arena oculta los rasgos geológicos.

Playas.-

En el área en estudio existen varias playas: Las Cascadas, Los Pavos, Barranquito, Los Yuyos, Agua

Dulce, Pescadores, La Herradura, La Chira y Conchán.

La playa de La Herradura consiste en una faja de arena de 80 m de ancho y 500 m de largo, estando reducida a un ancho de 30 m por la construcción del Malecón; tiene una pendiente suave hacia el mar, lo que condiciona que esta playa no tenga una intensa "resaca" al retroceso del agua hacia el mar.

La playa de La Herradura tiene un sub-estratum de cantos rodados que se evidencia en las épocas de braveza, pues la resaca arrastra la arena a la orilla y la deposita en una barra interior en el lugar donde esa fuerza de arrastre está compensada por el empuje de la primera reventazón. Esta barra no llega a la superficie del mar, pero eleva grandemente su fondo.

La playa de La Chira es mucho más extensa que la anterior, pues tiene 1,000 m de largo y 300 m de ancho. A los 20 m de la orilla y a todo lo largo de la playa, se extiende una barra de arena que tiene 3 a 3.5 m de alto. El resto de la playa es completamente plana y se halla a una altura de unos 2 m.s.n.m. El mar es sumamente agitado en esta playa, teniendo la orilla gran pendiente debido a la barra indicada, siendo la resaca del agua vaciante muy fuerte.

La playa de Conchán se extiende en línea recta y por 15 km en dirección S 75° E, al Sur del ramal cerro Manchado, cerro Chira. El mar es también sumamente agitado en este sitio, teniéndose gran resaca.

Terrazas.-

En el Morro Solar, se han reconocido cuatro terrazas a diversas elevaciones. La más alta se encuentra a la cota 110, la segunda a la cota 100, la tercera a la cota 85 y la cuarta en un nivel variable.

El gran abanico aluvial con las terrazas que se encuentran en las quebradas del Morro Solar se habría elevado, produciéndose luego los acantilados que hoy observamos en el litoral comprendido entre Chorrillos y La Punta. Las alturas actuales de estos acantilados son las siguientes, de Norte a Sur:

La Perla	4	m.s.n.m.
Magdalena	59	m.s.n.m.
Miraflores	70	m.s.n.m.
Chorrillos	32	m.s.n.m.

Como se ve, los barrancos de Miraflores son los más altos debiéndose esto a que el mar ha erosionado

en dicha zona más profundamente, y a que Miraflores está situado en la parte central o más alta del abanico fluvial del río Rímac.

Las tres terrazas más altas se hallan labradas en las areniscas de la formación La Herradura; son bastante planas y en ellas se encuentran numerosos cantos rodados y algunos gasterópodos. Los cantos rodados consisten en su mayoría de areniscas blancas de la formación Marcavilca; algunos de la granodiorita de Conchán y otros de rocas procedentes de los diques del área.

Estas tres terrazas más altas están ubicadas en el ramal norte del Morro. La más alta de ellas constituye el plano del cerro Soldado Desconocido, donde está emplazado el Monumento al Soldado Desconocido, y la cima del cerrito inmediato al Sur del túnel. La segunda terraza que se encuentra en la cota 100, se puede observar en los extremos Norte y Este del cerro Soldado Heroico, así como en un espolón en las inmediaciones de las ruinas de Armatambo. La tercera terraza que se halla a la cota 85, se extiende en el extremo Norte del cerro La Virgen, hallándose sobre ella la Imagen de la Virgen.

Producido el levantamiento del área, el material detrítico acumulado en las terrazas fue completamente

removido, dejando un relieve más acentuado que el presente. Durante el Pleistoceno, cuando se produjeron fuertes precipitaciones pluviales se realizó el transporte del detritus que entonces cubría el área depositándolo en las quebradas La Chira, Honda, La Herradura y Salto del Fraile, que posiblemente se encontraban parcialmente ocupadas por el mar.

El material aluvial rellena las citadas quebradas, habiéndose desarrollado en el fondo de ellas una planicie suavemente inclinada hacia el mar, que termina en un barranco. Las capas que lo integran tienen una ligera inclinación en el mismo sentido. En la actualidad, los barrancos de las diversas terrazas tienen diferentes alturas, según evidencian los datos siguientes:

La terraza de la quebrada del Salto del Fraile de una longitud máxima de 120 m, comienza a una altura de 25 m.s.n.m., barranco bastante alterado debido a la construcción del camino carretero a La Herradura. Las terrazas a La Herradura de 500 m de largo, y de quebrada Honda de 140 m de largo, tienen barrancos de 15 y 25 m.s.n.m., respectivamente.

En la Figura 2.3 se presenta el Mapa Geomorfológico de Lima realizado por Martínez y

Porturas (1975), en el cual se indica la zona de estudio.

2.4 HIDROGEOLOGIA

El aluvión de Lima está constituido por un horizonte superior altamente permeable y otro inferior con mayor proporción de sedimentos finos.

La masa de agua dulce en movimiento hacia el mar constituye todavía suficiente barrera al ingreso de agua salada bajo los terrenos de cultivo. Sin embargo, hay signos claros que en pequeños sectores tal intrusión se produce.

De acuerdo a la carta de Morfología del Basamento para los valles Chillón y Rímac (Ver Fig. 2.4) la profundidad de la roca en Chorrillos y Barranco oscila entre 80 y 300m, sin embargo son de esperarse relativamente grandes correcciones en las isocurvas, pues la densidad de estaciones de Sondeos Eléctricos Verticales SEV realizados hasta la fecha es insuficiente.

En el Anexo II-1 se muestran los resultados de los SEV ejecutados en la zona, así como también los perfiles litológicos de los pozos perforados en el área de estudio.

En base a los resultados del estudio Geológico-Geomorfológico y del análisis de algunos perfiles litológicos de los pozos tubulares se ha determinado que este acuífero está conformado fundamentalmente por depósitos cuaternarios constituidos por gravas, arenas y arcillas.

Observamos dos zonas de comportamiento hidrogeológico diferente:

1.- Zona de La Campiña

Limitada por los flancos SW, S y SE por los afloramientos de la Formación Herradura, las cuales favorecen el acuífero, pues impiden que el agua subterránea circule con facilidad a través de ellos y por lo tanto hacen que se eleve el nivel de la napa, direccionando dos sentidos preferenciales de flujo, como se aprecia en la carta de Hidroisohipsas (Fig. 2.5), uno con dirección Nor-Este Sur-Este y otro de Este a Oeste. Esta configuración muestra que la alimentación principal de esta zona proviene de la napa principal del río Rímac, la misma que circulando de Este a Oeste descarga en el Océano Pacífico, su nivel de base.

Parte de las aguas subterráneas salen a través de la garganta formada por los cerros Pucará y Santa Teresa (Cuello de Villa).

El gradiente hidráulico de la napa aumenta de Nor Este a Sur Oeste de 0.4% a 1% según se acerca a los afloramientos rocosos.

De acuerdo a la carta de isoprofundidad de la napa (Fig 2.6) se observa que ésta se encuentra actualmente entre 20 y 30m de profundidad. La menor profundidad (20m) se encuentra en la zona de La Campiña y la mayor (30m) más hacia el Norte, por donde está circulando la napa principal del valle.

De acuerdo a los estudios hidrogeológicos desarrollados en esta zona (EHG-4,5 y 7), el acuífero posee las siguientes características:

Transmisividad T

$$2.16 \times 10^{-2} - 9.0 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sg}$$

Permeabilidad K

$$1.02 \times 10^{-3} - 4.7 \times 10^{-4} \text{ m/sg.}$$

Conductividad Eléctrica Ce

$$0.91 - 1.48 \text{ mmhos/cm a } 25^\circ\text{C}$$

De acuerdo a la predominancia de iones, el agua es de tipo sulfatada cálcica.

El agua, desde el punto de vista químico bacteriológico, reúne las condiciones aceptables de

potabilidad.

El caudal explotable en la zona de la Urb. La Campiña se ha estimado en 40 á 60 lts/sg.

Variaciones del nivel de la napa a través del tiempo

En la Fig. 2.7 se aprecia la variación cronológica de los niveles de agua en reposo en esta zona entre los años 1968 y 1979, determinados a través de los pozos N° 18 (B) y 42 (A). En el perfil se observa para el pozo B un descenso del nivel piezométrico con una tendencia promedio de 60cm/año, y para el pozo A el descenso es de aproximadamente 2m/año.

Presentamos a su vez, la variación de la profundidad de la napa en otros tres pozos representativos de la zona, cercanos a los anteriores, en el período 81-90 (Fig. 2.8).

En dos de ellos desde el año 1981 al 1988 se puede observar que el nivel de la napa se encuentra en constante descenso y a partir de 1989 existe una tendencia a la estabilización, producida en un caso por la disminución del caudal y en el otro por la paralización de la explotación del pozo.

En el tercer pozo el descenso del nivel de la napa es constante a razón de 1.5m/año entre 1981 y 1985 y de 1.0

m/año entre 1985 y 1990.

La tendencia al descenso del nivel de agua registrada en el área de estudio es atribuible al desequilibrio de la napa que se viene produciendo a nivel general en el acuífero de la gran Lima.

Dicho desequilibrio es atribuible a su vez al incremento de la explotación de las aguas subterráneas para atender la creciente demanda de agua potable y la disminución y/o eliminación de las principales fuentes de recarga (canales y áreas bajo riego) debido al cambio de uso de las tierras de agrícolas a urbanas.

2.- Zona de Villa

Los límites del acuífero está constituido por las rocas pre-cuaternarias de tipo sedimentarias e ígneas, las que afloran formando colinas que circundan la planicie aluvial, con un desnivel aproximado de 100m, tales como las cerros Marcavilca y Zig-Zag, los cuales permiten el paso del agua a través de diaclasas, fracturas y fallas que se pueden observar en las inmediaciones del Cuello de Villa.

De la carta de Hidroisohipsas (Fig. 2.5) el sentido de la napa presenta una superficie cilíndrica, con concavidad orientada hacia aguas arriba, donde el flujo de

agua subterránea sigue la dirección Nor-Este Sur-Oeste, con un gradiente hidráulico promedio bastante suave, que va de 0.2 a 0.5%.

En la carta de isoprofundidad de la napa (Fig. 2.6) se observa que la profundidad va en aumento, desde el litoral marino hacia la Antigua Carretera Panamericana Sur desde 0.20m a 10.00m.

La napa llega a aflorar en la zona central del área de estudio, formando un sector pantanoso, conocido con el nombre de "Los Pantanos de Villa". En esta laguna, las aguas están expuestas a una intensa evaporación, motivando una alta salinización y contaminación por los aportes de las acequias que atraviezan la zona.

La gradiente hidráulica en promedio es del orden del 2% aproximadamente, drenando hacia el Océano Pacífico que viene a ser su nivel de base.

De acuerdo a los estudios hidrogeológicos recopilados de la zona (EHG-6,8 y 9), tenemos el siguiente rango de valores para los parámetros hidrogeológicos:

Transmisividad T

$$1.3 \times 10^{-2} - 5.5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$$

Permeabilidad K

$1.1 \times 10^{-3} - 4.8 \times 10^{-4}$ m/s

Almacenamiento S

5 - 9%

Conductividad Eléctrica Ce

0.797 - 6.000 mmhos/cm a 25°C

Según la carta de isoconductividad (Fig. 2.9), la conductividad eléctrica varía de Nor-Este a Sur-Este.

Siendo la salinidad global en el área investigada bastante considerable, sobre todo en los pozos de poca profundidad, probablemente se debe por captar el acuífero superficial.

De acuerdo a los análisis físico-químicos las aguas son sulfatadas cálcicas y bicarbonatadas cálcicas, siendo de potabilidad pasable a mediocre.

PLANO GEOLOGICO DE LIMA

(Según Martínez y col. 1975)

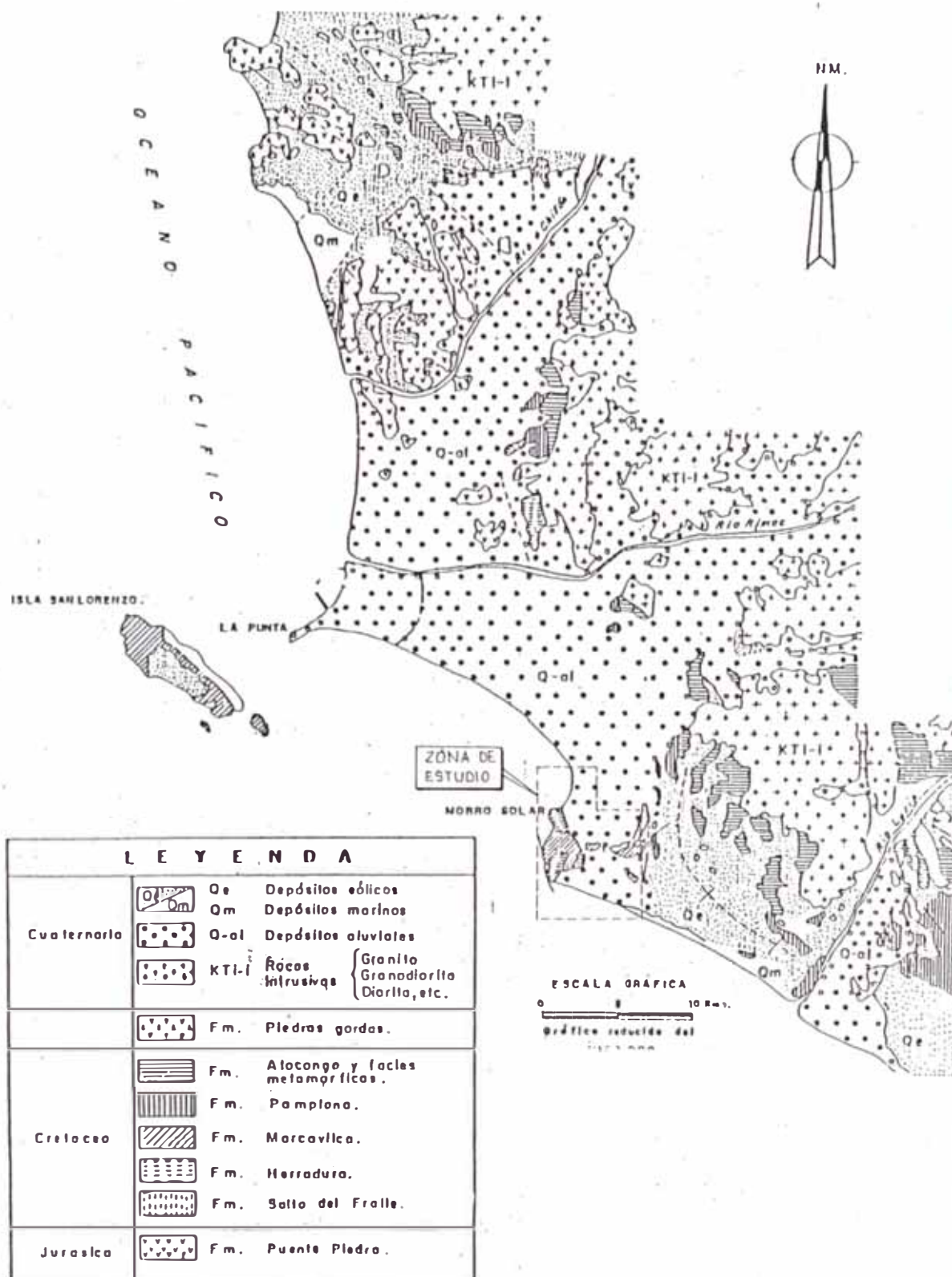


Fig. 2.1 Plano Geológico de Lima Ref. (Martínez et al, 1975)

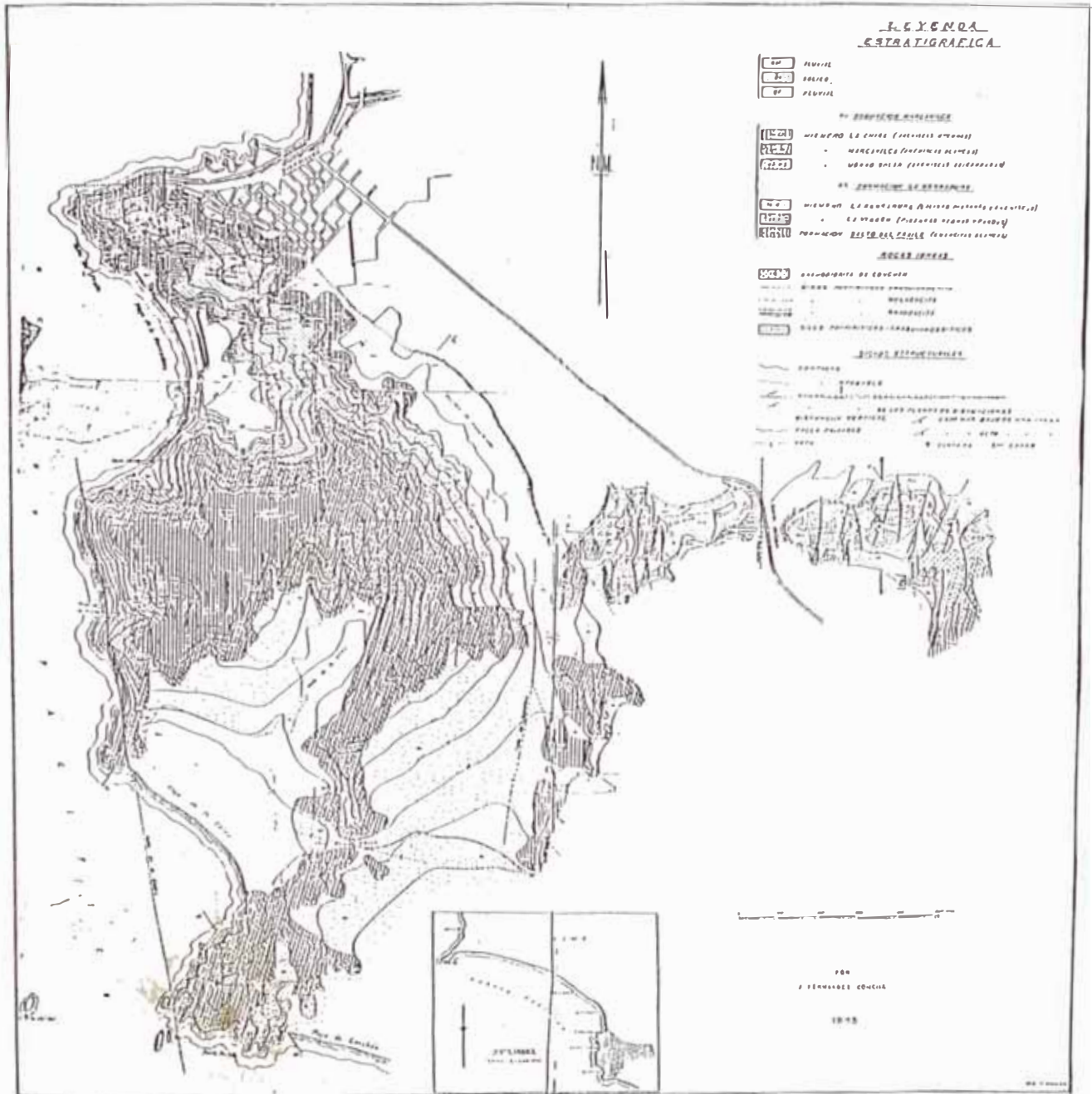


Fig. 2.2 Plano Geológico del Macizo del Morro Solar Lima Ref. Fernandez Concha (1945)

MAPA GEOMORFOLOGICO DE LIMA
(Según A. Martínez Vargas y col 1975)



Fig. 2.3 Mapa Geomorfológico de Lima Ref. (Martínez y Porturas, 1975)

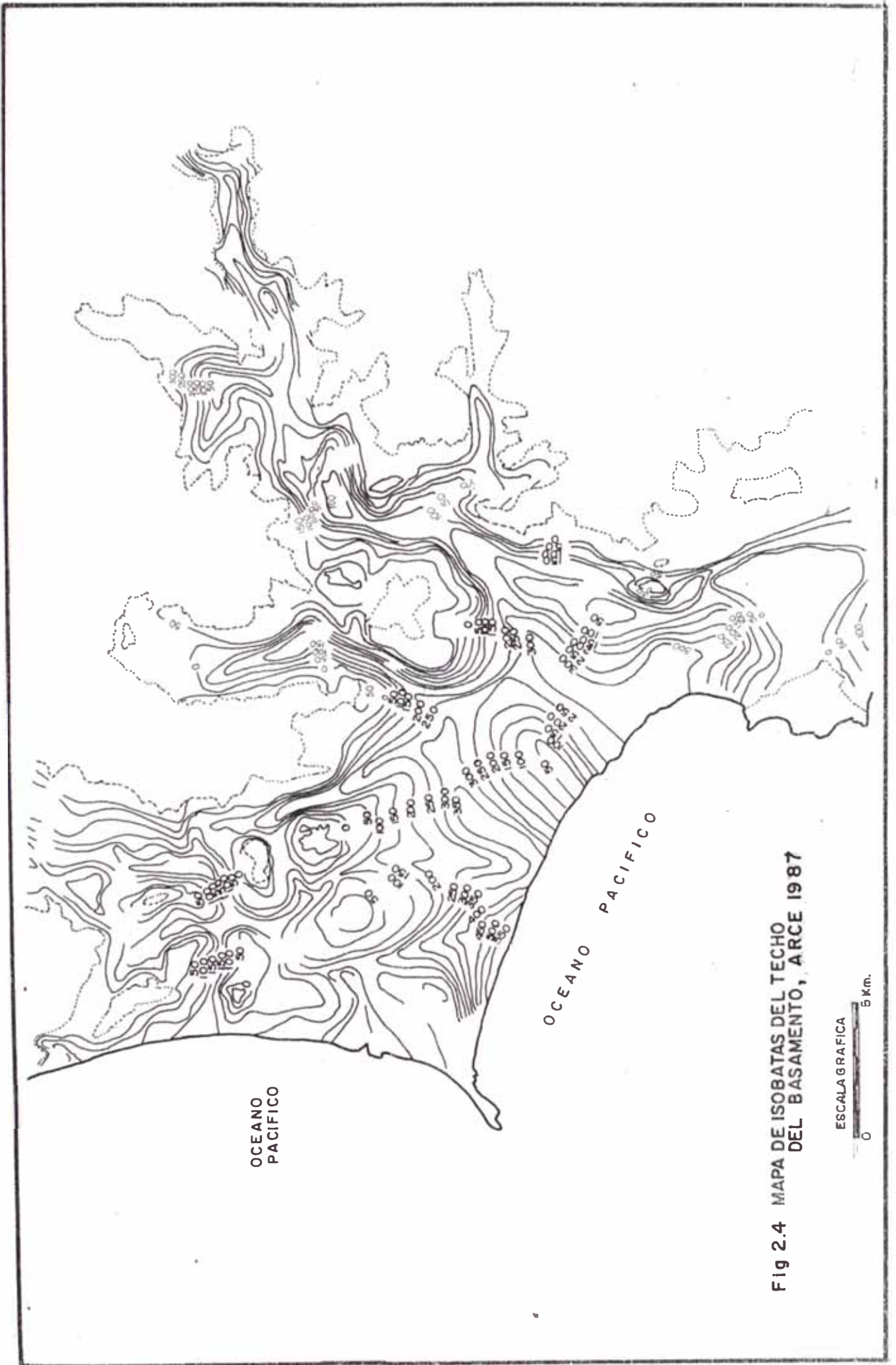


Fig 2.4 MAPA DE ISOBATAS DEL TECHO DEL BASAMENTO, ARCE 1987

Fig. 2.7.-- VARIACION ESTACIONAL DE LA PROFUNDIDAD DE LA NAPA OBSERVADA EN LOS
 POZO N° IRHS A-42
 B-18

PERIODO 1968 1979 (SEDAPAL)

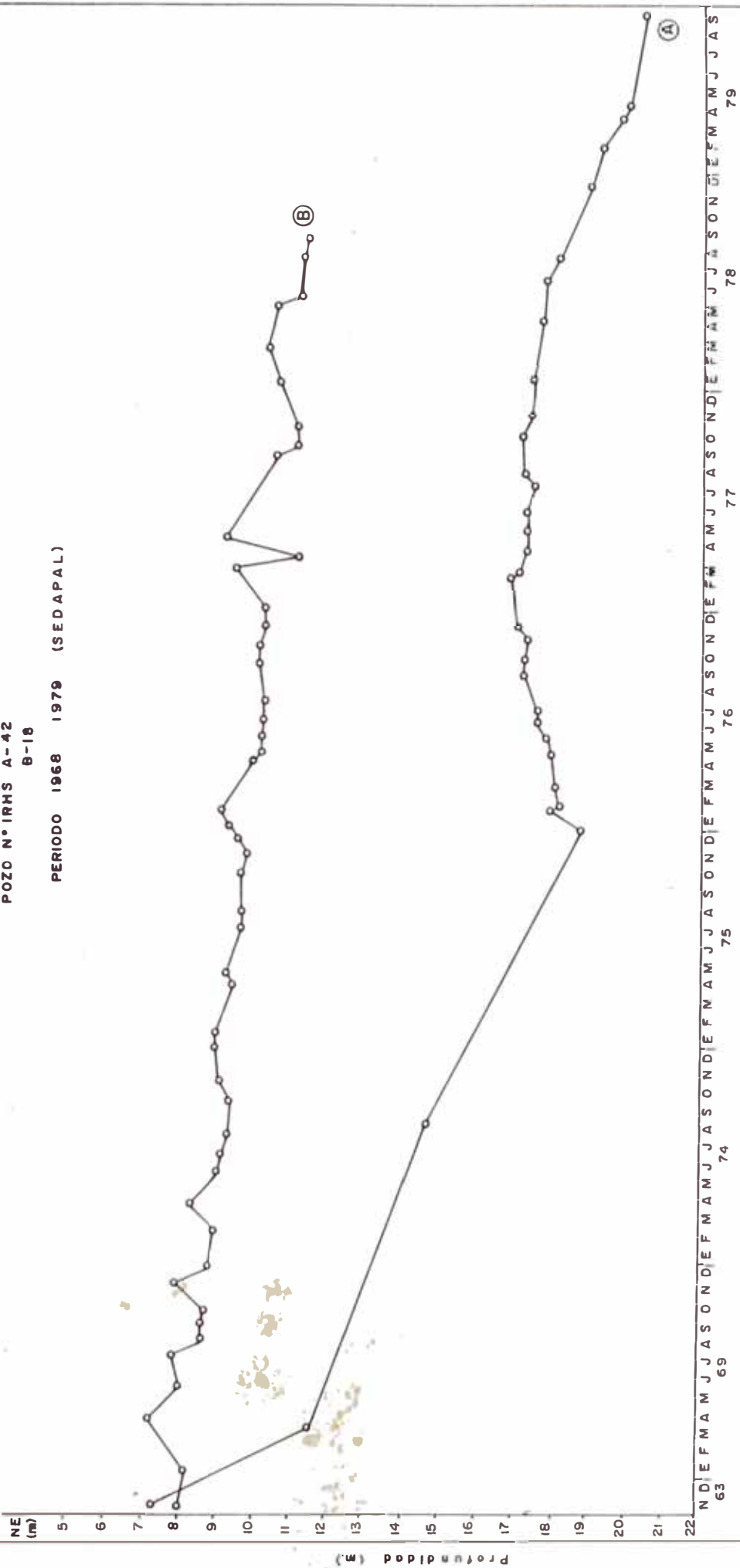
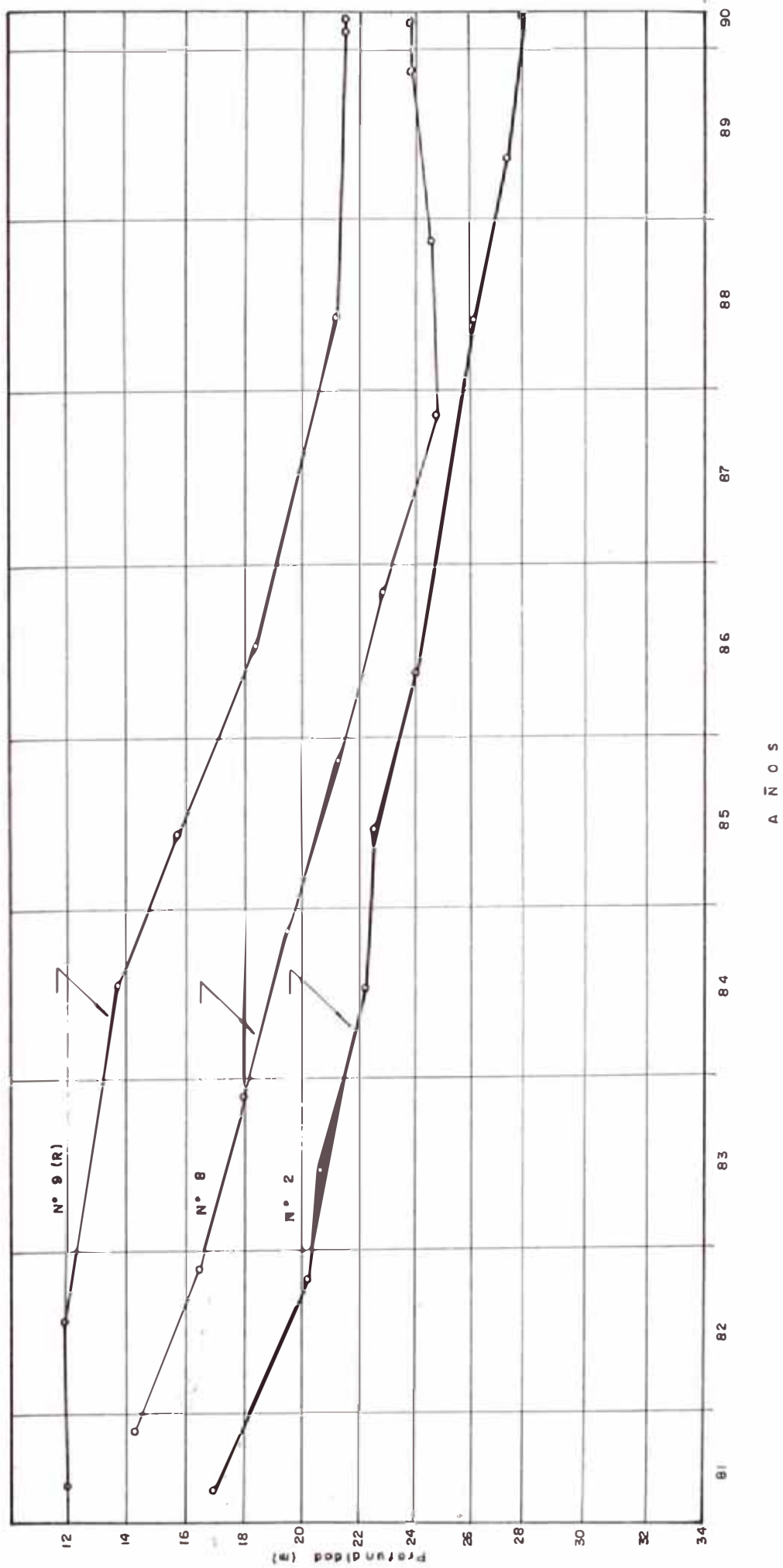


FIG. 2.6. — VARIACIONES DE LA PROFUNDIDAD DEL NIVEL DE LA NAPA EN POZOS REPRESENTATIVOS DEL AREA DE ESTUDIO (SEDAPAL)



CAPITULO III

PELIGRO SISMICO DEL AREA EN ESTUDIO

3.1 INTRODUCCION

La zona de subducción del Pacífico, que corre paralela a gran parte de la costa oeste de Sudamérica, es lugar frecuente de reajustes de la corteza terrestre, los cuales producen sismos de gran magnitud.

El Perú, en lo que le toca, ha sufrido sismos muy fuertes de consecuencias devastadoras y la ciudad de Lima ha estado sujeta, en los pasados 40 años, a 6 sismos con magnitudes de onda superficial en el rango de 6 a 7.6.

El propósito de este capítulo es presentar una revisión de la actividad sísmica que ha afectado la zona de Chorrillos y Barranco, con el objeto de documentar los antecedentes de daños sísmicos severos, y por otro lado, tener un conocimiento de los niveles de aceleración que podrían esperarse en esta región.

Esta evaluación de los niveles de aceleración

esperados constituye la evaluación del Peligro Sísmico, el cual se ha efectuado por medio de dos métodos: determinístico y probabilístico.

3.2 HISTORIA SISMICA DEL AREA DE INFLUENCIA

La fuente básica de datos de intensidades sísmicas es el trabajo de Silgado (1978), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú. Un mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú ha sido presentado por Alva Hurtado et al (1984), (Figura 3.1). La confección de dicho mapa se ha basado en treinta isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.

En el Anexo III-1 se presenta una descripción resumida de los sismos que han ocurrido en el área de estudio. Este Anexo está basado fundamentalmente en el trabajo de Silgado (1946-1983) y en el Proyecto SISRA (Sismicidad de la Región Andina), patrocinado por el Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS). Del análisis de la información existente se deduce que para el área de influencia existe poca información histórica. Desde el siglo XVI hasta el siglo XIX sólo se reportan los sismos sentidos en las ciudades principales; se debe indicar que dicha actividad sísmica,

tal como es referenciada no es totalmente representativa, ya que pueden haber ocurrido sismos importantes en regiones remotas, que no fueron reportados.

Los sismos más importantes que afectaron la región y cuya historia se conoce son: el sismo del 9 de Julio de 1586 con intensidades de IX MMI en Lima y VI MM en Ica; el sismo del 13 de Noviembre de 1655 con intensidades IX MM en El Callao y VIII MM en Lima; el sismo del 20 de Octubre de 1687, con intensidades de VII MM en Lima y IX en Cañete; el sismo del 28 de Octubre de 1746, con intensidades de X MM en Chancay y Huaura, IX-X MM en Lima y VIII en la Cordillera Negra; el sismo del 30 de Marzo de 1828 con intensidad VII MM en Lima; el sismo del 4 de Marzo de 1904 con intensidades de VII-VIII MM en Lima; el sismo del 24 de Mayo de 1940, con intensidades de VIII MM en Lima, percibido desde Guayaquil (III MM) hasta Arica (III MM); el sismo del 17 de Octubre de 1966, con intensidades de VIII MM en Huacho y VII MM en Lima; y el sismo del 3 de Octubre de 1974 con intensidades de VIII en Lima y VII en Cañete.

De los sismos ocurridos en el área de estudio, se presentan los mapas de isosistas de los siguientes sismos: 24 de Mayo de 1940; 17 de Octubre de 1966 y 3 de octubre de 1974. Que corresponden a las Figuras 3.4, 3.5 y 3.6. Las mayores intensidades sísmicas en el área de estudio han sido producidas por los sismos de 1586 y 1746.

Se concluye que de acuerdo a la historia sísmica del área de Lima (400 años), han ocurrido sismos de intensidad tan alta como IX en la escala Mercalli Modificada. Además, en áreas muy cercanas, como las ciudades de Chancay y Huaura han ocurrido intensidades máximas de hasta X MM.

3.3 DISTRIBUCION ESPACIAL DE LOS SISMOS

La ubicación de los hipocentros ha mejorado en tiempos recientes, por lo que puede considerarse los siguientes períodos en la obtención de datos sismológicos.

- 1) Antes de 1900 datos históricos descriptivos de sismos destructores.
- 2) 1900 - 1963 datos instrumentales aproximados.
- 3) 1963 - 1991 datos instrumentales más precisos.

Se debe indicar que esta información se encuentra recopilada en el Catálogo Sísmico del Proyecto SISRA (1982), actualizada por el CISMID hasta el año 1991 con los datos verificados publicados por el ISC.

El Mapa de la Fig. 3.2 presenta la distribución de epicentros en el área de influencia de la zona en estudio, elaborado en base al catálogo sísmico del Proyecto SISRA (Sismicidad de la Región Andina). Dicho mapa presenta los sismos ocurridos entre 1963 y 1990, con magnitudes en

función de las ondas de cuerpo mb. Además, se ha dibujado las diferentes profundidades focales de sismos superficiales (0-70 km), sismos intermedios (71-300 km) y sismos profundos (más de 300 km). El Mapa de la Fig. 3.3 presenta un perfil transversal perpendicular a la costa con un ancho de 200 km pasando por la ciudad de Lima.

Los sismos en el área de influencia presentan el mismo patrón general de distribución espacial que el resto del territorio peruano, es decir, la mayor actividad sísmica se concentra en el mar, paralelo a la costa. Se aprecia la subducción de la Placa de Nazca, ya que hacia el continente la profundidad focal de los sismos aumenta. También se producen sismos en el continente que son superficiales e intermedios, y que estarían relacionados a fallas existentes.

En el perfil transversal perpendicular a la costa, que pasa por el área de Lima, se aprecia la subducción de la Placa de Nazca y los sismos continentales.

3.4 ESTUDIOS DE SISMOS RECIENTES EN LIMA

3.4.1 El sismo del 24 de Mayo de 1940

En la ciudad de Lima y poblaciones cercanas la intensidad de este sismo, apreciada por sus efectos

sobre las construcciones urbanas, se aproximó al grado de VII-VIII MM. Ocasionó la destrucción de muchas edificaciones en los distritos del Cercado, Callao, Chorrillos y Barranco, efecto que se acentuó en las construcciones de fábricas antiguas y en las de estado semiruinoso.

Sufrieron averías varios templos, entre ellos La Catedral, y desperfectos algunos edificios modernos con esqueleto estructural. Las estadísticas oficiales consignaban que sufrieron daños un 38% de las viviendas de quincha, 23% de las de adobe, 20% de las casas de ladrillos, 9% de cemento y 10% de las casas construídas de diversos materiales. Se constató que en algunos lugares no sólo sufrieron las construcciones antiguas, sino también las modernas, atribuyéndose este hecho a la constitución del terreno.

El Puerto del Callao que sufrió una ruina considerable, está edificado sobre terreno arenoso saturado de agua, y el Balneario de Chorrillos está situado en una zona próxima a barrancos de terreno aluvial incoherente.

Las construcciones cercanas a los cerros que bordean el abanico fluvial del valle, también fueron afectadas, entre ellos la nueva edificación de

ladrillo de la Escuela Nacional de Agricultura, que sufrió daños de consideración.

3.4.2 El Sismo del 17 de Octubre de 1966

En las zonas del Callao, del Cercado y del distrito del Rímac, así como en el área de Chorrillos, se registraron porcentajes de daños que los ubican en el grado VII de la escala MSK de intensidades. Debido a fenómenos geológicos (zona de contacto), las Casuarinas y parte de La Molina presentan el mismo grado.

Los distritos de Miraflores, San Isidro, Lima, Breña y Magdalena presentan daños de intensidad VI. Estos distritos se hallan ubicados en zonas de conglomerado de gran potencia.

Es de notar que los barrios marginales, a pesar de estar ubicados en zonas de contacto y tener construcción de no muy buena calidad, como Comas y El Agustino, no presentan en general daños de intensidad mayor al grado VI.

En el sector de los acantilados de Barranco y en uno que otro tramo del litoral ocurrieron pequeños deslizamientos, que si bien no produjeron consecuencias, dejan ver la necesidad de establecer

una faja de seguridad que limite las construcciones.

Según la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina, se produjo un Tsunami en La Punta a las 17:32 hora local (22:32 GMT), con un período de la oscilación de 15 minutos y amplitud máxima (máximo a mínimo) de 4.6 m.

3.4.3 El Sismo del 3 de Octubre de 1974

La mayor parte de las estructuras que sufrieron daños severos, fueron construcciones de 3 o más pisos, y construcciones tipo adobe y quincha de 1 ó 2 pisos.

La intensidad más alta en la escala Mercalli Modificada en Lima fue IX. Esta intensidad fue observada en los distritos del Callao, Barranco, La Molina y Lima. La distribución de intensidades en estos distritos es muy diversificada; esto puede deberse en parte a los diferentes tipos de estructuras y a posibles efectos localizados de amplificación de suelos, asentamientos diferenciales, licuación de suelos, etc.

En Chorrillos y Barranco, básicamente se reportaron derrumbes y deslizamientos a lo largo de los acantilados, notándose mayores efectos en las

zonas de contacto, cercanas al Morro Solar. Algunas construcciones se vieron seriamente dañadas y otras colapsaron, como es el caso de las instalaciones de la Escuela de Policía y de otras cercanas a los Cedros de Villa, atribuibles a fenómenos de amplificación de suelos. En la Figura 3.7 se presenta el Mapa de Intensidades de este sismo para la ciudad de Lima elaborado por Husid et al (1975).

3.5 TECTONICA Y SISMOTECTONICA

3.5.1 Tectonismo de los Andes Peruanos

El Perú está ubicado en uno de los ambientes sismo-tectónicos de más alta actividad sísmica que hay en la tierra, formando parte del Cinturón Circumpacífico.

La Cordillera de los Andes y la fosa oceánica Perú-Chile, constituyen los principales rasgos tectónicos de la región. Estos están relacionados con la alta actividad sísmica. Como consecuencia de la interacción de dos placas convergentes (Placa de Nazca y Sudamericana), se originan desplazamientos relativos que implican esfuerzos de compresión, tracción y cortante dentro de la región; como consecuencia del campo de esfuerzos, se presentan

flexiones y cizallas en las placas, las que se manifiestan a lo largo de algunas fallas geológicas conocidas y otras aún no conocidas. La teoría que postula esta relación es la Tectónica de Placas o Tectónica Global (Isacks et al, 1968). La idea básica de la Teoría de la Tectónica de Placas es que la envoltura más superficial de la tierra sólida, llamada Litósfera (100 Kms), está dividida en varias placas rígidas que crecen a lo largo de estrechas cadenas meso-oceánicas casi lineales; dichas placas son transportadas en otra envoltura menos rígida, la Astenósfera, y son comprimidas o destruidas en los límites compresionales de interacción, donde la corteza terrestre es comprimida en cadenas montañosas o donde existen fosas marinas (Berrocal et al 1975).

El mecanismo básico que causa el movimiento de las placas no se conoce, pero se dice que es debido a corrientes de convección o movimientos del mismo manto plástico y caliente de la tierra y también a los efectos gravitacionales y de rotación de la tierra.

Se ha observado que la mayor parte de la actividad tectónica en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de estas placas. El frotamiento mutuo de estas placas es lo que produce los

terremotos, por lo que la localización de éstos delimitará los bordes de las mismas.

3.5.2 Sismo-Tectónica Regional

La Figura 3.2 presenta el mapa sismotectónico de la región. Además de los hipocentros del catálogo sísmico del SISRA, están presentados los rasgos neotectónicos indicados por Sebrier et al (1982). Este plano constituye una representación cualitativa completa de la actividad sísmica en la región en estudio, con representación de la magnitud y la profundidad focal de los sismos, así como las características neotectónicas.

En el mapa sismotectónico se aprecia que en la porción oceánica la actividad sísmica está constituida por sismos superficiales (<70 Km de profundidad focal), concentrados casi exclusivamente entre la fosa marina y la línea de la costa. Existe un área de alta concentración frente a la costa del departamento de Ancash. En la porción continental existen nidos sísmicos superficiales en Huaytapallana. Existen sismos superficiales e intermedios en el área estudiada, cuyo número aumenta en la zona subandina.

Todos los sismos en la porción oceánica corresponden a la zona de subducción, mientras que en la porción continental se incluyen los sismos de la zona de Benioff, con profundidades focales mayores de 70 Kms y los sismos continentales que son superficiales. En la Figura 3.3 se muestra la proyección del perfil de la zona de Lima, perpendicular a la línea de la costa.

3.6 PELIGRO SISMICO EN CHORRILLOS Y BARRANCO

Todo efecto derivado de la ocurrencia de un sismo que cause condiciones adversas para el desarrollo del hombre, constituye un peligro sísmico, alguno de los cuales son los fenómenos de licuación de suelos granulares, deslizamientos y hundimientos. Dichos fenómenos se activan ante la ocurrencia de un sismo que iguale o exceda un valor prefijado para un sitio, área o región, durante un tiempo de exposición seleccionado y esto último es lo que nos lleva a evaluar el peligro sísmico en base a estudios determinísticos y probabilísticos.

3.6.1 Estudio Sísmico Determinístico

El análisis determinístico de los efectos sísmicos en el área de estudio consiste en:

- 1) Relacionar eventos sísmicos a fallas activas o potencialmente activas para determinar sus efectos epicentrales y su atenuación al lugar.
- 2) Si se presentan fallas del Cuaternario, independientemente de la actividad sísmica, éstas son capaces de producir sismos de una magnitud suficiente para producir una ruptura de la mitad de la longitud de la traza de la falla mapeada. Los efectos epicentrales son atenuados del punto más cercano a la falla, al lugar.

En base a lo anterior y al catálogo histórico e instrumental se determinará el sismo extremo para cada zona sismogénica a ser considerada. El Sismo Extremo se define como el sismo más grande que una zona sismogénica puede producir, bajo las condiciones tectónicas conocidas. Una obra civil debe diseñarse de modo tal que en caso improbable que dicho sismo ocurra y se produzcan daños considerables a la obra, no se producirá la rotura catastrófica.

En seguida se determina el Sismo de Diseño, que es el sismo más grande que se espera que ocurra una vez en la vida del proyecto. En este caso se determina el Sismo de Diseño asociado a un período de retorno de 475 años.

Sismo Extremo

Considerando los sismos de la zona de subducción, es posible definir dos áreas concentradas de actividad con influencia significativa en la zona de estudio: la primera fuera de la costa (a distancias focales promedio del orden de 70 Kms) y la otra al este de la zona de estudio (a distancias focales mínimas de 120 Km).

Los sismos continentales superficiales no son significativos para el área de estudio.

La máxima magnitud creíble de los sismos de subducción se determinó en base al catálogo sísmico existente desde 1900 y al gráfico acumulado de número de sismos vs. magnitud, (Castillo ,1994). La atenuación sísmica de aceleraciones se realizó utilizando la Ley de Atenuación propuesta por Casaverde y Vargas (1980) para zonas de subducción en el Perú.

$$a = 68.7 e^{0.8Ms} (R+25)^{-1.0}$$

donde

a = aceleración en cm/seg².

Ms = magnitud expresada en ondas de superficie.

R = distancia hipocentral en kms.

SISMO EXTREMO

Fuente	Distancia (Km)	Ms	a _{max} (%g)
Zona costera de subducción	70	8.1	0.48
Zona continental de subducción	120	7.3	0.17

La mayor aceleración es producida por el sismo de subducción de la costa y es igual a 0.48 g.

Sismo de Diseño

Se utilizó la misma metodología anterior para determinar el Sismo de Diseño, pero con valores diferentes de Ms. El valor de Ms correspondiente a un período de retorno de 475 años se determinó del gráfico del número acumulado de sismos entre el período de medición vs. la magnitud sísmica para la zona de subducción.

En consecuencia:

SISMO DE DISEÑO

Fuente	Distancia (Km)	Ms	a_{max} (%g)
Zona costera de subducción	70	7.4	0.38
Zona continental de subducción	120	6.8	0.11

En este caso el valor de la aceleración máxima es de 0.38 g, producido por un sismo de subducción en la costa.

3.6.2 Estudio Sísmico Probabilístico

El riesgo sísmico puede evaluarse probabilísticamente con el método desarrollado por Cornell (1968). La primera parte del método consiste en una revisión de la actividad sísmica del pasado para determinar las fuentes sismogénicas, considerando las características tectónicas de la región. Luego se determina la recurrencia de las zonas sismogénicas y con la atenuación sísmica se determinan los valores probables de intensidades sísmicas.

Evaluación de Fuentes Sismogénicas

Se han utilizado las fuentes sismogénicas de

finidas por Castillo (1994). La determinación de estas fuentes sismogénicas se ha basado en el mapa de distribución de epicentros, así como en las características tectónicas de nuestro país. La actividad sísmica en el Perú es el resultado de la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca, y el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino. Esto nos permite agrupar a las fuentes en Fuentes de Subducción y Fuentes Continentales. Las Fuentes de Subducción modelan la interacción de las placas Sudamericana y Nazca. Las Fuentes Continentales están relacionadas con la actividad sísmica superficial andina. Se han presentado las fuentes como áreas, ya que no existen suficientes datos para modelar fallas como fuentes lineales en este tipo de análisis.

Las Figuras 3.9 y 3.10 presentan las fuentes sismogénicas aplicables al estudio. Se ha mantenido la misma nomenclatura de las zonas sismogénicas, utilizando sólo aquellas que tienen influencia en el área de estudio.

La mayor parte de los sismos ocurridos en el área considerada es producto de la interacción de las Placas de Nazca y Sudamericana. La Placa Nazca penetra debajo de la Sudamericana a ángulos variables. La Placa Nazca se profundiza a medida que avanza hacia el Continente, por lo que pueden distinguirse las Fuentes de Subducción Superficial

(F3 y F4), Fuentes de Subducción Intermedia (F15, F16 y F19). La Fuente de Subducción Profunda F20 no influye en el proyecto. Las Fuentes de Subducción Superficial Intermedia y Profunda tienen profundidades focales promedio de 50, 150 y 600 km respectivamente.

Las fuentes F7, F8, F11 y F12 están asociadas a la sismicidad regional andina con profundidades focales, sin estar asociadas a fallas activas.

El área de influencia está limitada por latitud 8.00°S y 16.00°S , y longitud 71.00°W y 81.00°W .

Análisis Estadístico de Recurrencia

El catálogo instrumental de sismos comienza a principios de siglo para la zona en referencia. La información existente hasta el año 1963 es incompleta, ya que no se cuenta con valores de magnitud de ondas de cuerpo "mb" y profundidad focal. Se decidió utilizar la información a partir de 1963 para la realización del análisis estadístico de recurrencia.

La recurrencia de terremotos se determina de acuerdo a la expresión de Richter (1958).

$$\text{Log } N = a - bM$$

donde:

N= número de sismos de magnitud M ó mayor por unidad de tiempo.

a,b = parámetros que dependen de la región.

Los parámetros estadísticos de recurrencia para cada una de las fuentes sismogénicas se han calculado utilizando los valores de magnitudes de ondas de cuerpo para luego convertirlos a valores de magnitud de ondas de superficie, mediante la expresión determinada en el CISMID en base al catálogo 1963-1989 (Fig. 3.8).

$$m_b = 3.30 + 0.40 M_s$$

En el análisis estadístico de los parámetros de recurrencia se utilizó el método de máxima verosimilitud, considerando los datos de 1963 - 1991.

Este método ajusta la recta al valor medio de los datos sobre la magnitud mínima de homogeneidad, incluída la máxima magnitud observada, normalizando el aporte que hacen los sismos de diferentes magnitudes. Esto hace que el valor de b refleje de

mejor forma el estudio de los esfuerzos de la región.

La tasa μ es la tasa media anual de ocurrencia de eventos mayores o iguales que la magnitud mínima de homogeneidad.

Para determinar la tasa μ se utiliza una variación del diagrama de Gutenberg y Richter, que consiste en dibujar un número acumulativo de eventos mayores a una determinada magnitud versus el tiempo. De estos gráficos se puede determinar la magnitud mínima de homogeneidad (M_{\min}) y la tasa μ . La magnitud mínima de homogeneidad corresponderá al gráfico cuyo diagrama acumulativo versus tiempo muestre un comportamiento lineal y monótonamente creciente. La tasa μ es la pendiente de dicha recta.

M_{\max} es la magnitud máxima probable que puede ser liberada como energía sísmica (Mc Guire, 1976). Para determinar esta magnitud se utiliza el siguiente criterio: el más grande evento que ha ocurrido en la fuente en el pasado es el máximo sismo que se espera en el futuro.

Para determinar las profundidades representativas de los hipocentros en las zonas sismogénicas se hizo un trabajo estadístico del cálculo de frecuencias de sismos versus profundidad.

La Tabla 3.1 presenta los parámetros de recurrencia utilizados para el caso de considerar las fuentes sismogénicas de las Figuras N° 3.9 y 3.10.

Ley de Atenuación

Se han utilizado 2 leyes de atenuación de aceleraciones, la primera fue propuesta por Casaverde y Vargas (1980), y ha sido empleada para las fuentes asociadas al mecanismo de subducción. Esta ley está basada en los registros de acelerógrafos de las componentes horizontales de diez sismos peruanos registrados en Lima y alrededores. En la Figura 3.11 se indican las curvas de esta ley de atenuación.

Es notoria la menor atenuación de los sismos peruanos en comparación con atenuaciones de sismos en otras partes del mundo. Los sismos fueron registrados en acelerógrafos instalados en el local del Instituto Geológico en la Plaza Habich, el Instituto Geofísico en la avenida Arequipa, en Zárate, en la casa del Dr. Huaco en las Gardenias y en la Molina, la ley es:

Atenuación de Aceleraciones

$$a = 68.7 e^{0.8Ms} (R + 25)^{-1.0}$$

donde:

a = es la aceleración en cm/seg^2

M_S = es la magnitud de las ondas superficiales

R = es la distancia hipocentral en Kms

La segunda ley de atenuación de aceleraciones fue propuesta por McGuire (1974) para la Costa Oeste de los Estados Unidos (Fig. 3.12) y ha sido empleada para las fuentes asociadas a sismos continentales superficiales (F7, F8, F11 y F12). Esta ley tiene la forma:

$$a = 472 * 10^{0.28M_S} (R+25)^{-1.3}$$

donde:

a = es la aceleración en cm/seg^2 .

M_S = es la magnitud de las ondas superficiales

R = es la distancia hipocentral en Kms.

Evaluación del Peligro Sísmico

Se ha determinado el peligro sísmico del área de estudio mediante la utilización de metodología e información pertinente, disponibles en la literatura. Se ha utilizado el Programa de Cómputo RISK desarrollado por R. McGuire (1976) con datos de

atenuación de Casaverde y Vargas (1980) y de Mc Guire (1974) y utilizando las fuentes sismogénicas y parámetros de recurrencia definidos por Castillo (1994). Las coordenadas geográficas utilizadas han sido las que corresponden a la ubicación de la zona céntrica del área en estudio (12.16°S y 77.01°W).

El peligro sísmico se ha determinado por medio de la probabilidad de ocurrencia de un sismo cuya aceleración máxima sea igual o mayor que ciertos valores esperados. También se podrían determinar probabilísticamente las velocidades, los desplazamientos o las intensidades esperadas, utilizando los parámetros de Casaverde y Vargas (1980), que presentan atenuaciones en función de dichos parámetros.

La Tabla 3.2 presenta los resultados de las aceleraciones esperadas para el área estudiada para períodos de retorno de 30, 50, 100, 200, 285, 475 y 950 años. Las salidas del programa RISK se presentan en el Anexo III-2.

Para determinar los valores máximos de diseño, se considera un sólo nivel de importancia de las obras. Se considera sismos de 475 y 950 años de período de retorno, para los sismos de diseño y extremo respectivamente. Para el sismo de diseño se

considera una vida útil de 50 años con una excedencia del 10% lo cual significa:

- Sismo de Diseño : 0.44 g.
- Sismo Extremo : 0.63 g.

Es usual considerar una aceleración efectiva en vez de la instrumental pico del orden del 25 al 30% más baja. El coeficiente sísmico para el diseño estará expresado en términos del período de la estructura y del período predominante del suelo.

Niveles Sísmicos Del Movimiento Máximo Del Suelo

En base a los estudios descritos, es necesario definir una propuesta para los niveles sísmicos del movimiento máximo esperado del suelo, principalmente en lo referente a la aceleración.

Se proponen los siguientes valores para las aceleraciones del suelo:

Lugar	Sismo Extremo		Sismo de Diseño	
	a_{max}	a_{efect}	a_{max}	a_{efect}
Chorrillos y Barranco.	0.63	0.40	0.44	0.30

La respuesta estructural derivada por métodos espectrales deberá considerar a partir de estos valores la amplificación estructural y las reducciones por ductilidad, amortiguamiento y coeficientes de seguridad que posteriormente se emplearán en el diseño. Los valores presentados corresponden a suelo firme y no reflejan la amplificación local del suelo, en caso de existir.

En el caso de emplear el método pseudo-estático en el diseño de taludes y muros, se recomienda el valor de $k = 0.25g$.

TABLA N° 3.1

PARAMETROS DE RECURRENCIA UTILIZADOS EN EL PROGRAMA RISK
PELIGRO SISMICO DE CHORRILLOS Y BARRANCO

FUENTE	MAGNITUD MINIMA M_1	MAGNITUD MAXIMA M_1	BETA	TASA	PROFUNDIDAD (Km)
F3	4.8	8.00	3.14	6.43	30,60
F4	4.8	8.20	3.24	3.79	30,50
F7	4.9	7.40	3.57	0.17	40
F8	4.9	7.00	2.42	0.19	65
F11	4.9	7.10	3.55	3.60	40,60
F12	4.9	7.10	4.55	0.75	50
F15	4.9	7.20	2.69	1.64	100
F16	4.9	7.20	3.76	3.09	80,100
F19	4.9	7.00	3.33	2.87	120,160

TABLA N° 3.2
ACELERACIONES MAXIMAS ESPERADAS (% g)

LUGAR	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
	30	50	100	200	285	475	950	
CHORRILLOS Y BARRANCO 12.17°, 77.02°	0.22	0.25	0.30	0.35	0.39	0.44	0.52	0.63
								2000

TABLA N° 3.3
COORDENADAS DE LAS FUENTES SISMOGENICAS UTILIZADAS
(Castillo, 1993)

FUENTES	COORDENADAS GEOGRAFICAS					
FUENTE 3	-81.17	-09.00	-79.27	-07.90	-75.84	-13.87
	-77.00	-14.80				
FUENTE 4	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87	-73.00	-16.53
	-74.16	-17.87				
FUENTE 7	-78.28	-08.20	-77.86	-08.07	-76.83	-10.23
	-77.21	-10.47				
FUENTE 8	-75.84	-13.87	-74.76	-13.13	-71.41	-14.67
	-73.00	-16.53				
FUENTE 11	-79.10	-05.20	-75.10	-04.33	-74.17	-09.33
	-76.34	-10.67			-72.48	-11.40
	-74.76	-13.13				
FUENTE 12	-74.76	-13.13	-72.48	-11.40	-67.76	-13.80
	-68.12	-16.13				
FUENTE 15	-79.80	-08.13	-77.17	-06.53	-73.86	-12.46
	-76.38	-14.30				
FUENTE 16	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46	-71.21	-14.40
	-73.28	-16.87				
FUENTE 19	-77.17	-06.53	-75.27	-05.33	-72.03	-11.13
	-73.86	-12.46				
FUENTE 20	-72.31	-06.67	-71.00	-06.33	-69.69	-10.93
	-71.14	-11.30				

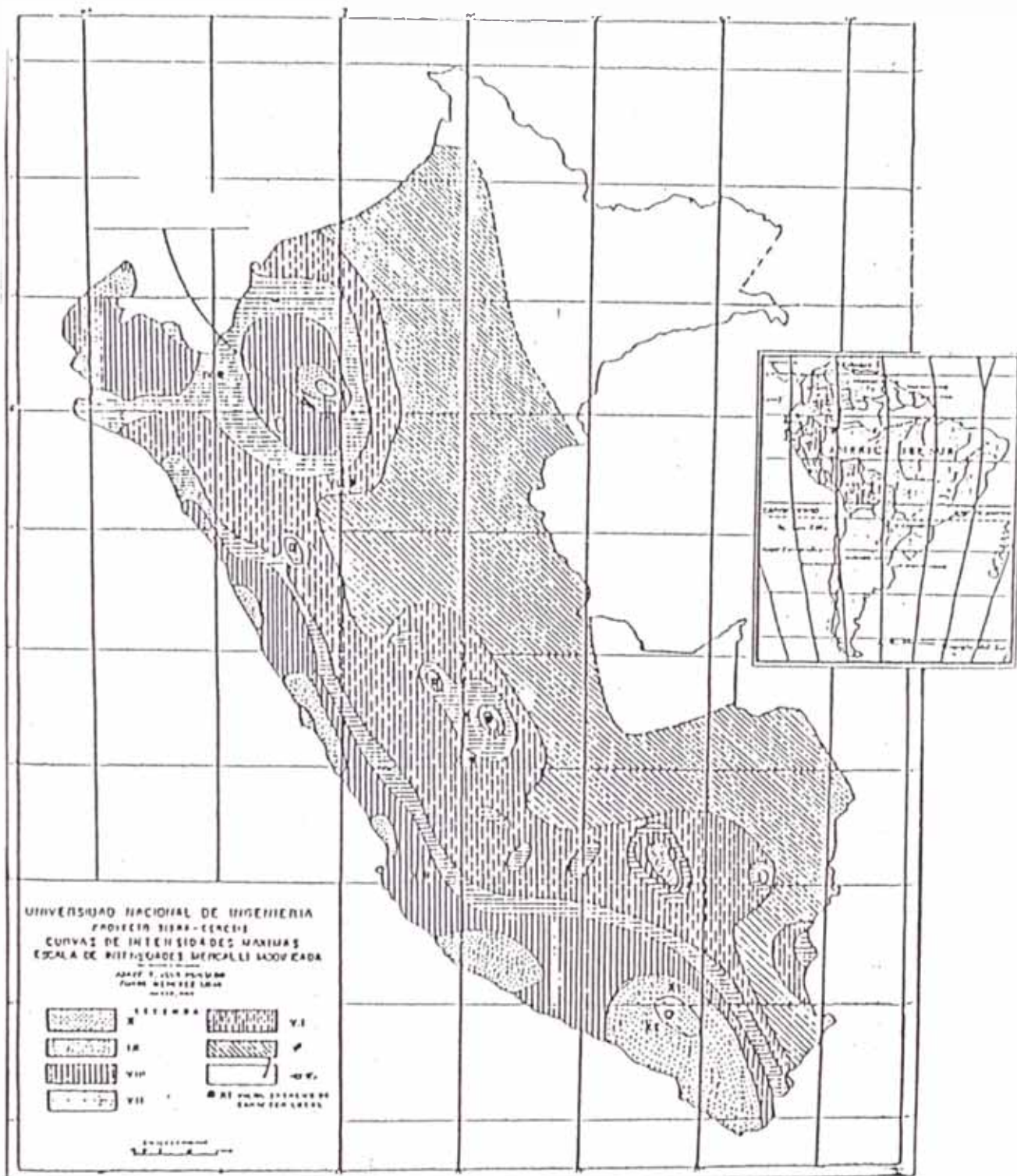


Fig.3.1 Mapa de Máximas Intensidades del Peru
 Ref. (Alva Hurtado et al,1984)

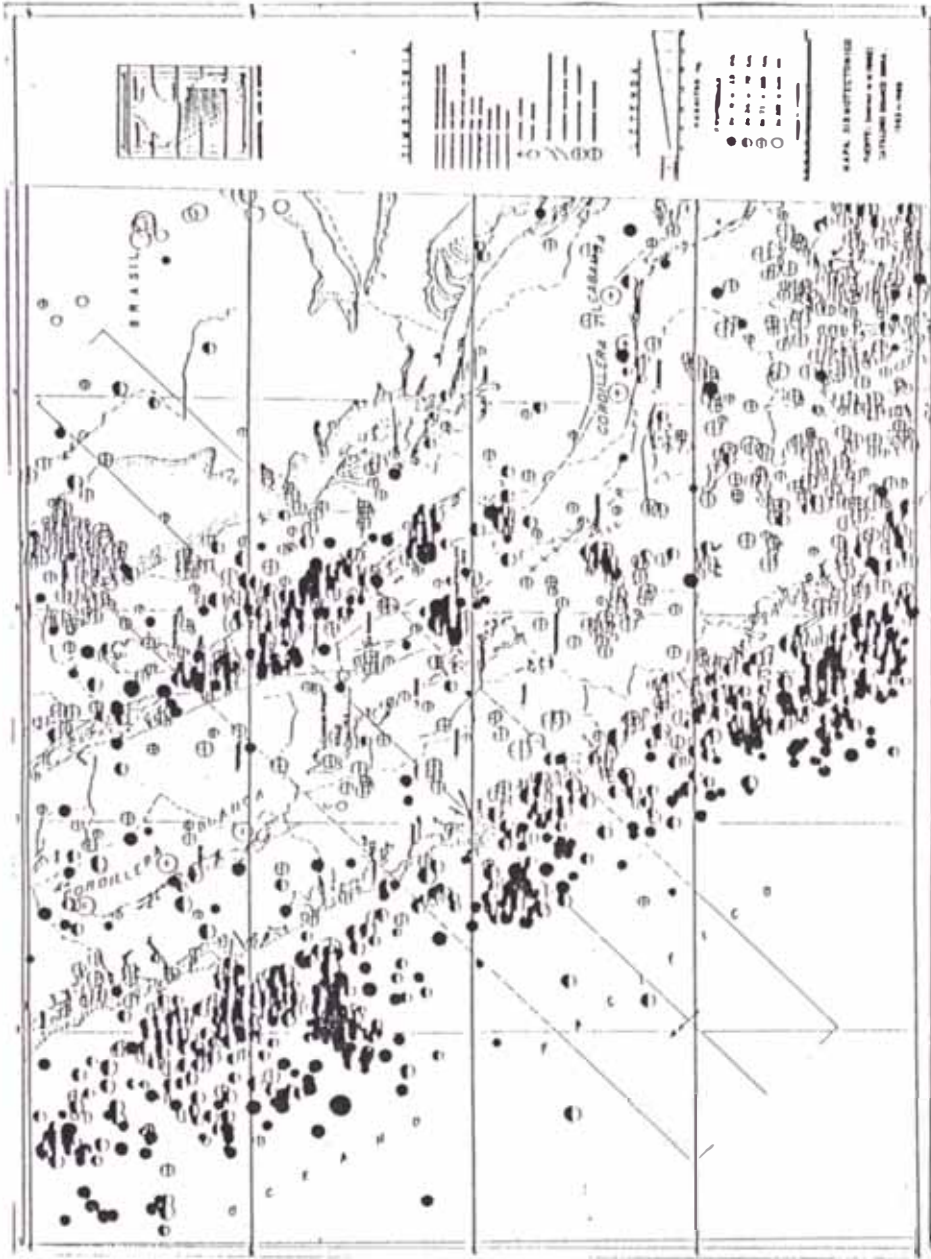


Fig. 3.2 Distribución de epicentros en el área de influencia de la zona de estudio
 Ref. Sebrier et al (1992)

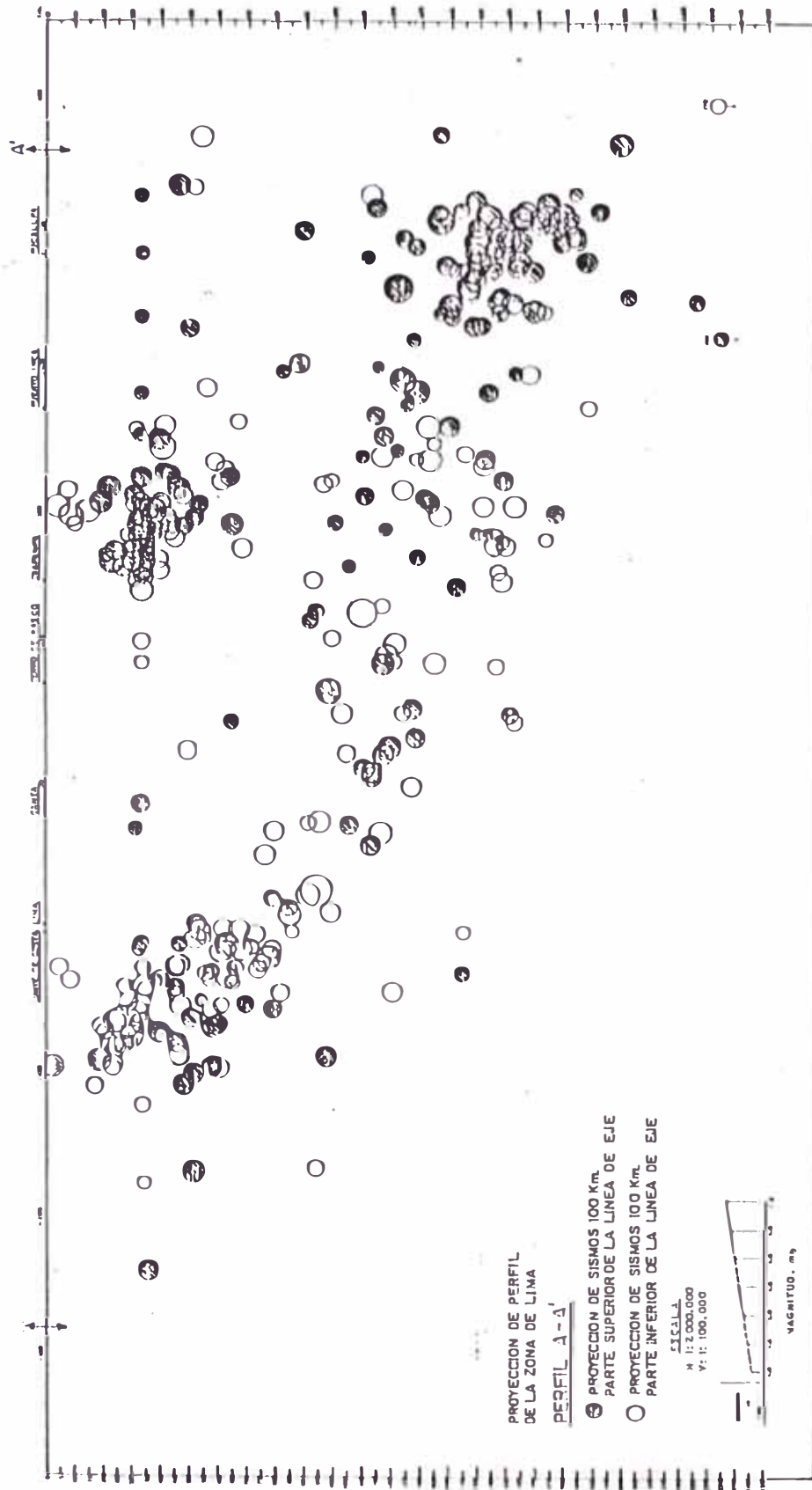


Fig. 3.3 Proyeccion del Perfil de la zona de Lima
Ref. Sebrier et al (1992)

INSTITUTO NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

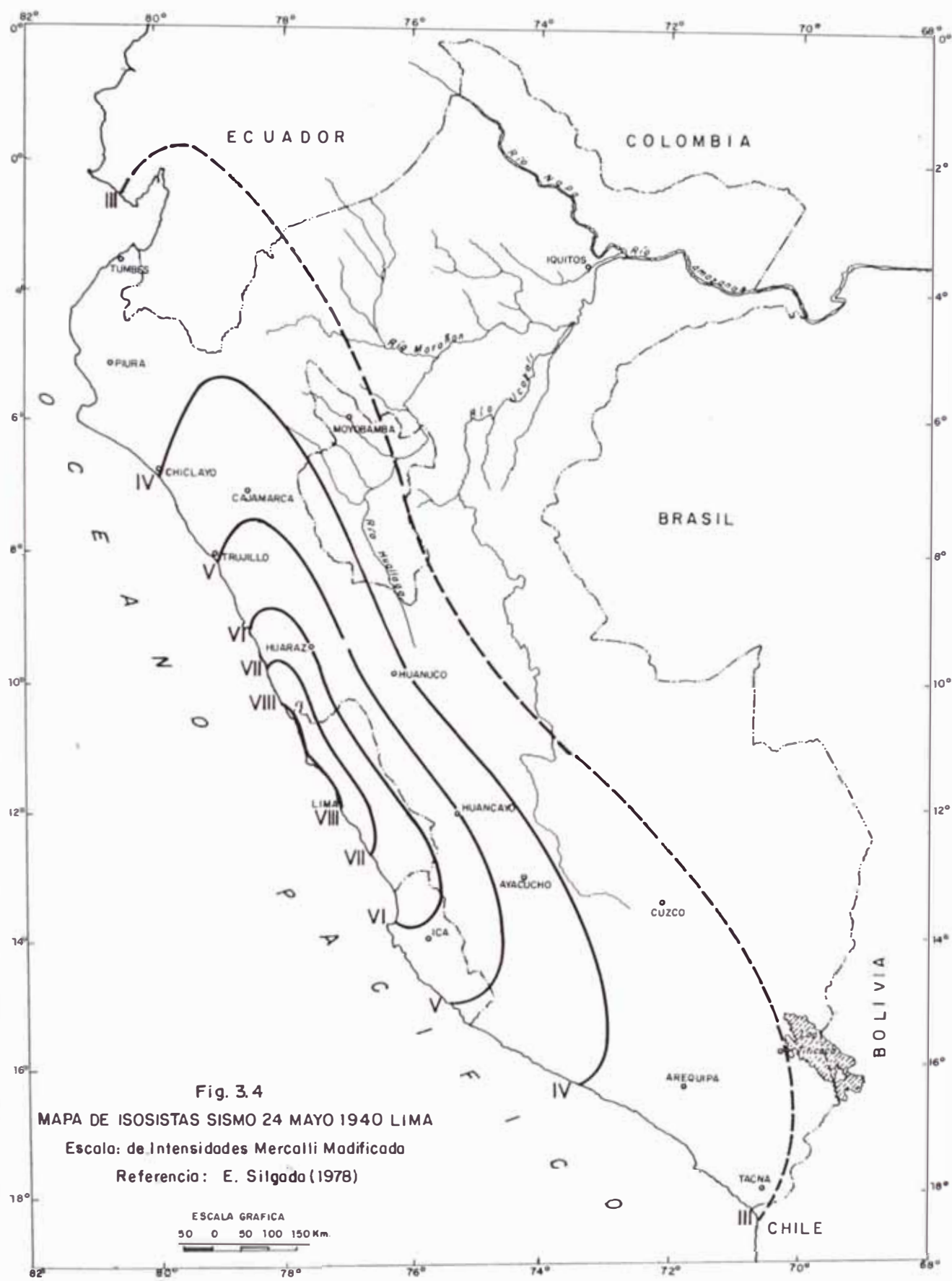


Fig. 3.4
 MAPA DE ISOSISTAS SISMO 24 MAYO 1940 LIMA
 Escala: de Intensidades Mercalli Modificada
 Referencia: E. Silgado (1978)

ESCALA GRAFICA
 50 0 50 100 150 Km.

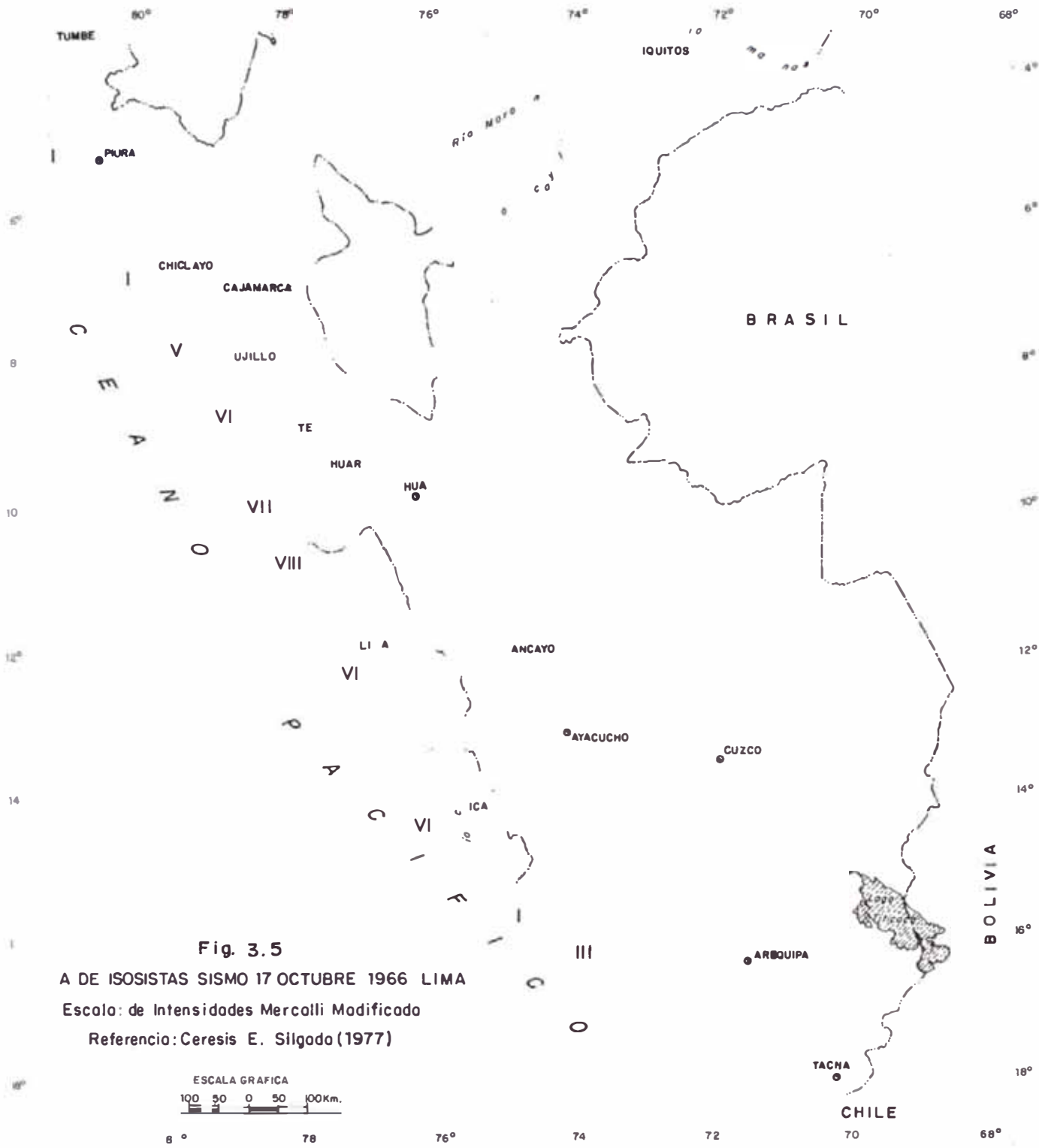


Fig. 3.5
A DE ISOSISTAS SISMO 17 OCTUBRE 1966 LIMA
 Escala: de Intensidades Mercalli Modificado
 Referencia: Ceresis E. Silgado (1977)

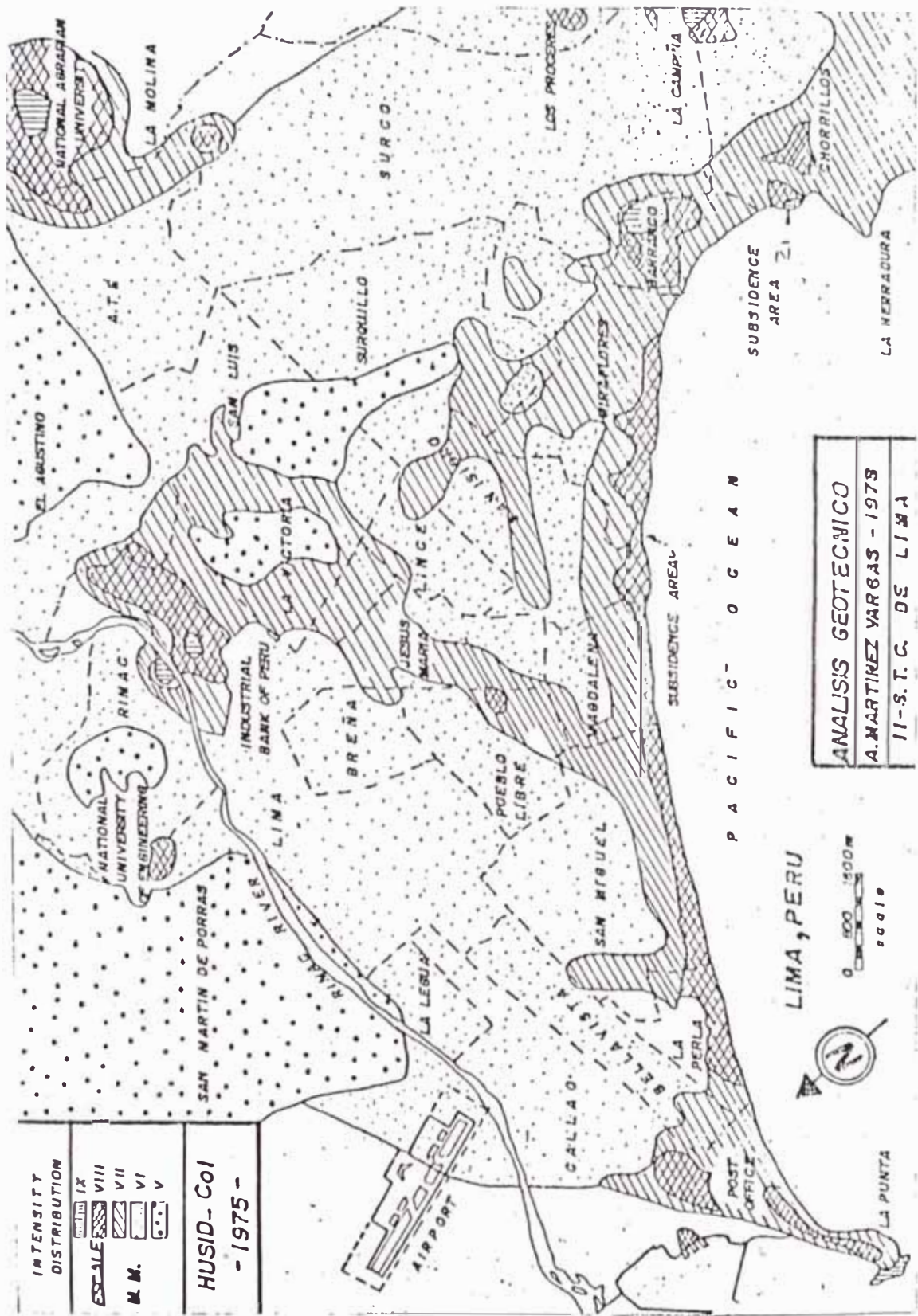


Fig. 3.7 Distribución de intensidades en Lima Sismo 1974 Ref. A. Martinez Vargas, 1978

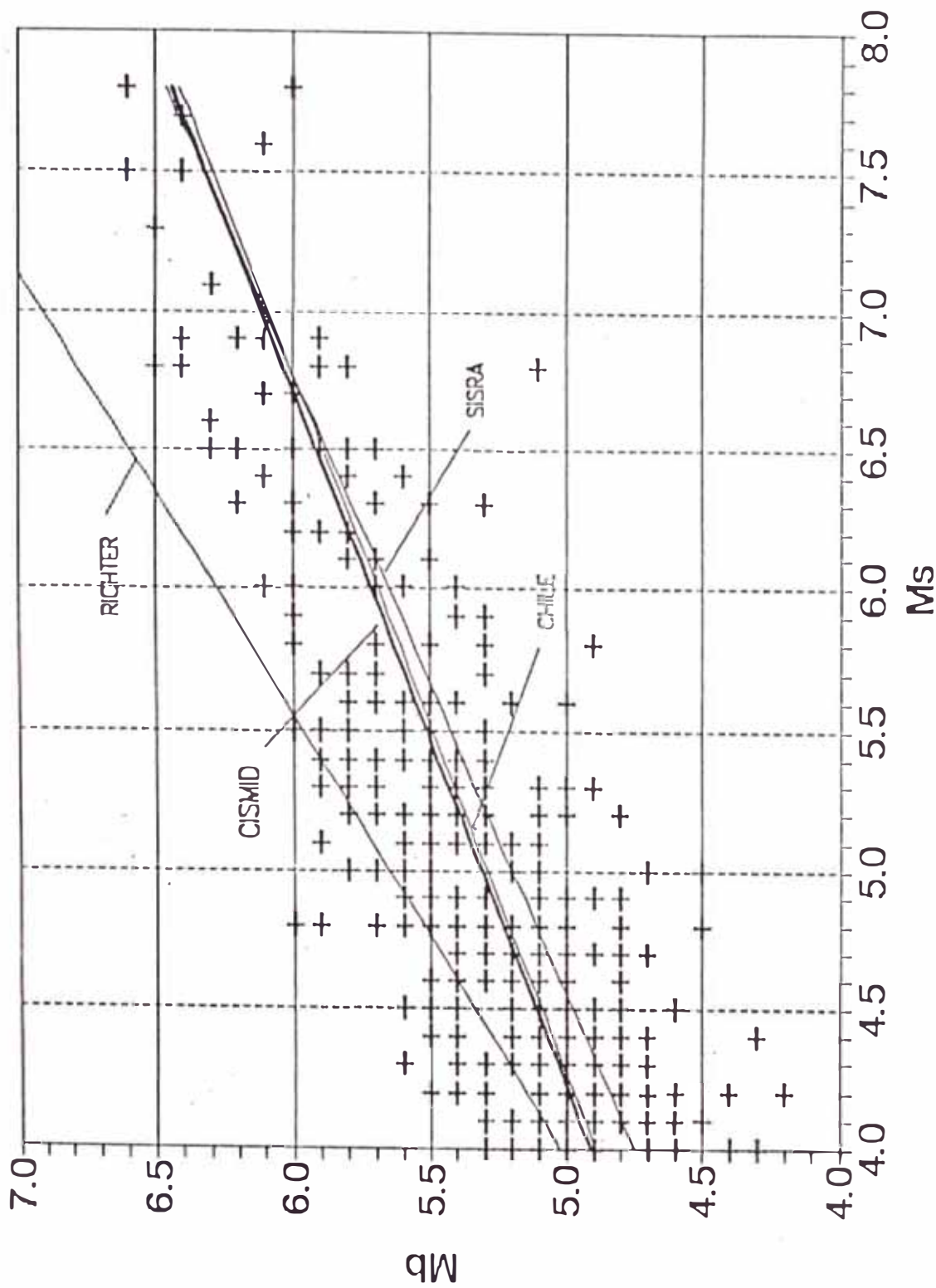


Fig. 3.8 Correlación entre magnitudes Mb y Ms Ref.

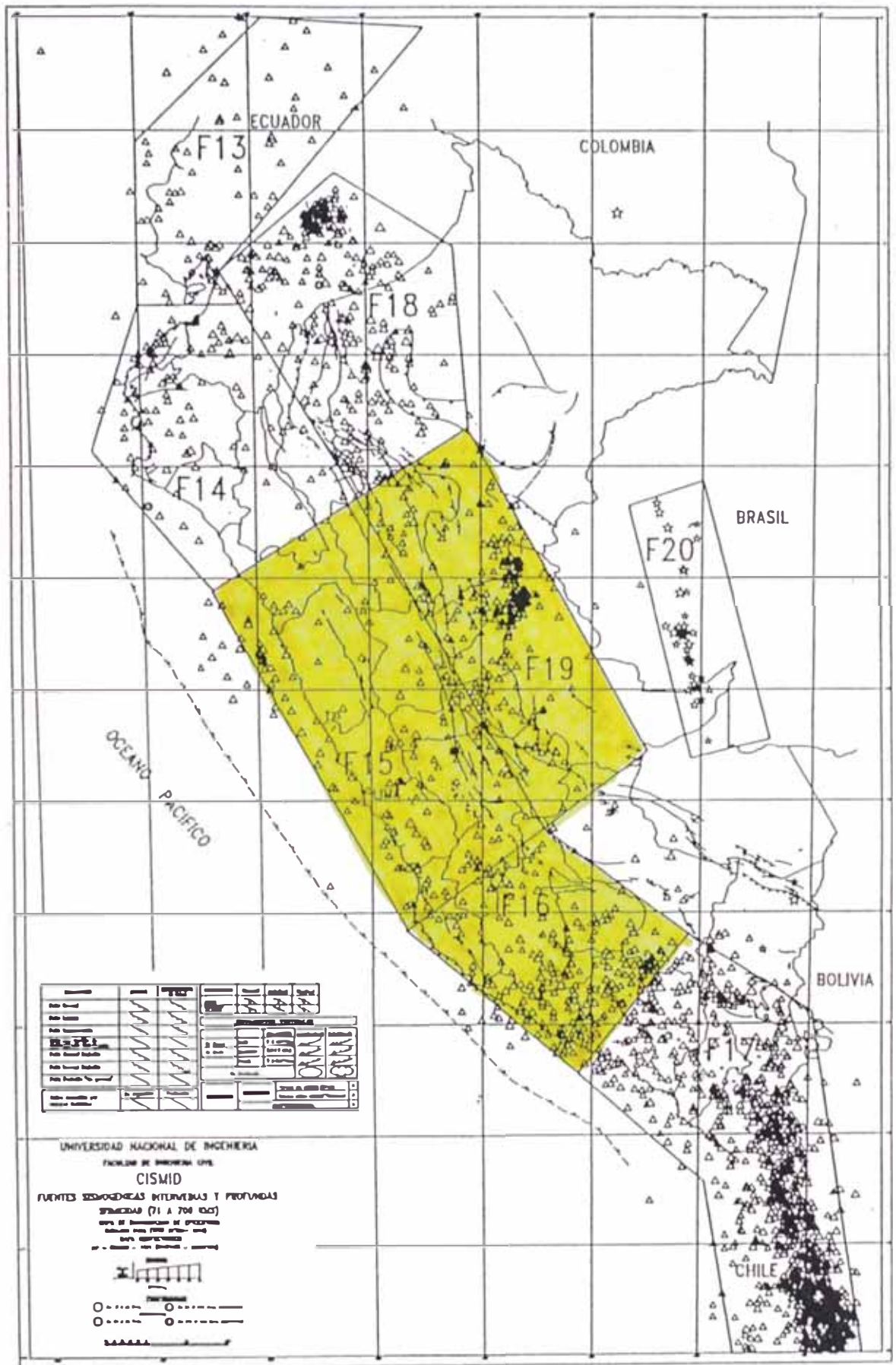


FIGURA 3.9 FUENTES DE SUBDUCCION INTERMEDIA (71-300 KM) Y PROFUNDA (500-700 KM). Castillo (1994)

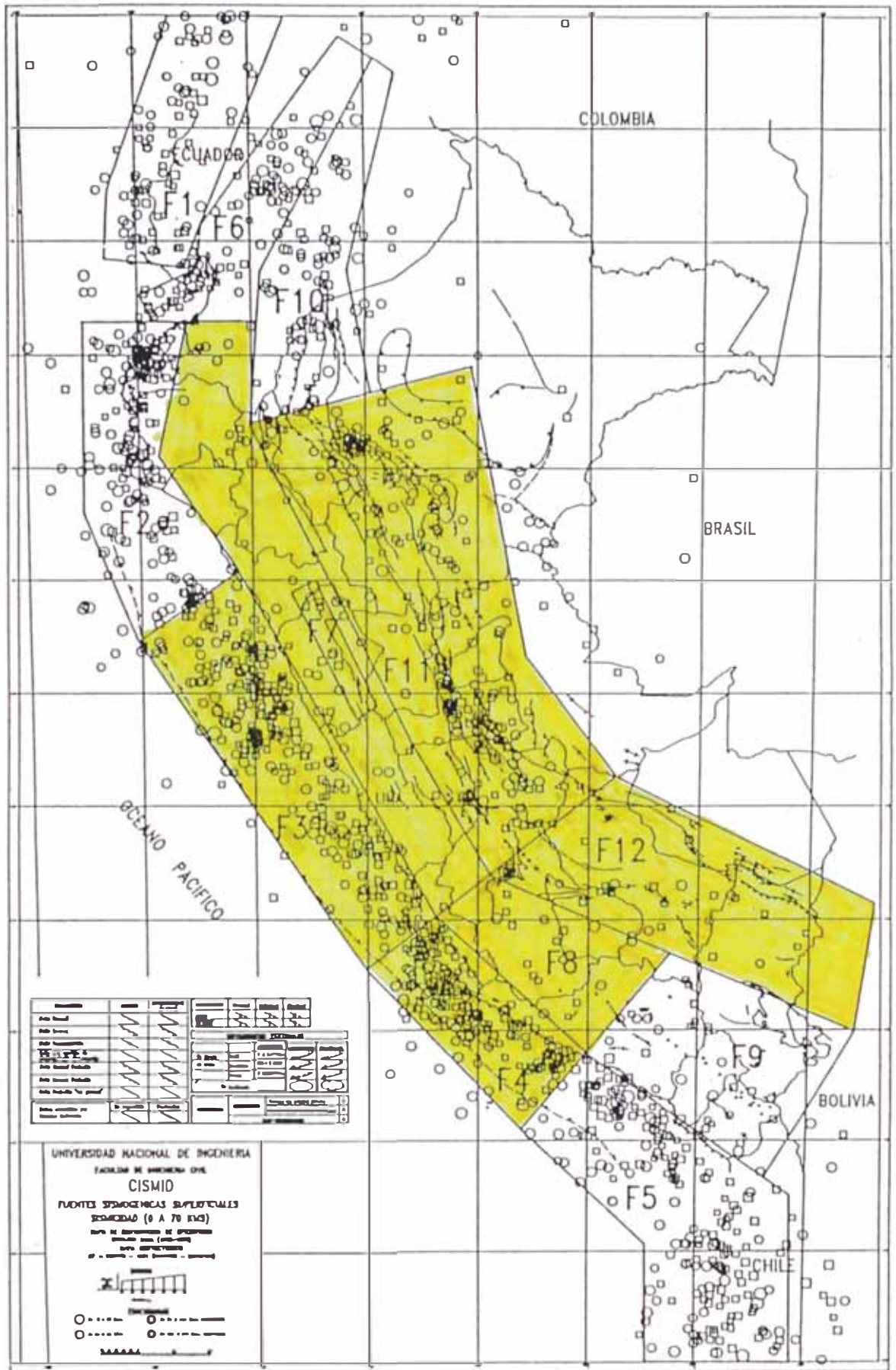
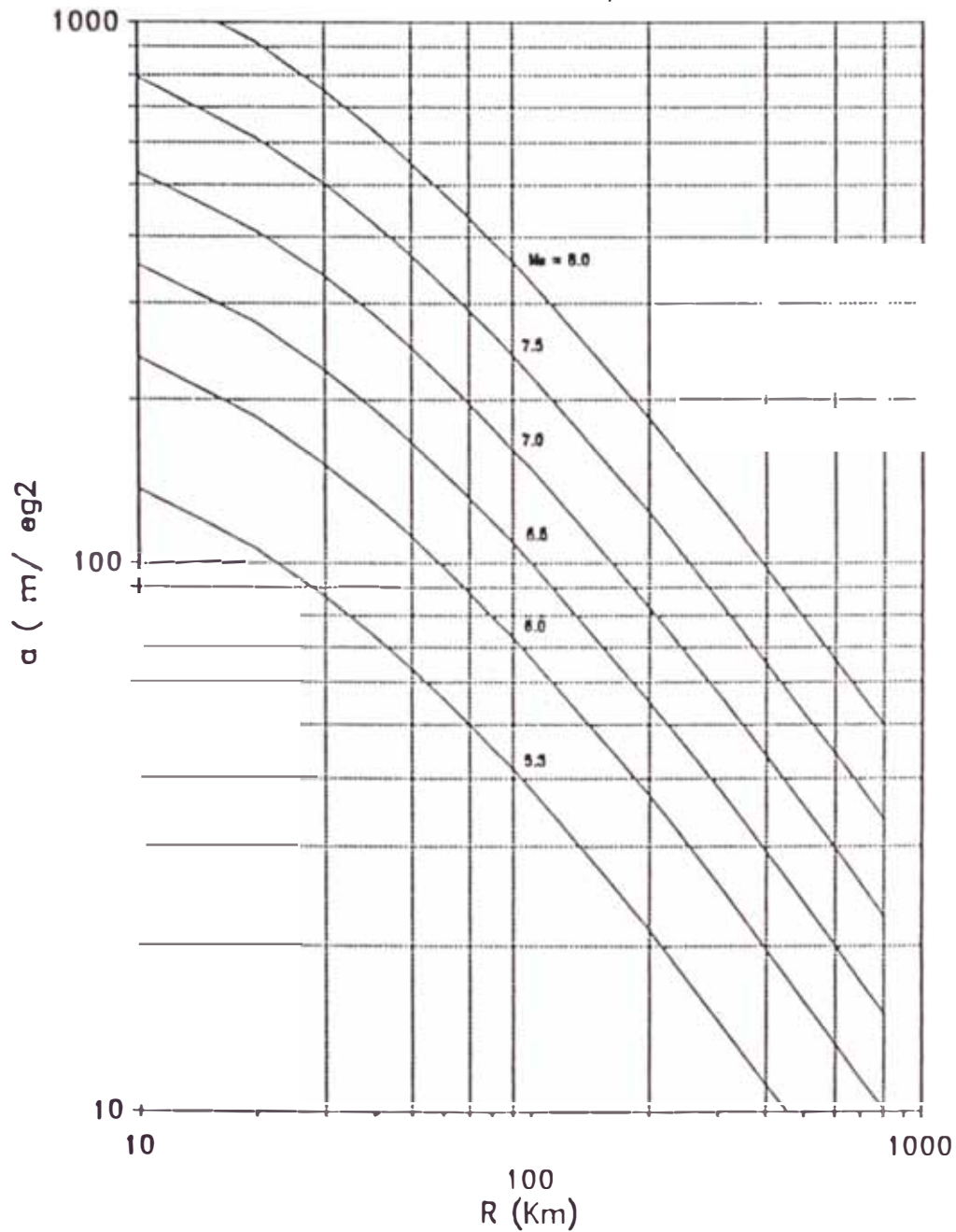


FIGURA 3.10 FUENTES CONTINENTALES Y FUENTES DE SUBDUCCION SUPERFICIALES (0-70 KM). Castillo (1994)

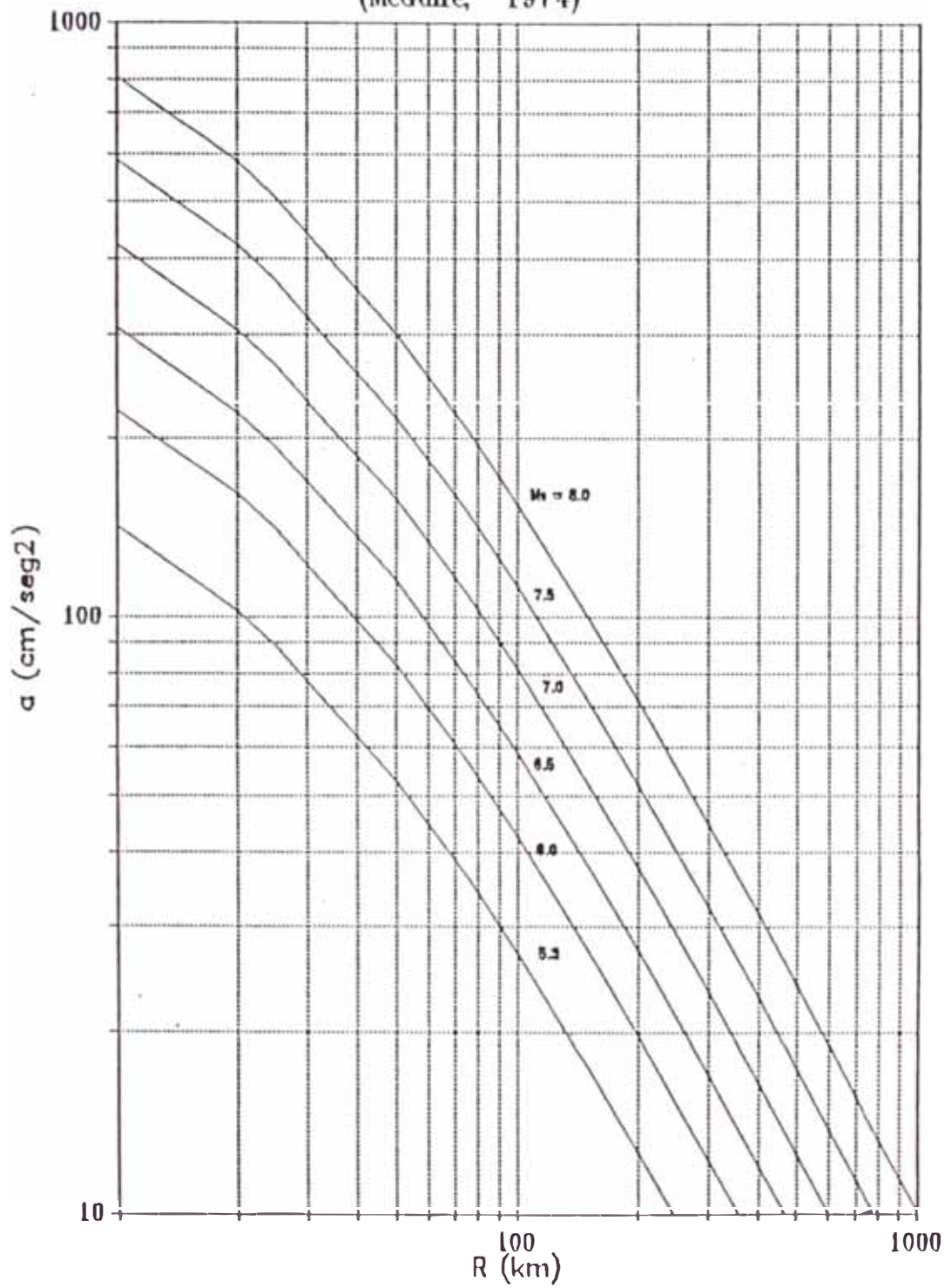
ATENUACION DE LA ACELERACION MAXIMA DEL SUELO
(Vargas , 1979)



$$a = 68.7 e^{0.8M} (R+25)^{-1}$$

FIG. 3.11

ATENUACION DE LA ACELERACION MAXIMA DEL SUELO
(McGuire, 1974)



$$a = 472 \times 10^{0.28 M_s} \times (R + 25)^{-1.3}$$

FIG. 3.12

CAPITULO IV

ASPECTOS GEOTECNICOS

4.1 INTRODUCCION

Cada vez es más evidente la relación entre la respuesta dinámica de las edificaciones construídas sobre un determinado terreno y las características geotécnicas del mismo. Esto se debe a que los suelos son el medio a través del cual viajan las ondas sísmicas que actúan sobre las estructuras, y es además donde suelen activarse fenómenos de geodinámica externa (licuación de suelos, deslizamientos, derrumbes, etc). Por todo ello, los estudios de microzonificación sísmica requieren fundamentalmente del conocimiento de los depósitos de suelos que subyacen las zonas de interés.

Evaluar las características geotécnicas de los depósitos de suelo implica determinar los tipos de suelos existentes y su distribución dentro de la zona de interés, obtener sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad, posición del nivel freático y determinar las zonas con suelos especiales (suelos expansivos, licuables, colapsables, etc). Para obtener

esta información se requiere recopilar estudios de mecánica de suelos con fines de cimentación y registros de perforaciones de pozos profundos, y de ser posible efectuar un programa de exploraciones de campo.

En este estudio se realizó la zonificación geotécnica en base a la recopilación de información adecuada, además se realizaron Ensayos de Penetración Estándar y Ensayos de Cono Holandés.

4.2 ENSAYOS IN SITU REALIZADOS

Como ya se mencionó, se realizaron Ensayos de Penetración Estándar (SPT) con recuperación de muestras y Ensayos de Cono Holandés; estos últimos requirieron utilizar una posteadora manual al costado de cada ensayo, obteniendo las muestras hasta la profundidad de los mismos. Antes de dar los resultados de estos ensayos analizaremos en qué consiste cada uno de ellos.

4.2.1 Ensayos de Penetración tipo Cono Holandés.

Este ensayo data de los años 20 (Figura 4.1); sin embargo, no es sino hasta la década de los 60, cuando gana mayor aceptación en muchos países, debido a la popularidad que adquiere el cono eléctrico. Este es un ensayo rápido de ejecutar y es capaz de dar gran cantidad de información continua del suelo y por consiguiente obtener en menos

tiempo y con mayor precisión las propiedades y características del suelo (Begemann, 1957).

La variante principal entre un penetrómetro tipo Cono Holandés y otro, está básicamente en la punta de penetración, pues es de allí donde se obtiene la información del suelo. Existiendo el Cono Mecánico, el Cono Eléctrico, el Piezocono, el Cono Sísmico, el Cono Multisensor. Cualquiera que fuese a emplearse, la otra variante suele ser la fuerza que requiere el equipo para empujar la punta cónica. Es así que existen conos de 1 a 50 toneladas de capacidad, seleccionándose la capacidad en función de las profundidades que se esperan alcanzar y a la dureza del suelo por atravesar.

En el Perú existen Conos Mecánicos con punta Delft y Begemann, de capacidades de 2 y 10 toneladas (Laboratorio Geotécnico del CISMID de la FIC-UNI). El tipo de Cono Holandés usado en el presente trabajo de investigación es el Cono Mecánico con punta Delft de 10 toneladas de capacidad.

La descripción completa acerca del equipo usado del mecanismo de carga y detalles de la ejecución de la prueba, se encuentran publicadas en las normas ASTM - 3441 del año 1986. Las variables que se miden en la prueba del Cono Mecánico son:

z = Profundidad de medición (metros)
Qc = Fuerza para hincar la punta cónica (kg)
Rt = Fuerza para hincar la punta cónica y la funda
de fricción

Con estos datos se obtiene:

$$q_c = Q_c/A_c$$

donde:

A_c = área transversal de la funda (10 cm²)

q_c = resistencia de punta (kg/cm²)

$$f_s = (R_t - q_c)/A_f$$

donde :

A_f = Area lateral de la funda (150cm²)

f_s = resistencia por fricción de la funda (Kg/cm²).

En nuestro caso en particular, se trabajó, como mencionamos, con una punta Delft, con la cual la única información disponible son los valores de "q_c".

C O R R E L A C I O N E S E M P I R I C A S

Las pruebas de penetración cónica mecánica, suelen ser muy útiles cuando se emplean correlaciones empíricas que permiten la identificación indirecta del tipo de suelo y la estimación de sus propiedades mecánicas de resistencia y compresibilidad. Entre las correlaciones más importantes tenemos:

1. CLASIFICACION INDIRECTA DE LOS SUELOS

Existen hoy en día muchas correlaciones de la resistencia q_c y f_s con los tipos de suelos. En nuestro caso solo contamos con valores de q_c . Las Figuras 4.2 y 4.3, muestran perfiles geotécnicos de ensayos de Cono Holandés, en donde se observa que de acuerdo al tipo de suelo atravesado se tiene un perfil característico, lo que de alguna manera permite conocer en forma preliminar el tipo de suelo existente (De Ruite, 1977); así por ejemplo, las arenas tienden a formar picos y a tener formas menos estables, y las arcillas por lo general tienden a formas más rectilíneas.

Lo anterior indica que el simple hecho de observar un perfil de un ensayo de Cono Holandés, da una idea preliminar del tipo de suelo existente, estado del mismo y la resistencia aproximada que éste pueda tener.

2. RESISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS

La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas y saturadas, puede darse por:

$$C_u = q_c / N_k$$

donde:

q_c = resistencia de punta del cono (kg/cm^2)

N_k = coeficiente de resistencia del cono

C_u = resistencia al corte no drenada (Kg/cm^2)

Los valores de N_k están en función del tipo de arcilla (Harr, 1977) y los valores recopilados son los que aparecen en la Tabla 4.1 que fueron propuestos por el profesor Mc Carthy (1977), Schmertmann (1977), y la experiencia Japonesa y Brasileira.

3. RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO NO COHESIVO

Existe mucha experiencia y confianza en la utilización del Cono Holandés en materiales no cohesivos; esto se ha traducido en teorías y métodos que permiten obtener el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ).

La expresión más usada es la propuesta por el profesor Harr (1977), la cual da valores similares a los propuestos por Meyerhof (1974) y la propuesta por Robertson y Campanella (1983), la cual es aplicable a arenas normalmente consolidadas, moderadamente compresibles y en la que predomina el material de cuarzo; las gráficas correspondientes a las metodologías mencionadas, aparecen en las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6 respectivamente.

4. RESISTENCIA DEL SUELO COHESIVO-FRICCIONANTE

La mayoría de los suelos durante la penetración de

la punta cónica desarrollan componentes de fricción y cohesión y suele ser el caso más difícil de interpretar. Mitchell y Durgunoglu (1975) plantearon una expresión para calcular c y ϕ en base a la resistencia por punta a dos profundidades de un mismo estrato de suelo.

$$\operatorname{tg}\phi = \frac{qc_1 - qc_2}{\gamma(Z_2 - Z_1)Nq}$$

$$c = \frac{(qc_1 + qc_2) - \gamma Nq (1 + \operatorname{tg}\phi)(Z_1 + Z_2)}{2N_c (1 + Nq/Nc)}$$

El valor de N_c se obtiene de la Figura 4.7

5. ESTADO DEL SUELO Y DENSIDAD RELATIVA.

Estado del Suelo

Suelos arcillosos.- Schmertman (1977) estableció un criterio para verificar si las arcillas son normalmente consolidadas o sobreconsolidadas:

$$qc < z/3 \quad (4.1)$$

donde:

z = profundidad del ensayo (pies)

qc = resistencia de punta (Kg/cm^2)

De cumplirse la ecuación 4.1, entonces el suelo es normalmente consolidado, en caso contrario es sobreconsolidado.

Suelos arenosos.— el estado del suelo se evalúa de acuerdo al grado de compactación del mismo, para lo cual usaremos lo recomendado por el Ministerio de Vivienda de España, según aparece en la Tabla 4.2.

Densidad Relativa

En arenas, la densidad relativa puede determinarse en base al valor "qc" de resistencia de punta. La precisión de esta correlación está condicionada por la granulometría, cementación, esfuerzos laterales y verticales del suelo. En la Figura 4.8, aparece la gráfica propuesta por Baldi et al (1981) en la que aparecen superpuestas las gráficas propuestas por Schmertmann (1977).

6. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Estrato de arena

Se puede estimar los asentamientos de las cimentaciones incluyendo zapatas, plateas y pilotes en grupo.

Método de Schmertmann (1977):

$$\delta = C_1 * C_2 * \delta p * \{ \sum (I_z / \alpha * q_c) \} * Z \quad (4.2)$$

$$C_1 = 1 - 0.5 * (\sigma_o' / \delta p) \quad (4.3)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 * \log(ty / 0.1) \quad (4.4)$$

donde:

δ = asentamiento en unidades de z

C_1 = factor de corrección por profundidad de cimentación.

C_2 = factor de corrección por asentamiento

δp = incremento de presión

I_z = factor de influencia de esfuerzo (Fig. 4.9)

n = número de estratos

z = espesor del estrato

α = factor del módulo de Young, 2.5 para zapatas cuadradas y 3.5 para zapatas corridas.

σ_o' = presión efectiva inicial al nivel de cimentación

Ty = tiempo en años desde la aplicación de la carga (σ_o' + δp)

Estrato de arcilla

Método de Sanglerat (1976):

Se basa en el método de Buismann, pero con parámetros

(α_0) que corresponden a las investigaciones más recientes investigadas por Sanglerat (1976)

$$\delta = \sum_0^n [H_i * \frac{\delta \sigma'}{2.3 * q_c}] * \alpha_0$$

donde:

δ = asentamiento del estrato (cms)

H_i = espesor del estrato a analizar (cms)

$\delta \sigma'$ = incremento del esfuerzo efectivo en el punto medio (Kg/cm^2)

α_0 = factor de correlación de "qc" con el módulo de compresibilidad volumétrica "mv" (Tabla N° 4.3)

qc = resistencia de punta (Kg/cm^2)

7. CALCULO DE LA CARGA ADMISIBLE

En arcillas

La Fig. 4.10 nos proporciona la carga última "qu", conociendo el valor de "qc", y se puede usar tanto para zapatas cuadradas y corridas. Esta gráfica fue propuesta por el profesor Awkati (Gomes, 1984). Para determinar la carga admisible debemos usar un factor de seguridad igual a 5, según la expresión:

$$q_{ad} = q_u / F.S. \quad (4.5)$$

donde:

q_{ad} = carga admisible del suelo (Kg/cm^2)

q_u = carga última del suelo (Kg/cm^2)

F.S. = factor de seguridad

En arenas

La expresión propuesta por Belshow (Gomes, 1984), propone valores de carga admisible, considerando asentamientos máximos de 1 pulgada (Tabla N° 4.4). Estos valores consideran que si el nivel freático está al nivel de la cimentación se debe disminuir en un 50% los valores de la tabla propuesta; para niveles intermedios del nivel freático, se deben tomar los valores intermedios a los propuestos.

8. CORRELACION ENTRE ENSAYOS CPT y SPT

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

$$q_c = K \cdot N$$

donde:

- q_c : resistencia por punta (Kg/cm²)
N : Número de golpes /pie (ensayo SPT)

Meyerhof (1956) sugirió una relación para arenas, estimando $K \approx 4$. Schmertmann (1978), presenta los valores dados en la Tabla N° 4.5. En Brasil Aoki y Velloso realizaron un estudio relacionando q_c y N, y adicionalmente en la Tabla N° 4.6 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, esto es debido a lo artesanal de la ejecución del ensayo SPT en Brasil.

4.2.2 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

El Ensayo de Penetración Estándar es probablemente el procedimiento de investigación del terreno más extendido en todo el mundo. Así por ejemplo, de Mello (1971) en su exposición referente al estado del arte en el SPT señaló que, "en los últimos 25 años, de importantes cimentaciones en Brasil (rascacielos, silos, etc),

probablemente el 99% de las bases de cálculo estaban basadas en los resultados del 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 cm). La Fig. N° 4.11 muestra las características del muestreador utilizado.

C O R R E L A C I O N E S E M P I R I C A S

1. RESISTENCIA AL CORTE

Suelos arenosos

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 Fig. 4.12

Suelos arcillosos

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:

$$S_u = q_u/2$$

donde:

q_u = resistencia a la compresión simple

S_u = resistencia cortante no drenada.

En la Fig. 4.13 adjunta elaborada a partir del Manual de la Navy (D.M.7), se presentan varias recomendaciones utilizables para deducir la resistencia al corte sin drenaje en suelos cohesivos. En ella se han superpuesto estudios más recientes recogidos por Schmertmann (1975) y por otros autores.

Se aprecia la notable dispersión entre unos casos y otros. También se observa que en ninguna de ellas se tiene en cuenta ni las presiones del terreno, ni el tipo de arcillas que se trata. En principio se supone que son arcillas relativamente poco sensitivas.

En este sentido Schmertmann (1975) sugiere que, para tener en cuenta la presión de confinamiento, a profundidades menores a 1.5m, en arcillas normalmente consolidadas, se utilice la expresión $S_u \text{ (tsf)} = N/15$, para una presión media efectiva de 60 psf.

2. DENSIDAD RELATIVA

Probablemente sea la relación entre el valor de N y de densidad relativa (D_r) la más profundamente investigada y diversificada. La primera data de Terzaghi y Peck (1948) y es un dato de referencia básico.

En la Figura 4.14 se presentan gráficamente las tres recomendaciones más extendidas, que tienen en cuenta la presión en el terreno y que han sido elaboradas por Gibbs y Holtz (1957), Bazaraa (1967), Marcuson y Bieganousky (1967) y, Schulze y Melzer (1965).

Meyerhof ajustó la recomendación gráfica de Gibbs y Holtz por medio de la expresión:

$$D_r = \left[\frac{N}{23\sigma_{v_o} + 16} \right]$$

en donde σ_{v_o} es la presión efectiva en bares, a la profundidad de estudio. Hoy en día sólo se usa para arenas normalmente consolidadas, puesto que en el caso de que existiera algún tipo de sobreconsolidación se sobreestimarían los valores deducidos.

Skempton (1986) recogiendo toda la investigación efectuada hasta el momento, sugiere considerar el tipo de

arena afectada y unificar la energía liberada en la ejecución del ensayo al valor del 60% de la energía teórica. Asimismo comprueba que las recomendaciones dadas por Terzaghi y Peck (1948) son rigurosamente válidas para valores normalizados de $(N_1)_{60}$.

En este sentido, sugiere que se tenga en cuenta la edad del depósito por medio de la expresión:

$$\frac{(N_1)_{60}}{(D_r)^2} = a \sigma_{vo} + b$$

y recomienda deducir los valores típicos e intrínsecos al depósito, de a y b .

En la Tabla 4.7 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).

3. CARGA ADMISIBLE

En múltiples ocasiones, lo más cómodo es deducir directamente el valor de la capacidad portante (q_a) a partir del valor de N .

Meyerhof (1956) propuso, en Canadá, para definir la

$$q_a = n \cdot Kd/80 \quad (\text{Mpa})$$

para $B < 1.2 \text{ m}$

y

$$q_a = N \cdot Kd (1 + d/3B)^2/120 \quad (\text{Mpa})$$

para $B > 1.2 \text{ m}$, siendo Kd un factor dependiente de la profundidad igual a $(1 + d/3B)$ cuando la profundidad es menor que B, siendo B el ancho de la zona cargada en metros.

Pero probablemente las relaciones más extendidas y utilizadas son las recomendadas por Terzaghi y Peck (1948) y por Peck, Hanson y Thornburn (1974) en sus conocidos manuales. En la Fig. N° 4.15 se recoge esta última que permite determinar la capacidad portante en función del valor de N, del ancho de la zapata y su profundidad.

.2.3 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS IN SITU REALIZADOS (SPT Y CPT)

La ubicación de estos ensayos se encuentran en el Plano P-4.1 y los resultados los encontramos en el Anexo IV-1.

4.3 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION

4.3.1 Sectorización

Para llevar a cabo un buen procesamiento de las propiedades físicas y mecánicas del suelo en la zona de Chorillos y Barranco, lo dividimos en dos zonas predominantes:

A. Sector Villa

- I Zona Playa
- II Zona Huertos de Villa
- III Zona Pantanosa

B. Sector La Campiña

- IV Zona La Campiña

Ambos sectores se encuentran divididos por el afloramiento rocoso de la secuencia sedimentaria del Morro Solar y unidos por el llamado "Cuello de Villa".

4.3.2 Información Recopilada

La información recopilada consiste principalmente en estudios geotécnicos de cimentación realizados en los distritos en mención. Tales estudios están referidos a las edificaciones construídas en éstos, tales como clínicas, fábricas, clubes deportivos, viviendas, etc.

Se han recopilado 50 informes geotécnicos, los cuales se indican en el Anexo I; asimismo, dichos informes se encuentran enumerados y localizados en el plano de ubicación de Sondajes P-1. De los anteriores informes geotécnicos, se han obtenido alrededor de 400 exploraciones con más de 800 ensayos estándar y ensayos de propiedades mecánicas.

Para complementar la información recopilada, en el presente proyecto se realizan ensayos de Penetración Estandar y dos ensayos de Cono Holandés; estos últimos, acompañados de una posteadora manual. De las muestras obtenidas en los cuatro ensayos se realizaron cerca de 80 ensayos estandar para clasificar los suelos.

4.3.3. Procesamiento de la Información

La evaluación de los informes se realizó por sectores y zonas; las propiedades físicas se analizaron estadísticamente como se observan en las Tablas N° 4.8, 4.9 y 4.10. A continuación se presenta la evaluación geotécnica según los sectores indicados:

Sector Villa.- En los sondeos explorados generalmente se alcanzó una profundidad de 3 - 7 m.

Zona I - Zona de Playa

De las muestras analizadas, la mayor parte está conformada por arenas limosas mal graduadas SP-SM; en segundo lugar de persistencia, se encuentran las arenas limosas SM y en tercer lugar arcillas de baja plasticidad CL.

Las propiedades físicas determinadas en estos suelos son:

SUCS	W%	γ_d gr/cm ³	% < 200	sales solubles ppm
SP-SM	17-20.5	1.62	5-11	203
SM	2-18.0	--	13-32	--
SP	11-3.3	1.61-1.67	4-5	--
CL	---	--	--	2028

Sólo se realizó un ensayo de corte directo en una muestra arrojando los valores de $c=0$ $\phi=30^\circ$.

Con respecto a los ensayos insitu de Penetración Estandar (SPT) ver Anexo IV-2.

En general en la Zona de Playa, entre 0 y 500 m. de playa, la arena es:

Profundidad m	Consistencia
0.0 - 0.90	Suelta a media
0.9 - 7.00	Densa a muy densa

En la Av. Huaylas a 100m. de la Av. Hernando Lavalle:

Profundidad m	Consistencia
0.0 - 3.0	Suelta
3.0 - 5.4	Densa a muy densa

A más de 500 m. del mar, el estrato arenoso suelto llega a profundidades entre 3 y 4 mt.

Zona II - Huertos de Villa

La mayor parte de las muestras analizadas en esta zona son arcillas limosas de baja plasticidad CL, limos orgánicos OL, arenas limosas SM, y limos de baja compresibilidad ML.

Las propiedades físicas determinadas son mostradas en la Tabla N° 4.8.

En la Urb. Cedros de Villa, en los suelos OL (3.00-3.45m) el porcentaje de sulfatos solubles fue de 1532 ppm. En la zona del Parque Natural de los Pantanos de Villa, el porcentaje de sulfatos solubles fue de 1500 y 1820 ppm. De acuerdo a estos resultados, no se presentarían elementos químicos nocivos para la cimentación.

De los ensayos que determinan las propiedades mecánicas, solo se realizaron 3 ensayos de compresión no

confinada y un corte directo, cuyos resultados los se muestran a continuación:

SUCS	qu kg/cm ²	c kg/cm ²	φ °
CH	0.49	--	--
ML	0.25	--	--
CL	0.40	0.20	24

Con respecto a los ensayos insitu, se realizaron 5 ensayos de Cono Holandés CPT (2 con motivo del presente estudio), 3 ensayo de Penetración Estandar SPT (presente tesis) y 18 auscultaciones con Cono Peck.

De los cuales se puede evaluar en forma general la consistencia del suelo del presente sector:

Profundidad m	Consistencia
0-4	Muy blanda para arcilla y suelta para arenas limosas.
4-5	Media.
5	Grava compacta.

Zona III

La mayor parte de los suelos que forman esta zona son turbas y material orgánico de alta plasticidad.

Entre las propiedades físicas sólo tenemos LL=76%, LP= 70% y porcentaje de finos = 64%.

No se determinaron propiedades mecánicas en los suelos de esta zona. Respecto a los ensayos in-situ, se realizaron 4 ensayos de penetración estandar y 1 cono holandés (ver Anexo IV-2). De estos últimos notamos en general para estos suelos las siguientes consistencias:

Profundidad m	Consistencia
0.0 - 5,7	Muy blando (ningún golpe)
5,7	Media.

Zona IV

La mayor parte de las muestras analizadas en esta zona lo constituyen los limos de baja plasticidad ML, seguidos por arenas limosas SM y arcillas de alta y baja plasticidad CH, CL.

Subyaciendo a estos suelos y a profundidades entre 1.50 hasta 20m. encontramos estratos de grava con diferente tipo de matriz desde arenosa a arcillosa. Como vimos en la Geología, este material gravoso no es uniforme, dado que es una "zona de contacto", como se aprecia en los perfiles estratigráficos de los pozos.

Las propiedades físicas las ubicamos en la Tabla N° 4.9. Las propiedades mecánicas se encuentran en la tabla N° 4.10.

En lo que respecta a los ensayos insitu, se realizaron 13 ensayos de Penetración Estándar SPT (1 realizado con motivo de la presente tesis) y 5 ensayos de Cono Holandés (CPT) (ver Anexo IV-2). Como resultado de estos ensayos, notamos que no hay un orden ni secuencia en los estratos en el perfil estratigráfico, por lo que presentaremos las consistencias predominantes en cada suelo.

Suelo	SUCS	Consistencia
Limos arenosos	ML	Desde suelto a muy duro
Arcillas de alta plasticidad	CH	Media a rígida
Arcillas de baja plasticidad	CL	Rígida a dura
Arenas	SM	Densa a muy densa, en algunos lugares, sueltas.

4.4 ESTABILIDAD DE TALUDES

4.4.1 Propiedades de los Materiales que Conforman los Acantilados

Existe escasa información sin embargo se puede aprovechar algunos sondajes y ensayos realizados en el suelo aluvial de Lima con fines de estudio de cimentación, y en base a ellos definir en forma generalizada las características de los materiales que forman los acantilados, pues tienen la misma naturaleza y origen.

Así por ejemplo, tenemos referencia de los ensayos realizados por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UNI con motivo del estudio de factibilidad del Metro de Lima Metropolitana. Dichos ensayos fueron encargados por el Consorcio Metro Lima y los resultados de estos fueron los siguientes:

UBICACION	Prof. m.	Φ (°)	c kg/cm ²
Hospital del Empleado	8.0	36	4.0
Av. Emancipación/Jr. Camaná	10.0	42	4.0
Av. Abancay, frente al Ministerio de Educación.	6.0	36	8.0

En cada uno de los lugares referidos se realizaron 3 ensayos de corte directo in-situ, en bloque cuidadosamente tallado: de 0.65x0.65m de sección transversal y 0.35m de altura (Humala, 1982).

Asimismo, se tiene referencia de otros ensayos cuyos resultados están dentro de los rangos establecidos por los ensayos arriba mencionados. Por lo tanto se podría generalizar en un primer intento que en el conglomerado de Lima el ángulo de fricción varía entre 36° y 42° y que los valores de la cohesión efectiva aparente fluctúa entre 4.0 tn/m² y 8.0 tn/m².

En el estudio de factibilidad ya mencionado también se fijan los valores del peso unitario del conglomerado con un 3% de humedad natural, los cuales varían de 2.17 tn/m³ a 2.36 tn/m³. Como se puede apreciar, el conglomerado posee un alto peso específico, y esto se debe al gran contenido de gravas gruesas en una matriz de material fino depositado en forma compacta y al efecto de cementación de carbonato de calcio que reduce el volumen de poros.

De acuerdo a algunos ensayos realizados con fines de cimentación, el material fino limo-arcilloso tiene una cohesión promedio igual a 0.3 kg/cm², y un ángulo de fricción de 24°, con una densidad natural promedio de 1.7 Tn/m³.

Alva (1981) (referencia ES-011) realiza un estudio de la estabilidad del talud para la construcción de un edificio para la Caja de Ahorros de Lima situado entre la Av. San Martín y el Malecón Pazos en Barranco, el autor nota tres zonas diferentes tercio superior, donde se encuentra la grava suelta lavada, mientras que en los otros dos tercios la grava está compacta. Estableció como zonas probables de falla los tercios superior e inferior y para efectos de análisis trabajó con los siguientes parámetros:

MATERIAL	c (Kg/cm ²)	φ (°)	γ (tn/m ³)
Limo-arcilloso	0.4	0.24	1.7
Conglomerado suelto (T. superior)	0.0	35	2.0
Conglomerado compacto (T. inferior).	0.4	35	2.0

Aunque estamos tratando de generalizar las propiedades mecánicas de los acantilados de la zona, resulta necesario realizar mayores estudios y ensayos adecuados sobre estos materiales, para así poder obtener los correctos valores de los parámetros de resistencia del suelo; pero, en el conglomerado de Lima es imposible usar equipos de laboratorio convencionales debido al tamaño de las gravas y a su alta compacidad, que dificultan el corte

y el traslado de muestras inalteradas. Sin embargo se podrían emplear equipos especiales como el utilizado en el conglomerado de Santiago de Chile con motivo de la prolongación de la Línea N°1 del Ferrocarril Metropolitano de Santiago. Mediante él se pueden ejecutar ensayos triaxiales en probetas de suelo de 1.40m de altura y 0.90 de diámetro de sección transversal, tallados in situ y confinados mediante la aplicación de vacío en su interior. A la probeta así tratada se le aplica cargas axiales registrando los desplazamientos ocurridos en el tiempo hasta lograr una adecuada estabilización; con lo cual podemos obtener finalmente sus propiedades de resistencia al corte y de esfuerzo - deformación.

4.4.2 Análisis Realizados Anteriormente

García (1984) realizó un análisis de la estabilidad de taludes de los acantilados de Lima, utilizando el método de Sarma. Este análisis lo llevó a cabo considerando los siguientes valores promedios de los parámetros de resistencia del suelo:

MATERIAL	c' (tn/m ²)	ϕ' (°)	γ (tn/m ³)
Conglomerado	6.0	39	2.2
Limo arcilloso	6.0	26	1.7

El estableció criterios para clasificar las zonas de

acuerdo a los factores de seguridad hallados, los cuales se encuentran en la siguiente tabla:

CLASIFICACION	DESCRIPCION	CONDICION
Clase 1	Probablemente inestable o crítica	$F_s \leq 1.10$
Clase 2	Medianamente estable	$1.10 \leq F_s \leq 1.20$
Clase 3	Estable	$1.20 \leq F_s \leq 1.40$
Clase 4	Muy estable	$F_s \geq 1.40$

La Tabla 4.11 muestra la clasificación de las zonas estudiadas desde el punto de vista estático.

El autor, asumiendo un valor de 0.25g como máxima aceleración crítica registrada y en base a los sismos observados estableció tres tipos de taludes:

a) Tipo I: Pueden fallar con sismos de intensidad III ó IV en la escala de Mercalli Modificada y son los que poseen una aceleración sísmica crítica menor que la mínima aceleración registrada, 0.10 g.

b) Tipo II: Propensos a fallar ante sismos de grado V ó VI de intensidad y son los que poseen

una aceleración sísmica crítica cercana a la aceleración sísmica promedio registrada, 0.15g.

c) Tipo III: Son aquellos cuya aceleración sísmica crítica está cercano al valor de la máxima aceleración sísmica registrada, 0.25g. Estos taludes pueden fallar ante sismos de grado VI a IX ó más.

La tabla N° 4.12 muestra la clasificación de las zonas estudiadas por García (1984) desde el punto de vista dinámico.

Asímismo en las Figuras 4.16, 4.17 y 4.18 se presenta la ubicación de las zonas estudiadas con sus respectivos factores de seguridad, las condiciones de estabilidad estática, y las condiciones de estabilidad dinámica de los acantilados de Lima, respectivamente.

Por otro lado, como mencionamos anteriormente Alva (1981) analiza los tercios superior, inferior y talud total, utilizando el ábaco de Hoek y Bray (1974), para la determinación del factor de seguridad para falla circular, mientras que para la falla planar aplicó las siguientes fórmulas:

sin sismo:

$$F.S. = \frac{cA}{w \operatorname{sen} \psi_p} + \operatorname{ctg} \psi_p \operatorname{tg} \phi$$

con sismo:

$$F.S. = \frac{cA + w (\cos \psi_p - \alpha \operatorname{sen} \psi_p) \operatorname{tg} \phi}{w (\operatorname{sen} \psi_p + \alpha \cos \psi_p)}$$

donde:

c = cohesión Kg/cm²

ϕ = ángulo de fricción interna

A = H cosec ψ_p

ψ_p = plano de falla

γ = peso unitario

H = altura del talud

ψ_f = ángulo del talud

F.S. = Factor de seguridad

$$w = \frac{1}{2} \gamma H^2 (\operatorname{ctg} \psi_p - \operatorname{ctg} \psi_f)$$

α = Coef. sísmico, 0.1 para sismo de intensidad IX

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos

por Alva, para los terrenos de La Caja de Ahorros de Lima:

TIPO DE FALLA	FACTOR DE SEGURIDAD	
	sin sismo	con sismo
Tercio Superior-Falla Circular	1.17	< 1
Dos Tercios Inferiores-Falla Planar	1.45	1.19
Total-Falla Circular	1.35	> 1

Asimismo, Alva (1993), realizó un análisis de Estabilidad de Taludes utilizando el Método de Sarma para la construcción de una edificación en la esquina del Jr. Cancio Montarela (antes Lima) y la Bajada de Agua Dulce y otro (1994) en el Malecón Pazos a la altura del Jr. Montero Rosas, cuyos resultados los apreciamos en la siguiente tabla:

Lugar	Falla	F.S.	Kc	Condición
Jr. Cancio Montarela-Barranco	1	4.84	0.72	Estable
	2	3.31	0.50	Estable
	3	1.48	0.19	Estable
Jr. Montero Rosas-Barranco	1	1.42	0.18	Estable
	2	1.33	0.15	Estable
	3	1.41	0.21	Estable

4.4.3 Método Empleado

Se realiza el análisis de estabilidad de taludes con

el método Sarma por las siguientes razones:

- a) No restringe la forma de la superficie de falla a una superficie circular, es decir, puede adoptar una superficie de falla cualquiera.
- b) Cumple con todas las condiciones de equilibrio y las condiciones de borde (método riguroso), por lo cual sus resultados ofrecen mayor confiabilidad que aquellos que no cumplen estas condiciones. Esta es una razón importante, ya que al emplear valores promedios para los parámetros del suelo en una zona relativamente extensa se están originando una fuente para obtener cierta inexactitud en los resultados, por lo tanto se requiere contar con un método que proporcione resultados confiables para no ampliar el margen de inseguridad.
- c) Es de fácil empleo y mediante él se puede calcular el factor de seguridad estático y la aceleración sísmica crítica a la vez.

En cuanto al planteamiento del método desde el punto de vista mecánico utiliza las mismas hipótesis básicas del método de Janbú, Morgenstern-Price y otros , y teorías como: deformaciones planas, valor promedio de F y conceptos de equilibrio estático. Estas teorías son básicas para el desarrollo de cualquier procedimiento de análisis de estabilidad basado en el método de las dovelas

y en los principios de equilibrio límite, en el cual se asume que los parámetros de resistencia son independientes del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos.

En cuanto al análisis dinámico, este método al igual que los otros citados, no lo realiza. Sin embargo, la práctica general de evaluar la estabilidad de taludes en zonas sísmicas, está basado en el enfoque pseudo estático. El método implica calcular el factor de seguridad contra el deslizamiento, cuando una fuerza horizontal igual al producto del coeficiente sísmico por el peso de la masa potencial de falla actúa en adición a las fuerzas estáticas ya existentes. Se utiliza cualquiera de los métodos de análisis de estabilidad de equilibrio límite, asegurando un valor mínimo para el factor de seguridad.

Debe remarcarse que los análisis sísmicos pseudo estáticos son imperfectos, ya que adolecen las siguientes desventajas:

a) Las fuerzas sísmicas introducen esfuerzos efectivos que cambian de dirección y magnitud de acuerdo con el movimiento del terreno. Por lo tanto, las condiciones de equilibrio para las condiciones estáticas pueden no serlo para condiciones dinámicas.

b) No existe límite admitido para el factor de seguridad mínimo bajo condiciones dinámicas. Durante un sismo el

factor de seguridad puede reducirse a valores debajo de la unidad varias veces, pero por períodos de tiempo cortos. Esto causaría movimiento, el cual se reduce cuando la magnitud de la aceleración desciende o cambia de dirección. El movimiento se detendría cuando cesa el movimiento del terreno.

c) Con el análisis pseudo estático, no es posible tomar en cuenta el cambio en las características de resistencia de los materiales del talud bajo condiciones dinámicas.

4.4.4 Resultados de los Análisis Realizados

En el presente estudio analizamos 5 taludes pertenecientes al distrito de Barranco, ya que disponíamos información topográfica sólo de esa zona. De acuerdo a esta información se escogieron los perfiles más críticos, e intentaron varias superficies de falla y se escogieron aquellas que mostraron los factores de seguridad más bajos y aceleración sísmica crítica pequeña. En cuatro de ellos se han analizado superficies de falla inferior y superior. Los resultados los podemos apreciar en la siguiente tabla:

Sección	FALLA SUPERIOR		FALLA INFERIOR	
	Kc	Fs	Kc	Fs
1	0.23	1.54	0.10	1.18
2	0.18	1.38	0.23	1.57
3	0.27	1.66	0.18	1.33
4	0.19	1.43	0.06	1.10
5	0.16	1.35	0.12	1.21

Desde el punto de vista estático, vemos que la parte superior del talud en casi todos los casos es más estable que el talud inferior. Si utilizamos el criterio de clasificación de García (1984), descrito anteriormente tenemos:

N	FALLA SUPERIOR		FALLA INFERIOR	
	FS	Clase	FS	Clase
1	1.54	Muy estable	1.18	Estable
2	1.38	Estable	1.57	Muy estable
3	1.66	Muy estable	1.33	Estable
4	1.43	Muy estable	1.10	Median.
5	1.35	Estable	1.21	estable
				Estable

Los tres taludes analizados por García (1984) en Barranco, dan factores de seguridad < 1.0 clasificándolo como probablemente inestable ó crítica, difiriendo con los análisis realizados en el presente estudio en la cual la mayor parte de los taludes presentan F.S. en el rango de 1.30 a 1.60 que lo clasifica como estable a muy estable.

Cabe anotar que los factores de seguridad más bajos los obtenemos para los taludes inferiores en las secciones 4 y 5 con F.S. = 1.10 y 1.21 respectivamente. A su vez , en ese orden estos taludes presentan un estrato limo arcilloso de 3 y 5m.

Si bien es cierto, García clasifica los taludes de Barranco como probablemente inestables ó críticos, sin considerar criterio de nivel freático o cargas en la superficie, la realidad en los últimos años nos hace ver que estos taludes son estables si no existe ninguna aplicación de carga muy al borde del talud o si no hay filtraciones por aniegos o rotura de tuberías; pues los pocos casos de derrumbes presentados en la zona han sido provocados por las causas anteriores.

Al analizar dinámicamente los taludes, notamos que los valores de aceleración crítica para las fallas inferiores son menores que para las fallas superiores. Los primeros oscilan entre 0.06 y 0.23g y los otros entre 0.16 y 0.27g. Aplicando el criterio de García los taludes superiores serian del tipo III en los que sismos de grado VII a IX de intensidad pueden producir deslizamientos. En cambio para los taludes inferiores le correspondería el tipo II en la que sismos de grado V o VI pueden producir deslizamientos. Estos resultados difieren con los de García quien clasifica estos taludes como tipo I donde sismos de grado III a IV de intensidad podrían producir

deslizamientos. Estos resultados se ven graficados en el Anexo IV-3.

En el transcurso de los años 1977 a la fecha han ocurrido 2 temblores alcanzando una intensidad de grado III y IV y no se ha evidenciado deslizamientos. Por lo demás sólo se verificarán los resultados obtenidos en el presente trabajo cuando ocurran sismos por encima del grado V de intensidad.

4.5 ZONIFICACION GEOTECNICA

ZONA I

El perfil estratigráfico en general presenta arenas SP y arenas limosas SM (algo arcillosas), medianamente densas. Existen algunos lentes aislados de limos, arcillas de baja a media plasticidad, compactas a muy compactas. Se aprecian concreciones calcáreas.

Sub-Zona I A - Zona de Playa: Comprende una franja de aproximadamente 1 Km. adyacente al mar, en la parte sur de Chorrillos. Comprende los terrenos del Club Cultural Deportivo Lima, parte de los Cedros de Villa, parte de las Urbs. La Encantada y Las Brisas de Villa y las lotizaciones Playa Verde y el Palmar. También contempla la Zona de Playa del distrito de Barranco y la parte norte

de Chorrillos.

El espesor de la franja disminuye en las cercanías del cerro La Chira, donde existe un espejo de agua.

Aproximadamente en los primeros 500 m. que dan al mar encontramos arenas sueltas superficiales (0-.90 m), seguidas por arenas de consistencia densa a muy densa, sin llegarse a ubicar la grava por lo menos hasta los 7 m. (Urb. La Encantada) a 450 m. del mar.

El nivel freático va en aumento en la dirección sur - este (ver Fig. N° 2.6), variando entre 1 a 3 m. Estas arenas son de origen marino (sulfatos 203 y 2028 ppm) y presentan restos de conchuelas a partir de los 2 m. de profundidad.

A más de 500 m. del mar, el estrato arenoso suelto llega a profundidades entre 3 y 4 m, siendo controlado por asentamiento (max.1").

La capacidad portante para cimentaciones superficiales oscila entre 0.5 y 1.5 Kg/cm² a profundidades de 1 y 1.5 m.

En la zona del Club Regatas, para construir el comedor del personal de C.R.L, en un área de 300 m², ya que el N.F. se encuentra casi superficial y para evitar

excavar bajo agua, se hincaron 41 pilotines tipo Franki con longitudes de hinca entre 0.85 y 1.85, apoyándose sobre material gravoso y manteniéndose la relación de estos con los respectivos rechazos en el Anexo IV-4. Igualmente para la extensión del Muelle Náutico del Club Regatas se hincaron pilotines de 1 a 1.5 m. de longitud (Ref. 015, 016, 018, 022, 034).

Para mayores niveles de exigencia en cuanto a capacidad portante, cimentar a mayor profundidad 1.5 - 2.0 m. hasta encontrar arena media a densa, con zapatas armadas conectadas entre si, a fin de evitar asentamientos diferenciales.

Sub-Zona I B: La ubicamos inmediatamente después del afloramiento rocoso de la secuencia sedimentaria del Morro Solar, comprendiendo las Urbs. Villa Marina, San Juan Bautista de Villa, parte de Los Cedros de Villa y parte de Bello Horizonte.

El perfil está constituido por relleno de espesor variable (.30 y .70 m.) de arena arcillosa o grava arena limosa; luego suelos arena limosos medianamente densos con pequeños lentes de arcilla. Cerca al afloramiento rocoso, después de las arenas características de la zona, encontramos la grava a 1.80 m, mientras que en los Cedros de Villa y Bello Horizonte se ubica entre 4.35 y 4.60 m.

El N.F. varía entre 5 y 9.0 m., siendo menor al alejarse del Cuello de Villa. (Ver Fig. N° 2.6).

La capacidad portante sigue siendo controlada por asentamiento y varía de 1.1 a 3 kg/cm², siendo este último valor para los lugares donde la grava está casi superficial. (Ref. 017, 024, 025).

Sub-Zona I C: Representada principalmente por las Urbs. Las Delicias de Villa y los pueblos jóvenes San Juan de la Libertad, Tupac Amaru de Villa y Santa Isabel. Además la parte suroeste del conjunto de cerros del Morro Solar.

En general el perfil estratigráfico presenta un relleno en unos casos compactado y en otros suelto, compuesto por grava gruesa, arena fina, piedras sub-angulares de 3" TM, mezclado con restos de basura con espesores variables entre 0.1 y .90 m. A partir de esas profundidades ubicamos arenas finas limosas y arenas mal graduadas medianamente densas a densas, secas de color marrón con presencia de conchuelas en forma aislada con espesores desde 0.20 - 6.00, (prof. investigada).

En las partes más altas estas arenas son muy superficiales y finas apreciándose la roca subyacente, ligeramente intemperizada con grietas de hasta .20 m.

El contenido de sales es despreciable (101, 202 y 507 ppm); en lo que respecta a capacidades portantes, en las partes donde la profundidad de la roca es mayor de 2 m. (la mayor parte) considerar una capacidad admisible entre 1.0 y 2.5 Kg/cm² y cimentando sobre la arena medianamente densa a densa (1 a 1.5 m.), ya sea con cimientos corridos o zapatas conectadas.

Si deseamos construir edificaciones más pesadas como tanques de agua la roca, será preferible excavar hasta encontrar roca sana con capacidad admisible 6 Kg/cm².

Zona II

Comprende la Asociación de Vivienda Los Incas, parte de las Urbs. Los Cedros de Villa, San Juan Bautista de Villa, Huertos de Villa, Las Brisas de Villa y también parte del Parque Nacional de Villa sobre todo aquellos terrenos que circundan los pantanos y lugares situados al nor - este del mismo.

El perfil estratigráfico está conformado por limos arcillosos y arcillas limosas de espesores variables entre 0.45 m. y 1 m., continúan bolsones de limos arcillosos blandos, limos arenosos, arena limpia suelta y arcilla de plasticidad media, con apreciable cantidad de caliches o concreciones calcáreas de TM=1".

Entre 0.50 y 1.70 m. se presenta limos y arcillas orgánicas de consistencia blanda, olor fétido con espesores que varían de 0.75 a 2.00 m., conteniendo alto porcentaje de humedad, subyaciendo a estos, encontramos arenas finas gris oscuro con mal olor y limos orgánicos, con regular porcentaje de sales (1800 ppm), aumentando en dirección al mar.

La profundidad de la grava, oscila entre 4 a más de 5.2 m., siendo mayor conforme avanzamos hacia el mar.

El nivel freático varía entre 1.00 y 3.50 m. En lo que respecta a capacidades portantes, si usamos cimentaciones superficiales éstas serán del orden de .30 - 0.50 Kg/cm², usando de preferencia cimientos corridos o solado, aceptando de esta forma construcciones muy livianas.

Para cimentaciones profundas, podemos usar pilotes prefabricados de concreto, con profundidad de rechazo entre 5.50 y 6.50 m., o pilotes vaciados in-situ tipo Franki, en función de la profundidad del material granular de la grava densa.

En los Huertos de Villa entre La Alameda Premio Real y Don Emilio se vaciaron 6 pilotes tipo Franki de 9.5 m., para construir la caseta de Bombeo del Pozo N°1 de los Cedros de Villa. (ver diagrama de hinca Anexo IV-4), con

el propósito de dar un mayor confinamiento a los 5.5 m. superiores de los pilotes se mejoró el terreno mediante pilotes de arena. Estos pilotes fueron instalados en la misma ubicación donde se instalarían los pilotes de concreto, de tal manera que el fuste de pilotes, de concreto quedó rodeado de un anillo compacto de arena mejorando su comportamiento sísmico.

Otras soluciones por pilotes se dieron en el Parque N° 7 de Los Cedros de Villa, para la Caseta de Bombeo de otro Pozo, vaciándose 4 pilotes tipo Franki, cuyo diagrama de hinca se encuentra también en el Anexo IV-4. Asimismo, para la fábrica de Sabores Globe ubicada entre La Alameda Don Alonso y Alameda San Marcos, se utilizaron pilotes de 5.0 m., apoyándose sobre material granular denso (ver diagrama de hinca Anexo IV-4).

Con el propósito de anclar las antenas para Radio Omega, ubicado entre La Alameda Doña Julia y Don Augusto se hicieron pilotines de 35 cm. de diámetro con bulbo (profundidad de 1.5 m.), sobre material granular denso.

ZONA III

Formada en su mayor parte por los pantanos de Villa y sus alrededores, teniendo su mayor expresión en el lado derecho yendo hacia el sur de la Av. Huaylas. En menor

proporción, la ubicamos al pie del afloramiento Conchán a unos 300m. de la playa, así como también en el sector comprendido entre la Alameda San Juan de la Buena Vista y la Alameda Premio Real.

En cuanto al perfil estratigráfico los primeros dos metros están constituidos por suelos limo arcillosos semicompactos del tipo II, seguidos por un material turboso color negro mezclado con verde amarillento, en estado de descomposición, olor fétido y con intercalaciones de arena limosa. Continúan limos orgánicos gris oscuro en unos casos, y en otros arenas amarillentas debajo de los cuales, aproximadamente a los 6-7 m., se ubica una arena compacta gris oscura intercalada con lentes de turba, se presenta gran cantidad de afloramiento de sales.

El nivel freático se presenta en algunos casos como espejo de agua (pantanos) y en otros al nivel de la superficie del terreno.

Dada a las características geotécnicas muy peculiares de los suelos de esta zona, y al origen o esquema ecológicos presentado, no es adecuado como zona residencial, y la Municipalidad de Chorrillos lo ha constituido como patrimonio cultural y se está elaborando el proyecto " Parque Metropolitano de Villa" cuyo mirador con sus respectivas instalaciones estarían ubicadas en la

zona II, en el cruce de la Av. Huaylas y Av. Hernando Lavalle.

ZONA IV

Representa toda la zona de Barranco y toda la parte norte de Chorrillos hasta el manto rocoso donde se forma el Cuello de Villa.

Del distrito Chorrillos comprende las Urb.: Chorrillos, Nuevo Chorrillos, Huacrachuco, San Juan, San Tadeo, Rosario de Villa, Santa Leonor, Los Laureles, La Campiña, Pueblos Jóvenes Intillacta, Marcavilca, Cerro Cruz de Armatambo y Terrenos de la Escuela Técnica del Ejército (ETE).

Presenta un perfil de suelo errático, existiendo estratificación cruzada. Se observan estratos de espesor y profundidad variables de arcilla y limos, con intercalaciones de arena fina limosa. La presencia de caliches aislados es notoria en todo el perfil.

Cerca del límite de Barranco, con Miraflores y Surco, así como también en la cercanía de los cerros que colindan la zona, encontramos la grava casi superficial. En el resto de la zona, encontramos que ésta se ubica desde 2m. hasta 7 u 8 m. .En algunos lugares no se encontró grava hasta dicha profundidad. El nivel freático oscila entre

20 y 30 m de profundidad.

En los acantilados desde el Callao hasta Miraflores, se muestra la grava casi superficial, pero cuando llegamos a Barranco el nivel de esta se hace más profundo, notándose material limoso y arcilloso en los primeros metros. Ya en Chorrillos en la zona de contacto con el Morro Solar en todo el perfil visible (aproximadamente 60 m.). se aprecian solo lentes de grava predominando limos y arcillas y en menor proporción arenas sin ninguna secuencia definida, "errático" .

En cuanto a capacidad portante, siendo un suelo heterogéneo, éste estará controlado algunas veces por esfuerzos de corte y otros por asentamientos de los estratos más desfavorables (dentro de la profundidad activa de cimentación) para cimentaciones superficiales las capacidades portantes oscilan entre 0.6 - 1.9 kg/cm². Para cimentaciones profundas por medio de pilotes, los cuales se apoyarán sobre la grava, las capacidades portantes estarían en el rango 3 - 3.5 Kg/cm². En el caso de utilizar zótanos sobre la grava estas aumentarían a 4 - 5 kg/cm².

Esta Zonificación Geotécnica está plasmada en la Figura 4.19.

4.6 CONCLUSIONES

1.- Luego de estudiar las condiciones geológicas e hidrogeológicas de la zona en estudio, analizar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, así como determinar las características de resistencia de los mismos, se dividió el área estudiada en cuatro zonas, cuyas principales características se resumen en el cuadro siguiente:

ZONA	Sub-Zona	Suelo predominante	Carga admisible (Kg/cm ²)	Nivel Freático (m)
I	IA	SP, SM	0.5 - 1.5	1.0 - 3.0
	IB		1.1 - 3.0	5.0 - 9.0
	IC		1.0 - 2.5	Profundo
II	--	CH, CL	0.3 - 0.5	1.0 - 3.50
III	--	Pt	---	0.0 - 1.0
IV	--	ML, SM, CH, CL	0.6 - 1.9	20.0 - 30.0

2.- En los suelos tipo III, dado que son zonas pantanosas y turbosas, cuya característica es la de estar expuesta a grandes cambios volumétricos ante sollicitaciones de carga, siendo nula o casi nula la cohesión, no es recomendable construcción alguna sobre esta área. Una alternativa sería la de precargar el terreno para lograr algún grado de consolidación y por consiguiente mayor cohesión en la turba, luego rellenar con material arenoso,

sobre el cual se haría la cimentación (método seguido en la construcción de la actual Av. Prolongación Huaylas), lo cual representa una solución temporal debido a la presencia permanente del nivel freático, dada la proximidad del mar.

3.- Los resultados de los análisis químicos de suelos salinos (zonas I,II y III) no representan elementos químicos nocivos para la cimentación.

4.- Si bien es cierto los taludes se muestran estáticamente "muy estables", sabemos que ha habido en los últimos 30 años pequeños derrumbes debido a problemas ocasionados por filtraciones.

5.- En lo que respecta a la estabilidad dinámica de los taludes, en la actualidad no existe una correlación clara entre la aceleración sísmica crítica de un análisis pseudo estático y magnitudes y/o intensidades sísmicas. Algunos especialistas utilizan un $K_c = 0.15g$ como valor crítico para los acantilados de Lim. Considerando esta opinión los taludes más críticos serían los taludes inferiores 1,4y5.

6.- Si quisiéramos tener evaluaciones, con análisis más perfectos en el aspecto dinámico, se podría utilizar el método de Seed-Makdisi pero de nada valdría realizar análisis más rigurosos si los parámetros de las gravas no son tan confiables.

TABLA 4.1

FACTOR DE CORRELACION ENTRE "qc" y "Cu" (Nk)

METODOLOGIAS	TIPO DE SUELO	N _k
Mc Carthy (1977)	Arcilla Normalmente Consolidada (qc < 20 kg/cm ²)	15 - 18
	Arcilla Preconsolidada (qc > 25 kg/cm ²)	22 - 26
	Arcilla suave con falla local	10 - 14
Schmertmann (1977)	Arcilloso	17
Experiencia Japonesa	Arcilloso	15
Experiencia Brasileira	Arcilloso	20

TABLA 4.2

ESTADO DE SUELOS ARENOSOS (NORMA ESPAÑOLA, 1984)

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL SUELO EN ESTADO NATURAL	
qc (Kg/cm ²)	COMPACIDAD
< 20	Suelto
20 - 40	Poco compacto
40 - 120	Medio Compacto
120 - 200	Compacto
> 200	Muy compacto

TABLA 4.3

VALORES DE α SUGERIDOS POR SANGLERAT PARA ESTIMAR ASENTAMIENTOS.

TIPO DE SUELO	q	w (%)	α
Aluvial reciente (CL)	< 7		0.15-0.40
	7-20		0.40-0.80
	>20		0.80-1.70
Aluvial reciente (CH)	<20		0.50-1.00
	>30		0.80-1.50
Suelo orgánico (OH)		90-130	1.50-3.00
		>300	>3.00

w(%) Humedad natural del suelo.

TABLA N° 4.4

ESTIMACION DE LA CARGA ADMISIBLE EN ARENAS USANDO VALORES DE "qc"

(M. BELSHOW)

qc (Kg/cm ²)	CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)				
	B = 4'	B = 5'	B = 10'	B = 15'	B = 20'
30	1.2	1.1	1.0	0.9	0.85
90	4.0	3.6	3.1	3.0	2.90
150	7.0	6.5	5.5	5.25	5.00
210	10.0	9.0	7.5	7.0	6.5
270	12.0	11.0	10.0	9.5	9.0

B = Ancho de la zapata (pies)

Estos valores son válidos si el N.F. esta debajo de 2*B de profundidad

TABLA 4.5

SCHMERTMANN: VALORES DE K RELACION q_c Y N

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

TABLA N° 4.6

AOKI Y VELOSO: 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 areno - 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 4.7

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR. TERZAGUI 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 4 - 10 10 - 30 30 - 50 >50	Muy suelta Suelta Media Compacta Muy compacta	< 2 2 - 4 4 - 8 8 - 15 15 - 30 >30	< 0.25 0.25 - 0.50 0.50 - 1.00 1.00 - 2.00 2.00 - 4.00 > 4.00	Muy blanda Blanda Media Semidura Dura Rígida

TABLA 4.8

SUELO TIPO II PROPIEDADES FISICAS

Propiedades	ML	OL	CH	CL	MH	SM	OH	Pt
Humedad natural w%	Rango	⁸ 30.4-165.3	--	--	⁷ 38.0-85.7	² 19.9-24.2	¹ 78.2	--
	X	71.6	--	--	55.4	22.05	78.2	--
	σ	37.8	--	--	19.6	2.2	--	--
Límite Líquido LL	Rango	⁸ 30.0-46.5	⁵ 51.0-60.0	⁴ 29.0-48.0	⁷ 54.5-83.0	⁸ 21.0-75.0	⁵ 57.0-96.6	⁴ 51.0-93.0
	X	40.2	54.4	39.0	63.6	46.0	54.4	76.0
	σ	6.0	3.4	6.8	10.47	20.25	15.5	16.2
Límite plástico LP	Rango	⁶ 24-35	⁵ 24.0-29.0	⁴ 20.0-24.0	⁷ 33.2-65	⁸ 22.0-66.0	⁵ 49.0-96.6	³ 53.0-83.0
	X	29.5	21.8	22.5	45.9	40.0	--	70.0
	σ	3.9	1.8	1.7	13.13	10.0	--	12.6
Índice plástico IP	Rango	⁶ 6-20	⁵ 27.0-31.0	⁴ 9.0-24.0	⁷ 0.0-28.5	--	--	--
	X	9.7	28.6	16.5	17.8	--	--	--
	σ	5.3	1.6	5.3	8.1	--	--	--
% pasa la malla 200	Rango	³ 53-97	--	--	⁷ 53.8-93.9	⁸ 14.4-46.0	--	⁴ 55.0-70.0
	X	72	--	--	65.2	31.3	--	64.0
	σ	18.5	--	--	12.1	12.9	--	5.5

TABLA

SUELO TIPO IV PROPIEDADES FISICAS

Propiedades	ML	CH	SM	CL	SP-SM	CL-ML	GP	GM
Humedad natural w%	Rango	25 2.0-42.0	33 5-26	29 8.0-32.0	8 1.3-15.0	1 4.4	8 0.1-2.5	2 1.3-3.8
	X	21.7	9.6	19.4	7.3	4.4	1.3	2.3
	σ	8.1	5.9	5.8	5.3	0	0.5	1.1
Límite Líquido LL	Rango	20 51.0-71.0	33 NP	34 15.0-49.0	2 21.0-23.0	4 22.0-29.0	8 NP	2 21.6-22.0
	X	60.21	NP	37.8	22.0	27.0	NP	21.8
	σ	6.4	--	7.6	1.0	2.9	--	0.2
Límite Plástico LP	Rango	20 23.0-31.0	33 NP	34 15.0-27.0	2 NP	4 16.0-25.0	8 NP	2 NP
	X	26.3	NP	20.4	NP	21.4	NP	NP
	σ	2.1	--	3.8	--	3.4	--	--
Indice Plástico IP	Rango	39 0.0-19.0	33 NP	34 0.0-34.0	2 NP		8 NP	2 NP
	X	2.5	NP	16.4	NP		NP	NP
	σ							
Densidad Natural n	Rango	13 1.4-1.9	7 1.5-1.8	8 1.6-2.1	2 1.79-1.8	--	--	--
	X	1.8	1.7	1.8	1.8	--	--	--
	σ	0.15	0.11	0.15	0.01	--	--	--
% que pasa la malla N°200	Rango	52 51.0-99.0	35 11.0-47.0	23 56.0-98.0	6 5.0-11.0	2 54.0-95.3	8 1.5-4.7	2 12.2-17.0
	X	75.8	26.6	84.0	7.3	74.6	2.8	15.3
	σ	12.6	11.5	12.8	2.0	20.7	1.1	2.2

TABLA 4.10

SUELO TIPO IV PROPIEDADES MECANICAS

Tipo de ensayo	Propiedad	ML	CH	CL	SP-SM	SM	
Compresión Simple	qu kg/cm ²	Rango	8 0.62-2.45	8 0.25-3.8	--	--	
		X	1.12	1.83	--	--	
		σ					
Corte Directo	c kg/cm ²	Rango	3 0.35-0.50	--	2 0.0-0.76	3 0.0-0.18	
		X	0.36	--	0.38	0.06	
		σ	0.19	--	0.38	0.0	
	ϕ (°)	Rango	7 16-31	3 9-24	--	2 21-45	3 20-36
		X	24°50'	18°	--	33°	26°1'
		σ	4°30'	6°30'	--	12°	7°

TABLA 4.11

**CLASIFICACION DE LOS ACANTILADOS DE LIMA
DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTATICO**

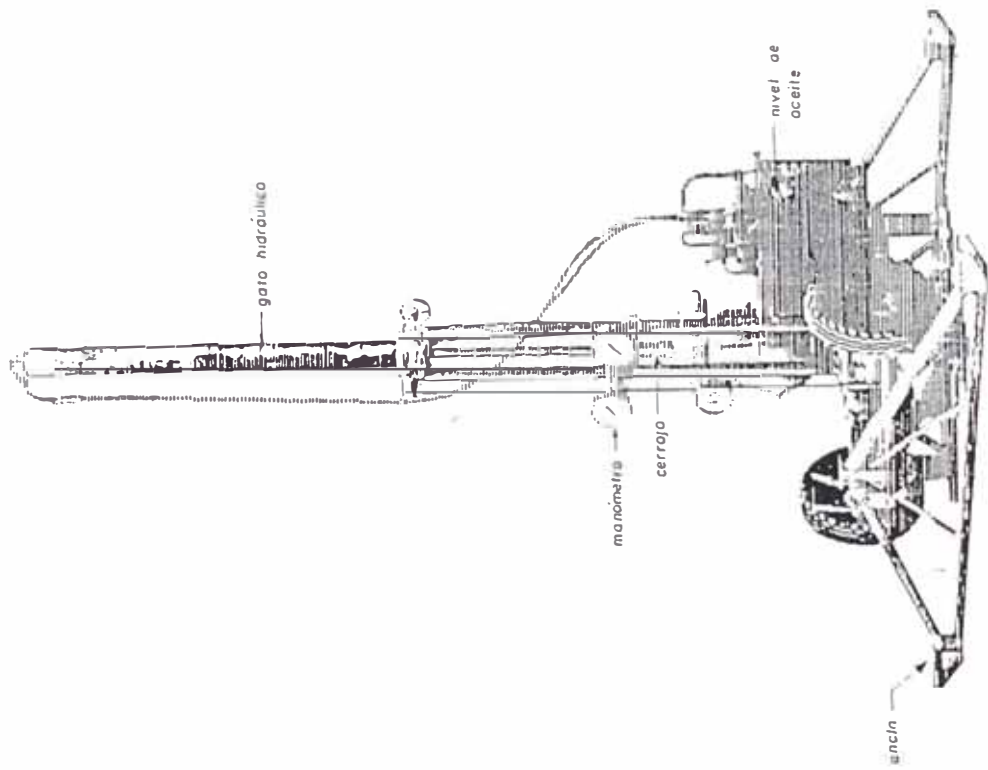
(García, 1984)

ZONA	UBICACION	Fs	CLASE
24 26 25 22 16 27 7 18 14 21 19	Miraflores Barranco Barranco Miraflores San Isidro Barranco San miguel Miraflores Magdalena Miraflores Miraflores	0.76 0.77 0.81 0.89 0.93 0.96 0.96 1.01 1.05 1.07 1.07	1 Probablemente inestable o crítica
15 12 20 23 6 8	Magdalena Magdalena Miraflores Miraflores San Miguel San Miguel	1.10 1.12 1.16 1.17 1.18 1.19	2 Medianamente estable
9 10 17 28 13 5 29 4	San Miguel San Miguel Miraflores Chorrillos Magdalena San miguel Chorrillos San Miguel	1.20 1.21 1.22 1.23 1.24 1.24 1.27 1.38	3 Estable
3 11 30 1 2	La Perla Magdalena Chorrillos La Perla La Perla	1.46 1.61 1.70 1.78 2.18	4 Muy Estable

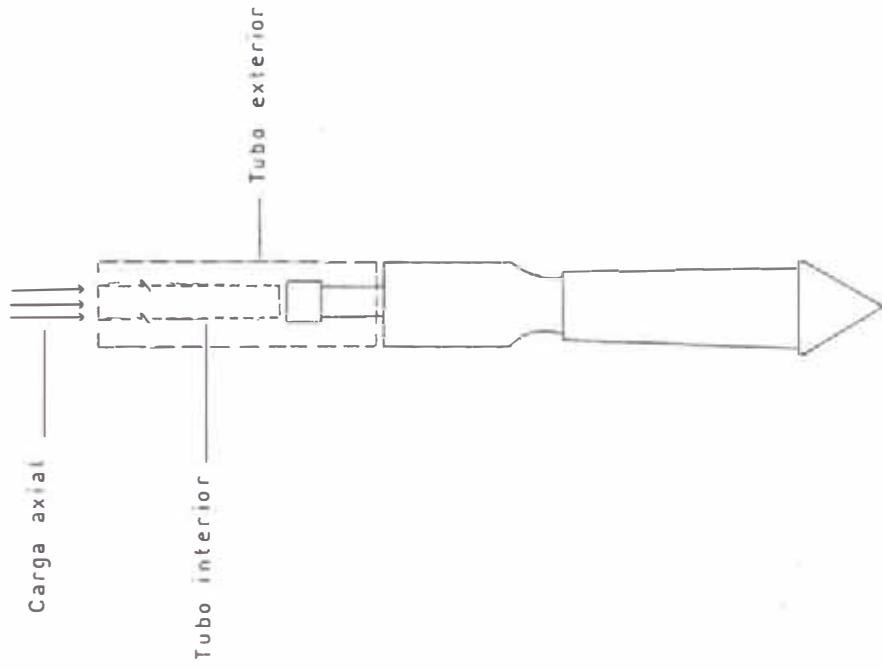
TABLA N° 4.12

**CLASIFICACION DE LOS ACANTILADOS DE LIMA
DESDE EL PUNTO DE VISTA DINAMICO
(García, 1984)**

ZONA	UBICACION	Kc(g)	TIPO
26 24 25 22 7 16 27 18 14 21 19 15 12	Barranco Miraflores Barranco Miraflores San miguel San Isidro Barranco Miraflores Magdalena Miraflores Miraflores Magdalena Magdalena	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.01 0.04 0.05 0.06 0.06 0.09	I Sismos de grado III o IV pueden producir deslizamientos
20 23 9 17 6 28	Miraflores Miraflores San Miguel Miraflores San Miguel Chorrillos	0.10 0.11 0.13 0.14 0.16 0.16	II Sismos de grdo V o VI pueden producir deslizamientos
10 8 13 5 29 4 11 3 30 1 2	San Miguel San Miguel Magdalena San Miguel Chorrillos San Miguel Magdalena La Perla Chorrillos La Perla La Perla	0.17 0.18 0.20 0.21 0.24 0.24 0.32 0.40 0.42 0.51 0.79	III Sismos de grado VII a IX pueden producir deslizamientos



Mecanismo de Carga Axial



Punta conica

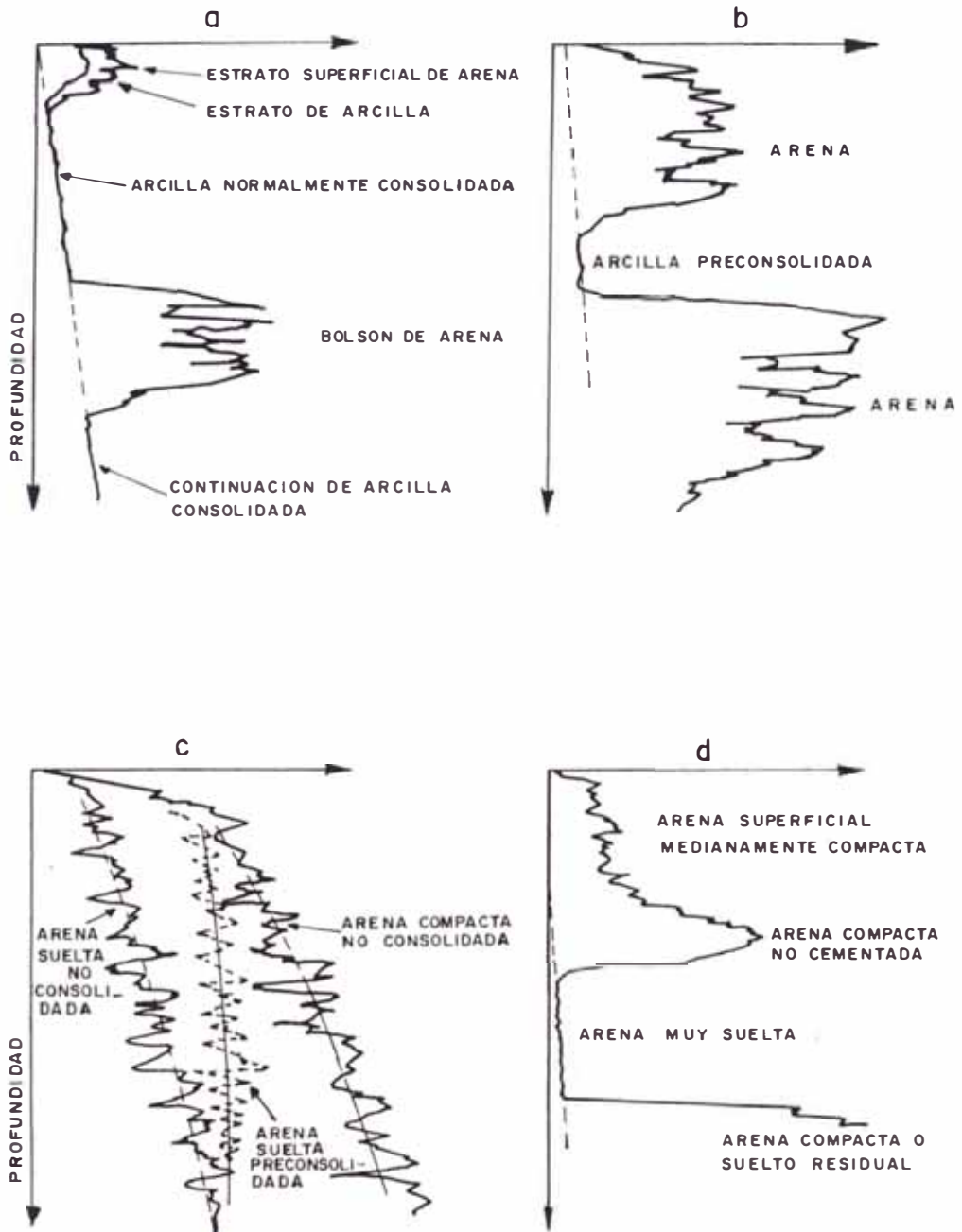


Fig.4.2. Perfiles geotecnicos del ensayo de penetración tipo Cono Holandes (Schmertmann. 1977)

Resistencia a la Penetración (q_c)

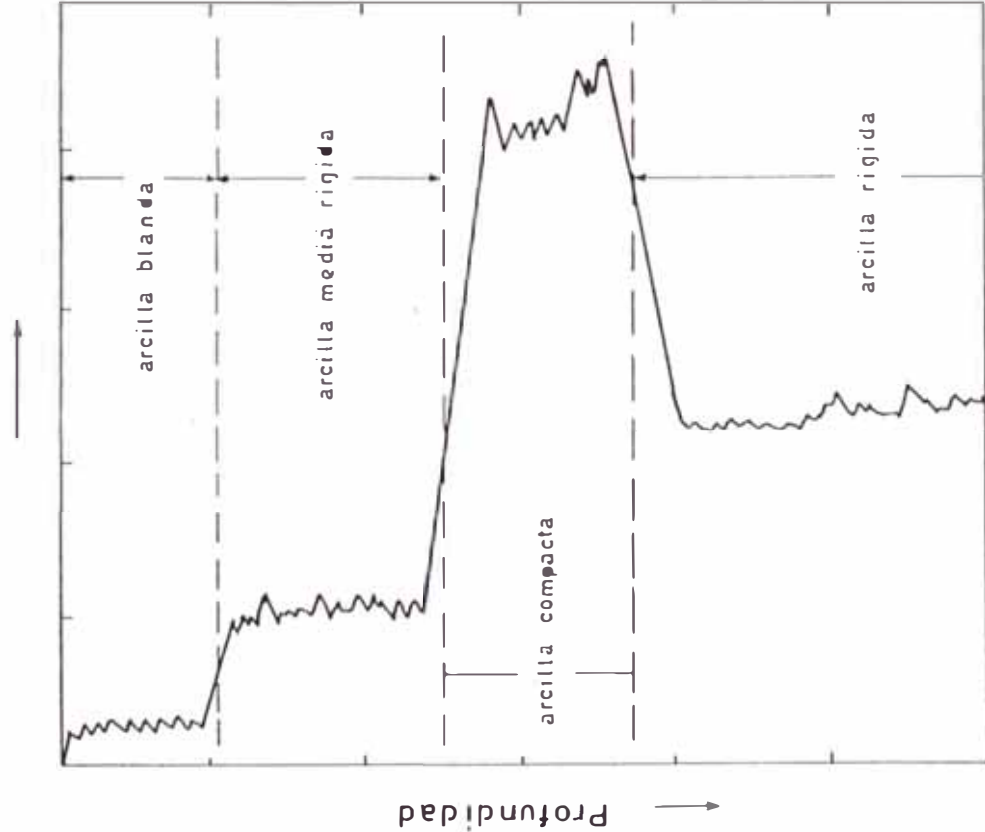


Fig. 4.3 Perfil tipico del ensayo de Cono Holandes en suelos arcillosos (Schmertmann, 1977)

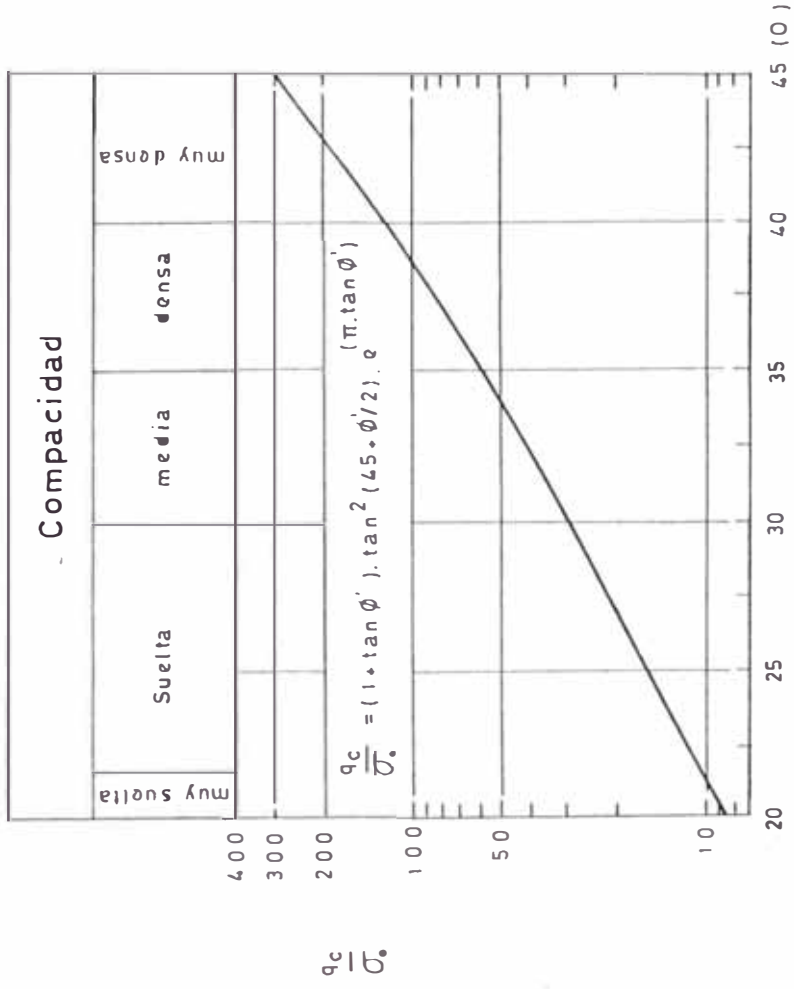


Fig. 4.4 Correlacion de la resistencia de punta y el angulo ϕ' de arenas (Harr, 1977)

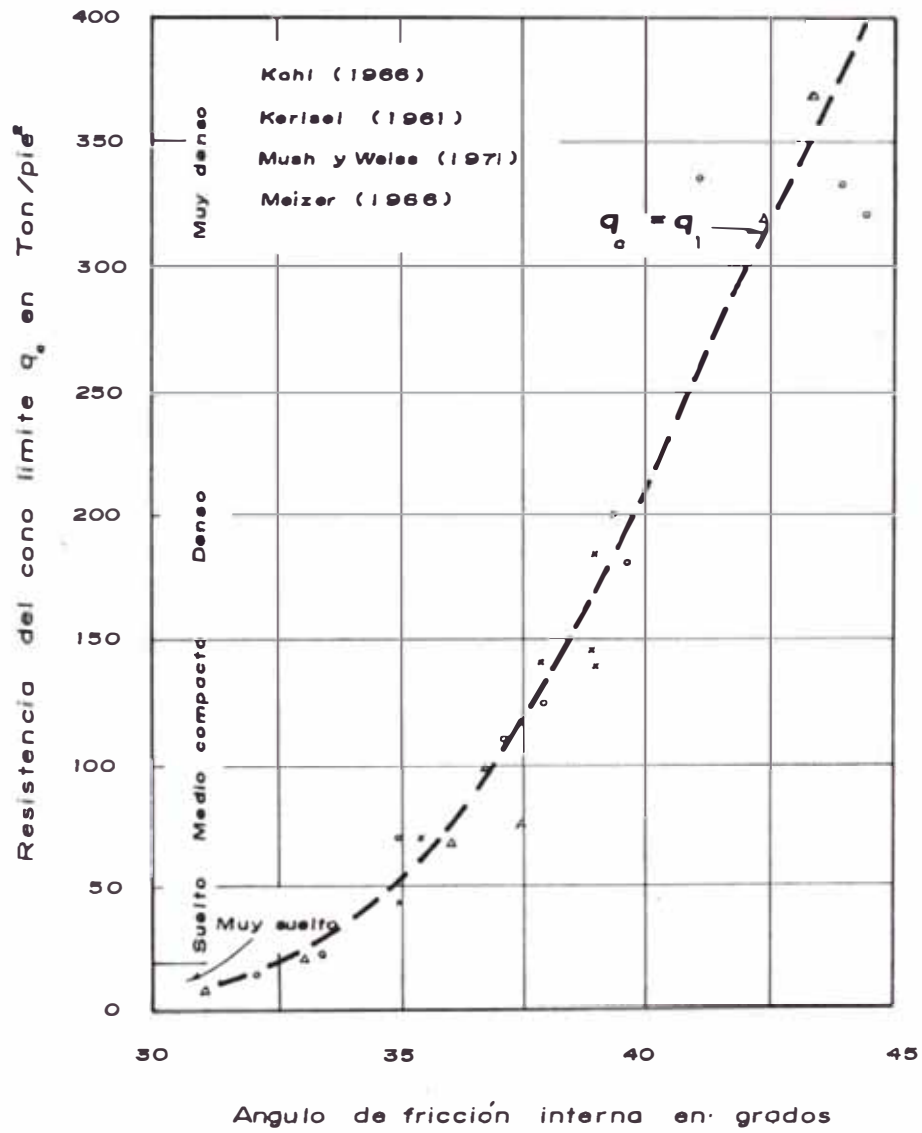


Fig. 4.5 VALOR APROXIMADO RESISTENCIA LIMITE DEL CONO - ANGULO DE FRICCIÓN EN ARENAS.

(REF. MEYERHOFF, 1979)

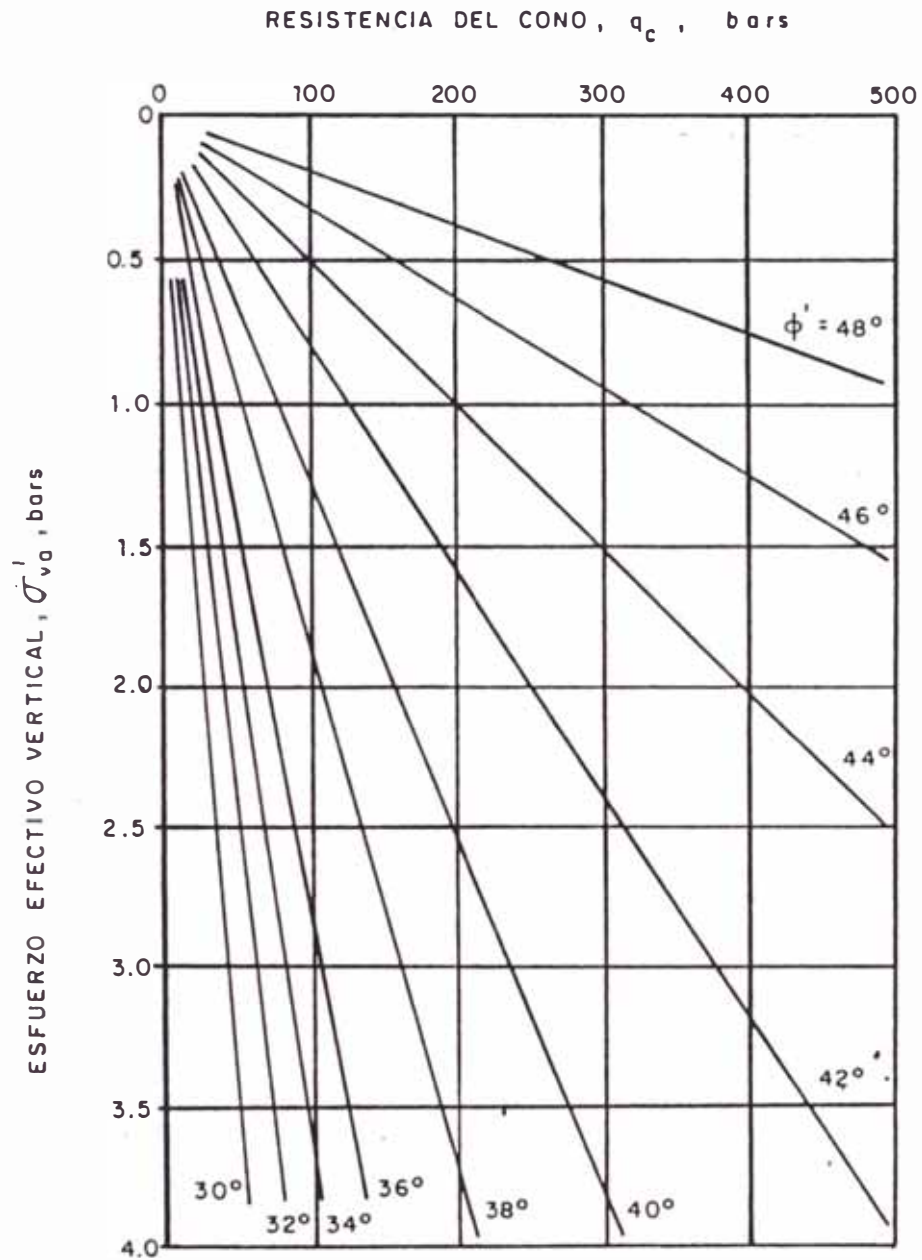


Fig. CORRELACIONES ENTRE RESISTENCIA DEL CONO Y EL ANGULO DE FRICCIÓN PARA ARENA NO CEMENTADA (Robertson y Campanella, 1983)

(N_c, N_q, N_γ)

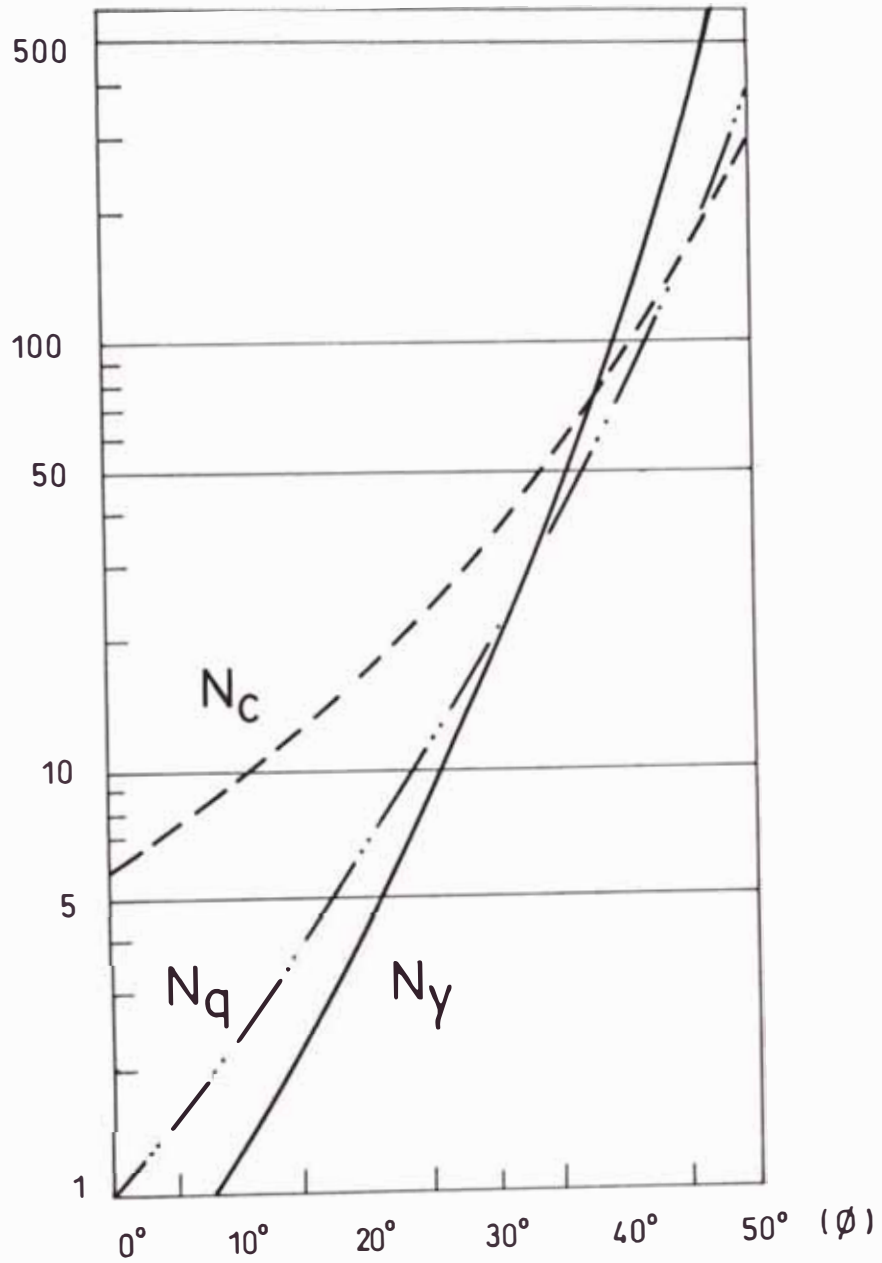
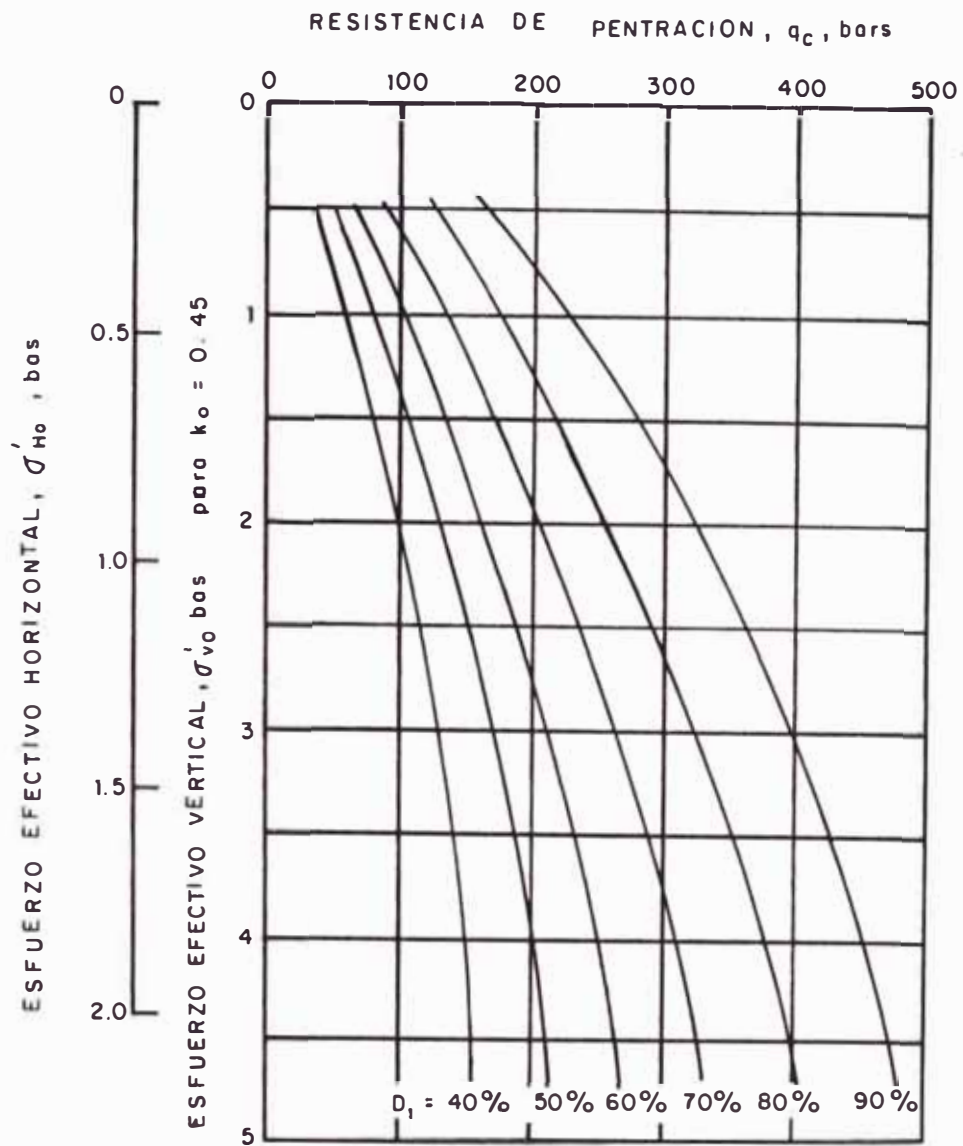


Fig. 4.7 Factores de capacidad de carga (Mitchell y Durgunoglu)



F. 4.8 RELACION DE DENSIDAD RELATIVA PARA ARENAS DE CUARZO NO CEMENTADAS (Baldi , 1982)

Factor de influencia de la deformación vertical para cimientos rígidos I_{zp}

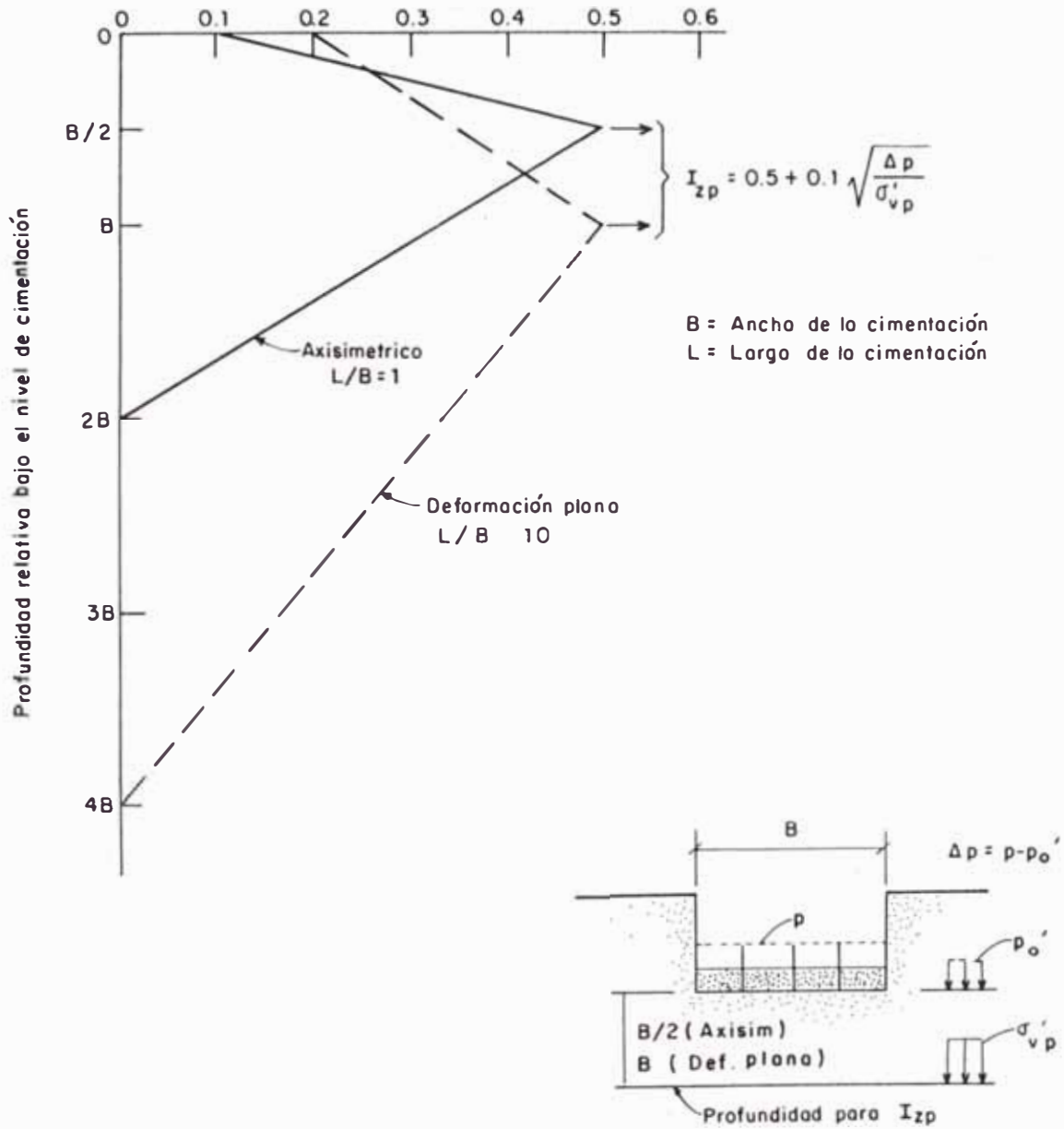
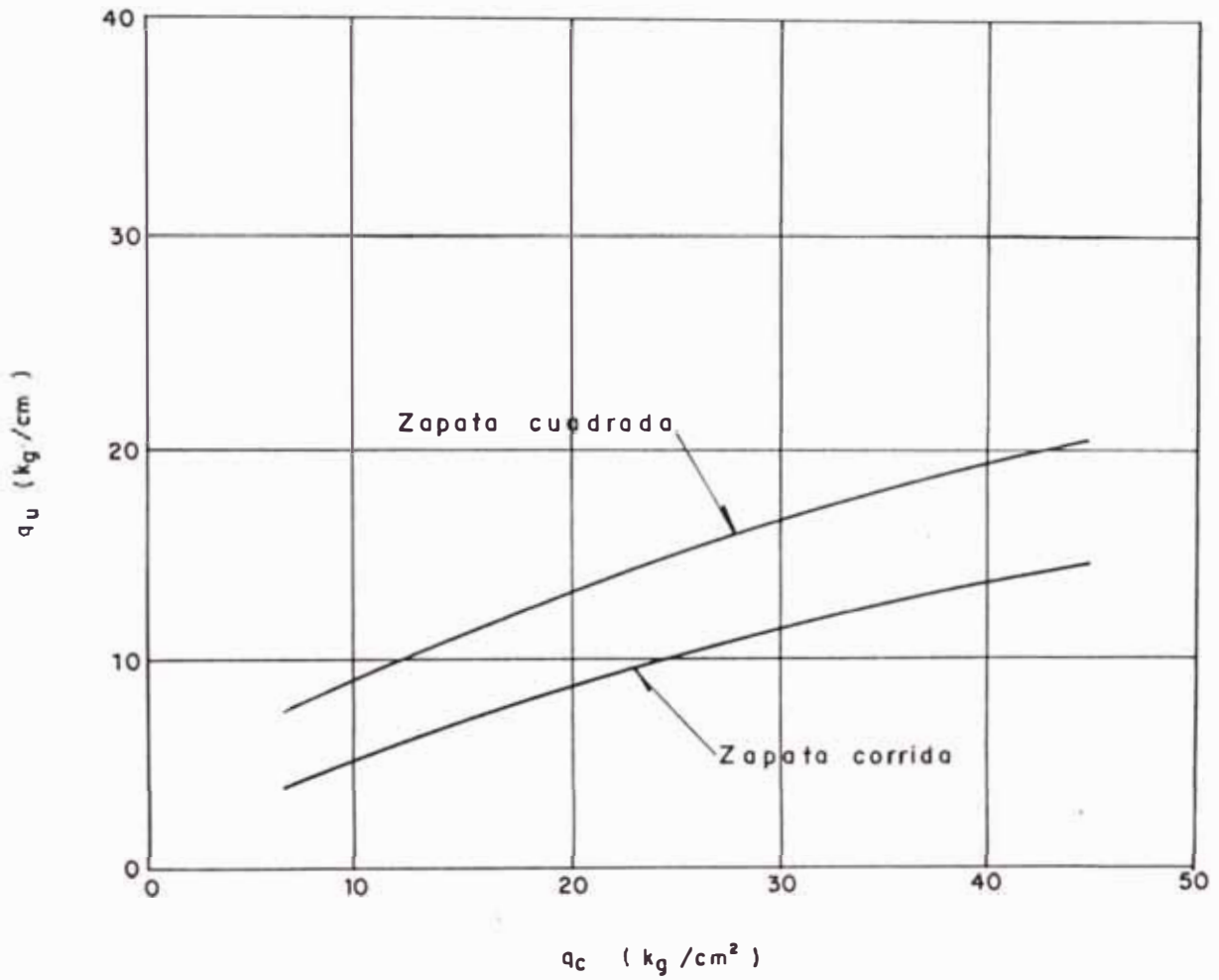


Fig. 4.9 DIAGRAMAS DEL FACTOR DE INFLUENCIA PARA ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS EN ARENA. (Schmertmann, 1977)



4.10 GRAFICO PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD LIMITE DE CARGA DE FUNDACIONES SUPERFICIALES. (Awkafi, 1984)

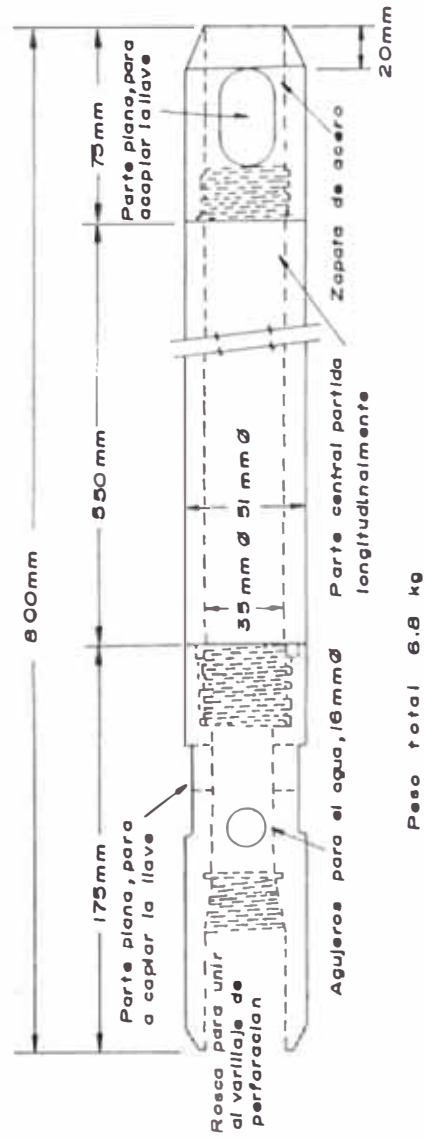


Fig. 4.11 PENETROMETRO STANDARD

(REF. TERZAGHI Y PECK, 1978)

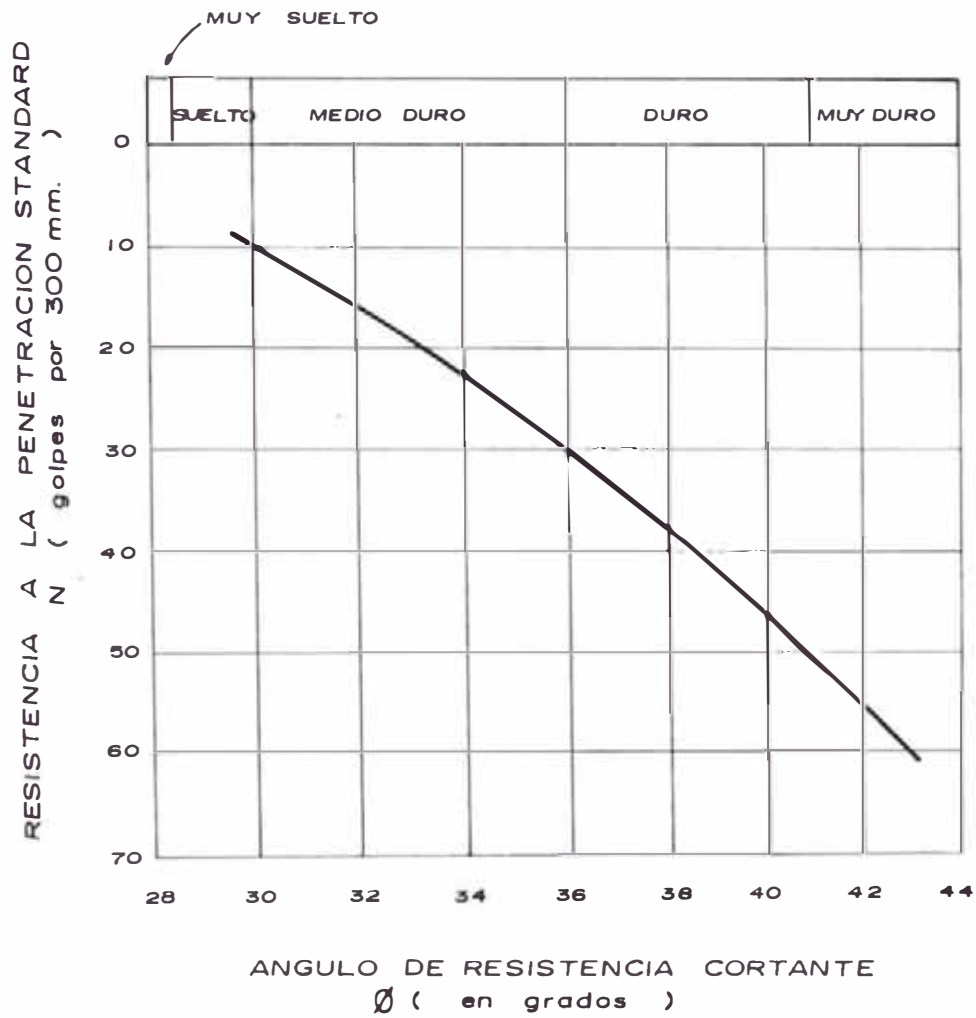


Fig. 4.12 CORRELACION DEL ANGULO DE FRICCION Y EL N (SPT)

(REF. PECK , HANSON Y THORBURN , 1974)

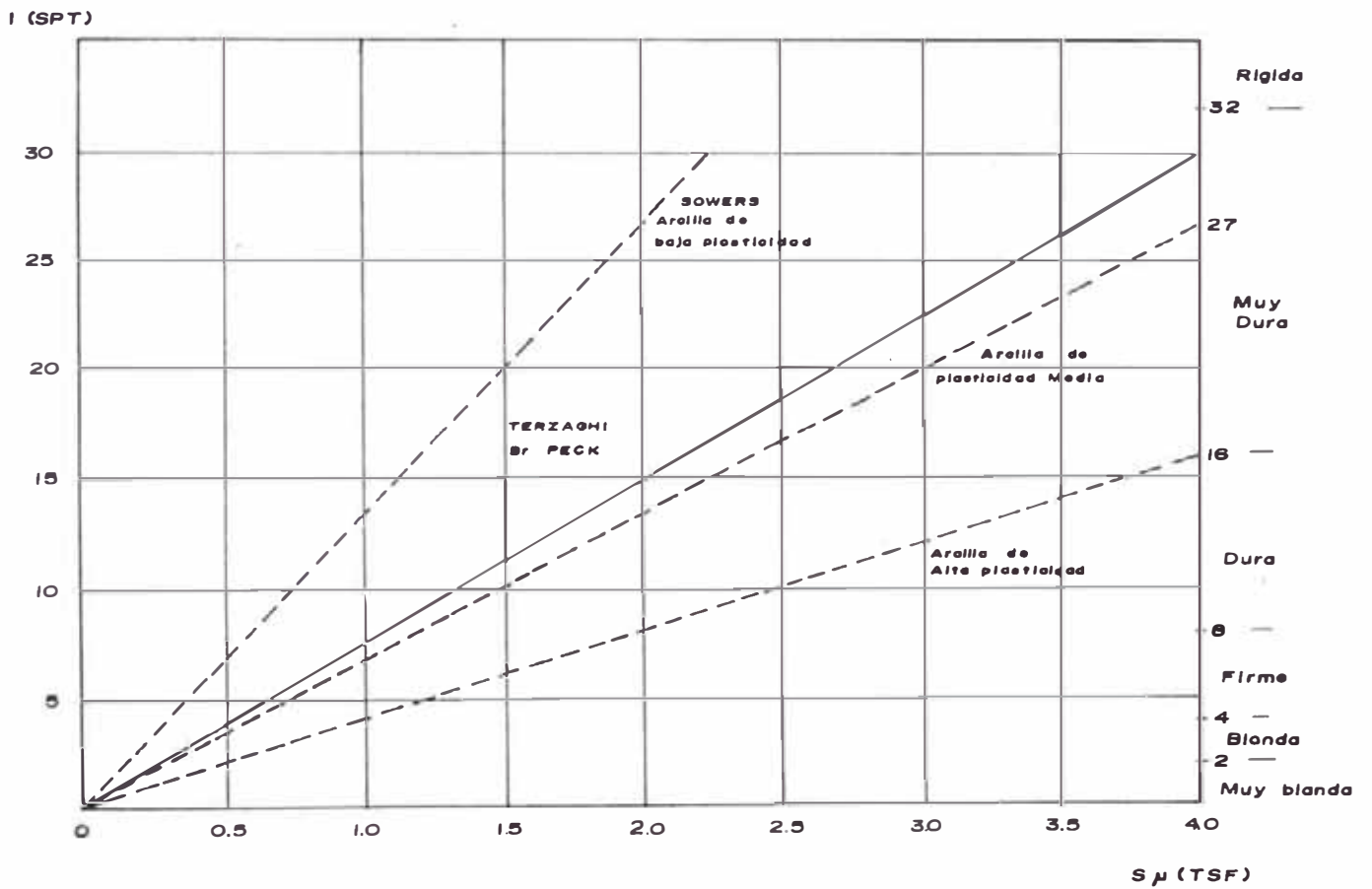


Fig. 4.13 CORRELACION DE N(SPT) CON RESISTENCIA CORTANTE NO DRENADA DE SUELOS COHESIVOS DE VARIAS PLASTICIDADES (REF. NAVFAC (1,971))

168

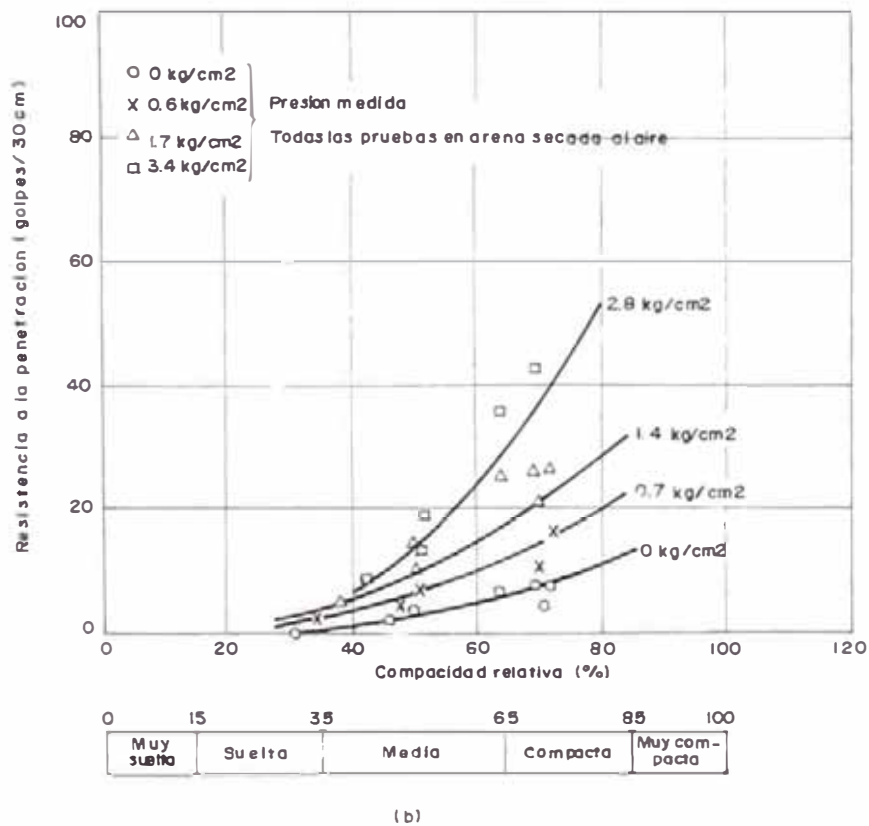
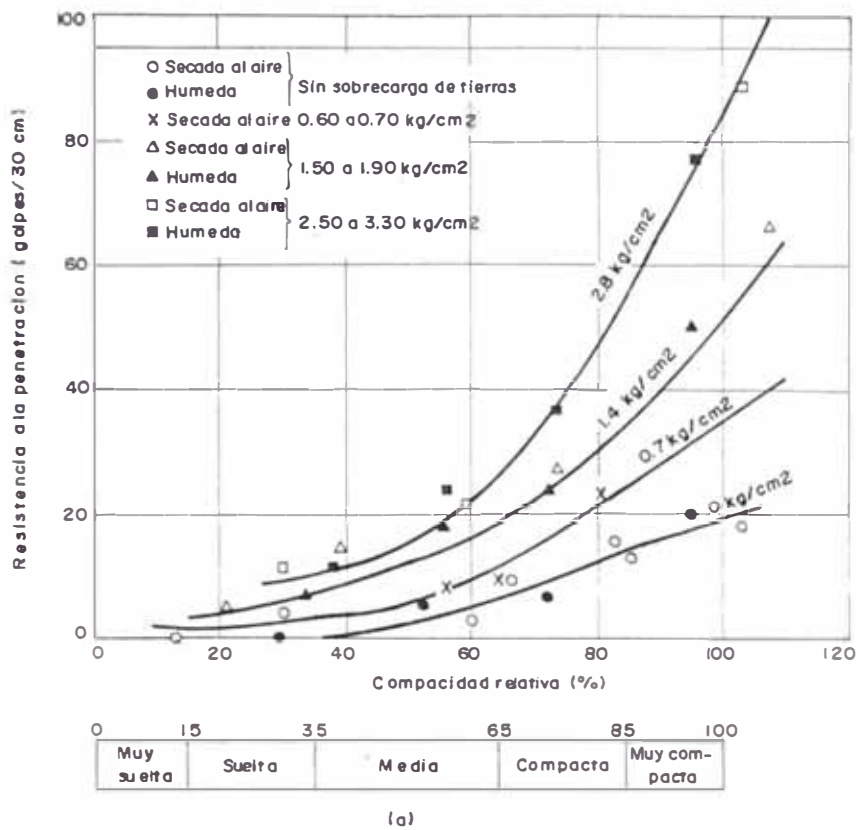
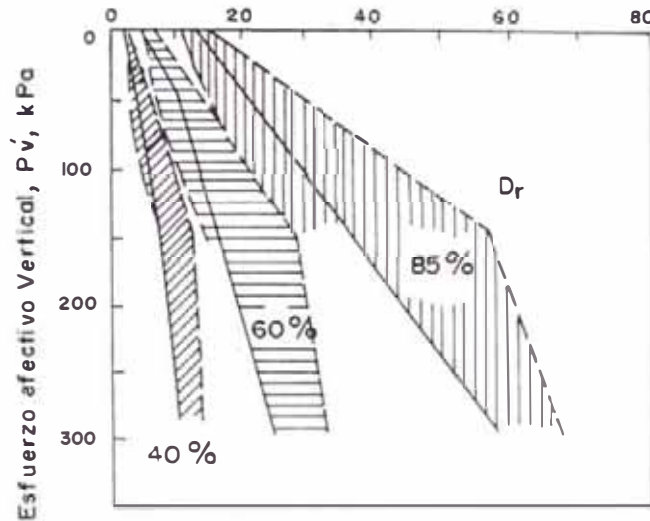


Fig. 4.14 Resultados de pruebas de penetración estándar.
 a) Arena gruesa b) Arena fina (De Gibbs y Holtz, 1957)

Resistencia a la penetración, N_{30} , golpes/pie



- Gibbs and Ho Hz, 1957
- - - Bazaraa, 1967
- · - Shultze and Melzer, 1965

Fig. N° 4.14 Resistencia a la penetración del ensayo SPT versus la presión del terreno (Olalla 1992)

Cimentaciones sobre arena

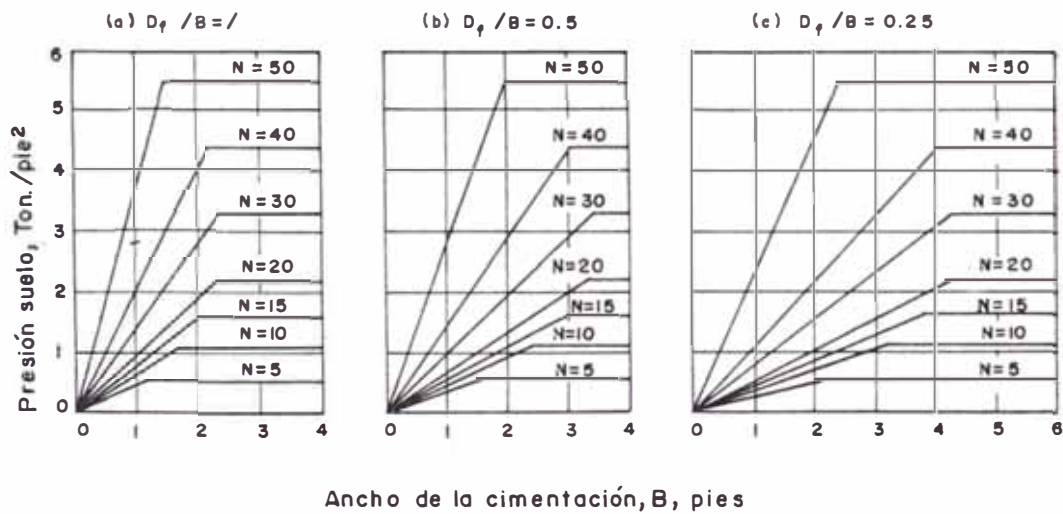


Fig. N° 4.15 Capacidad portante del terreno en función de N del ensayo SPT Peck, Hansen y Thornburn (1974)

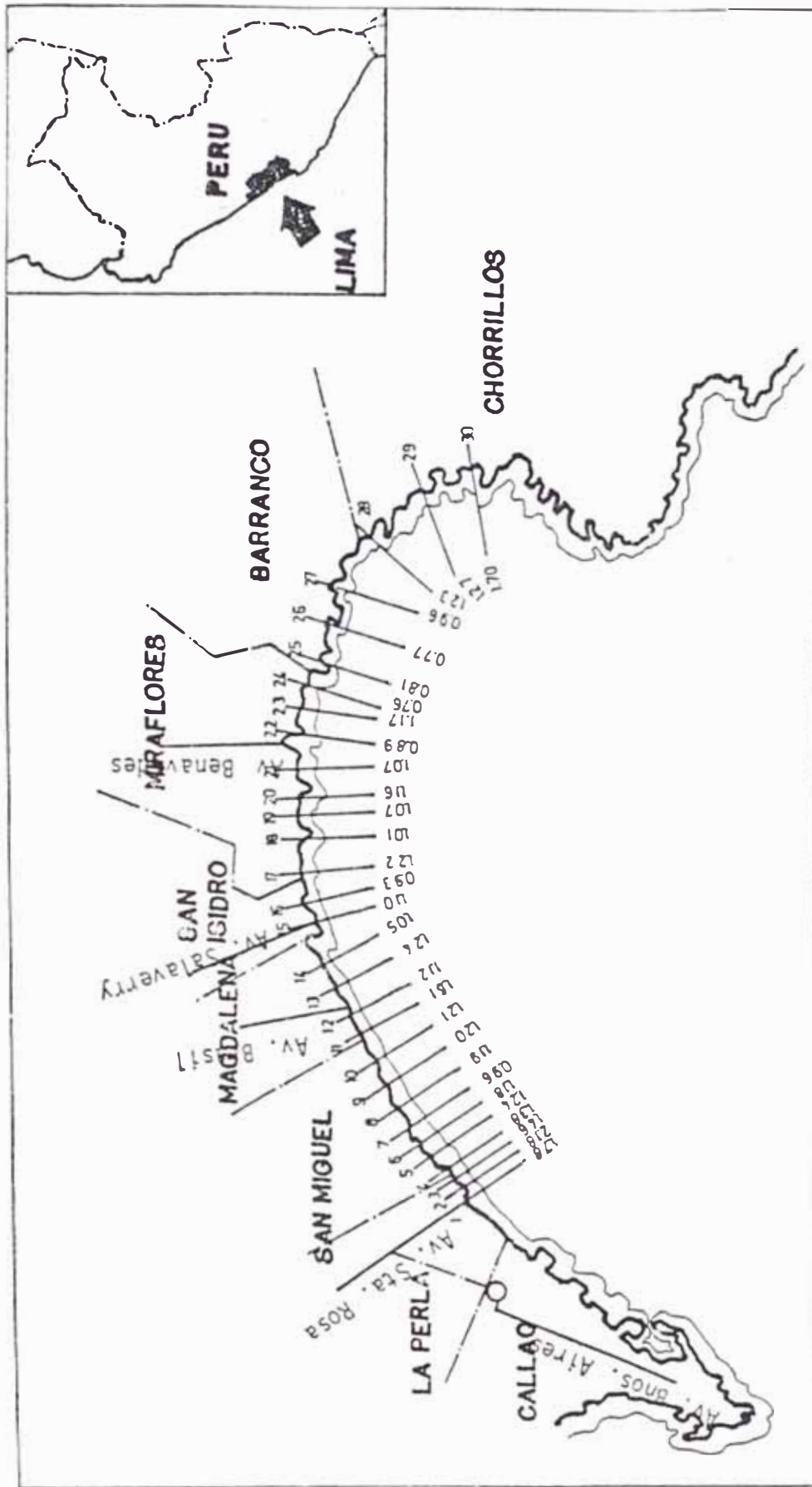


Fig. 4. 16 FACTORES DE SEGURIDAD ESTADISTICO DE LOS ACANTILADOS DE LIMA (GARCIA, 1984)

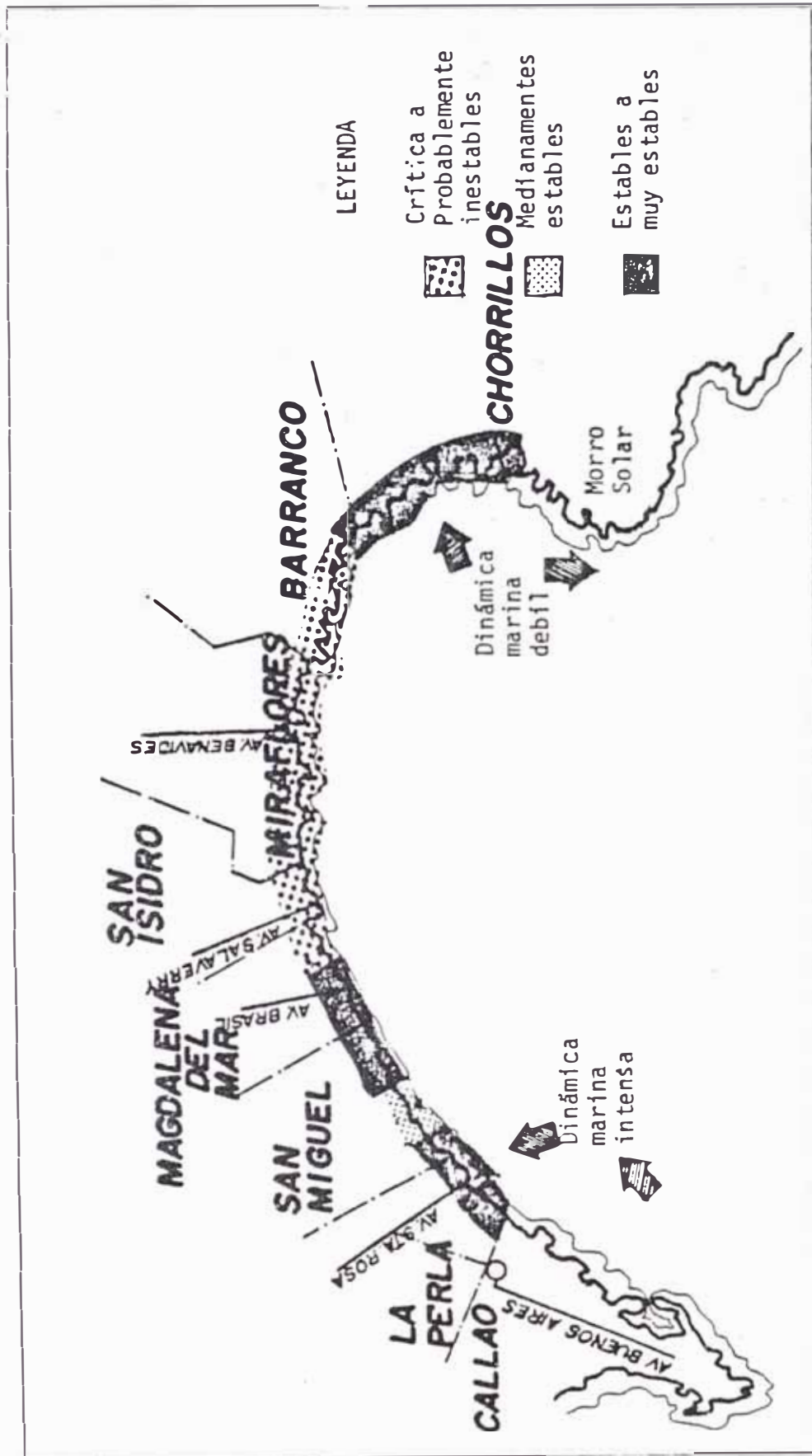


Fig. 4.17 CONDICIONES DE ESTABILIDAD ESTADICA DE LOS ACANTILADOS DE LIMA (GARCIA, 1984)

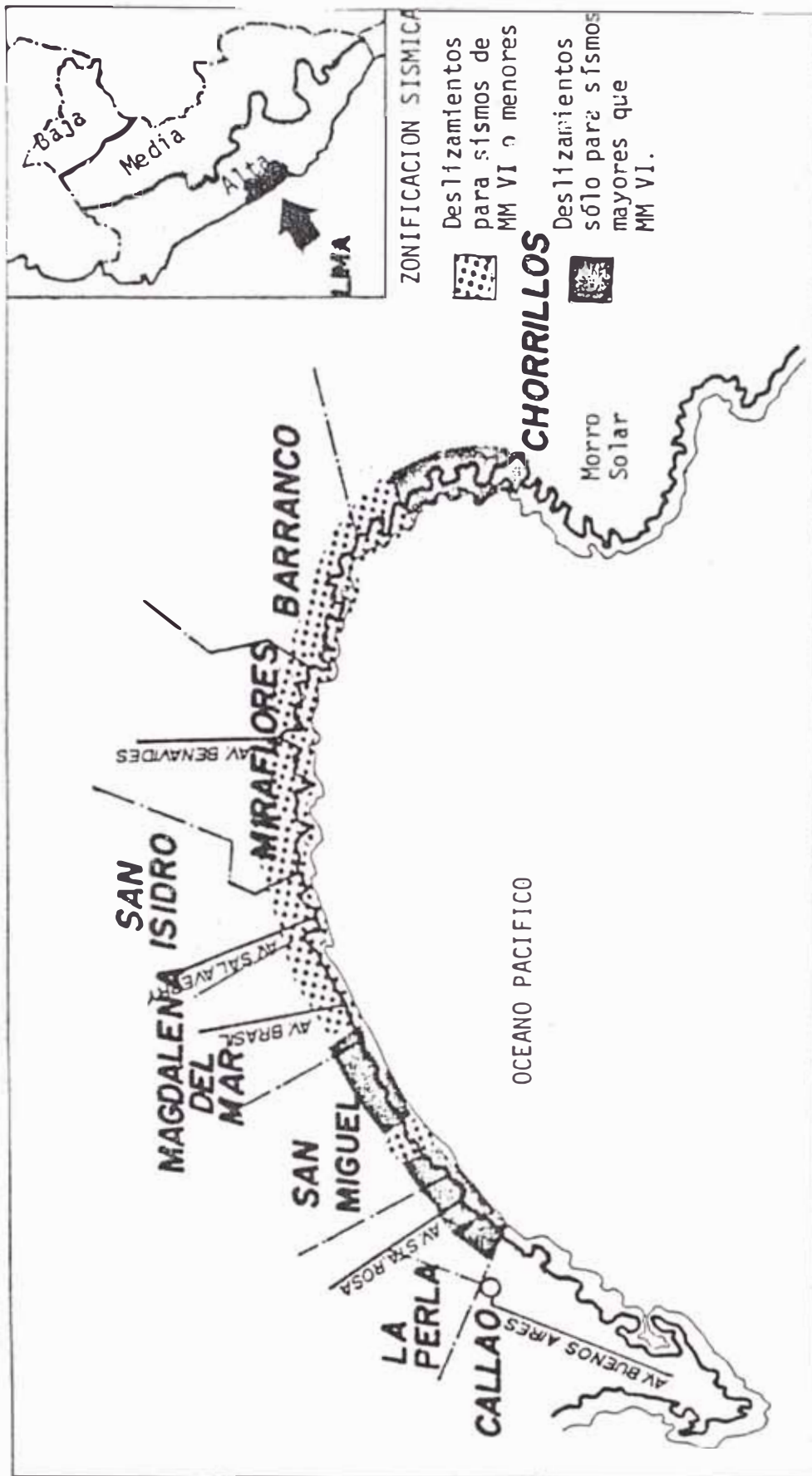


Fig. 4.18 CONDICIONES DE ESTABILIDAD DINAMICA DE LOS ACANTILADOS DE LIMA (GARCIA 1984)

CAPITULO V

MEDICION DE MICROTREPIDACIONES EN CHORRILLOS Y BARRANCO

5.1 ANTECEDENTES

Dentro de la Dinámica de Suelos, el estudio de medición de microtrepidaciones constituye una de las formas rápidas, efectivas y económicas para evaluar los parámetros dinámicos del terreno. Este estudio se viene realizando en varios países desde hace más de 30 años, siendo en el Japón donde Kanai et al (1954) utilizaron este método para clasificar el suelo en cuatro categorías, clasificación que fue adoptada por el Reglamento Sismoresistente del Japón. Posteriormente esta metodología se aplicó en diferentes partes del mundo.

En el Perú se está utilizando esta técnica desde hace aproximadamente 20 años, siendo en las ciudades de Chimbote y Huaraz donde se realizaron los primeros estudios, en los años de 1972 y 1973. Ultimamente el CISMID, a través de su Laboratorio Geotécnico, viene realizando una serie de estudios de medición de

microtrepidaciones, con fines de microzonificación sísmica en varias ciudades del país, habiéndose realizado estos estudios desde el año 1986 hasta la fecha en las siguientes ciudades: Chimbote, Huaraz, La Molina, Lima, Tacna, Cusco, Majes, La Punta - Callao, Arequipa, Rioja, Moyobamba, Soritor, Ica y últimamente los distritos de Chorrillos y Barranco (Materia de esta investigación).

5.2 GENERALIDADES SOBRE MICROTREPIDACIONES

El estudio de medición de microtrepidaciones consiste en registrar las microvibraciones del terreno, originadas tanto por perturbaciones artificiales como por perturbaciones naturales. Dentro de las perturbaciones artificiales tenemos el tráfico vehicular, las máquinas industriales, etc., y dentro de las perturbaciones naturales tenemos el viento, las ondas marinas, la actividad volcánica, etc.

Usualmente las amplitudes de tales movimientos están entre 0.1 y 1 micrones, y el rango de sus períodos abarca de 0.05, 0.1 segundos hasta 1 y 2 segundos. Estas vibraciones del suelo son llamadas microtrepidaciones y pueden ser registradas con equipos muy sensibles que cuentan con un gran rango de amplificación.

Estudios sobre medición de microtrepidaciones se

vienen realizando desde 1950. A partir de ese año se han efectuado muchas investigaciones sobre las relaciones entre las características de las microtrepidaciones y las condiciones del subsuelo. Kanai et al (1954) comenzaron las observaciones de microtrepidaciones en varios lugares del Japón, en sus estudios construyeron curvas de frecuencia-período por medio del método "Zero-Crossing" y clasificaron al suelo en cuatro categorías. Las distribuciones de frecuencia-período de movimientos sísmicos fuertes y de microtrepidaciones en un mismo lugar mostraron una buena correlación.

La curva de distribución de períodos de microtrepidaciones muestra una forma definida para cada tipo de suelo; esto es, cuando la formación del suelo relativa a las características de vibración es simple, como por ejemplo en el caso de una capa estratificada simple, un pico relativamente agudo aparece alrededor de 0.1 a 0.6 seg. en la curva de distribución de períodos de microtrepidaciones. En cambio, cuando la formación del suelo es compleja, más de dos picos aparecen en los períodos, entre más cortos que 0.2 seg. y más largos que 1.0 seg. en la curva mencionada.

5.3 MEDICION DE MICROTREPIDACIONES

5.3.1 Descripción del Equipo Usado

El equipo necesario para registrar vibraciones clasificadas dentro del rango de las microtrepidaciones, debe ser altamente sensible y tener alrededor de mil veces de amplificación. En el presente estudio se ha utilizado el equipo de medición de microtrepidaciones más moderno con que cuenta el Laboratorio Geotécnico del CISMID, el cuál es descrito en forma muy detallada por Tokeshi (1990) bajo el nombre de EQUIPO MICROTREMOR Nº 3. En la Fig. Nº 5.1 se presenta un esquema de este equipo, donde se muestra todos sus componentes.

A continuación se presenta una descripción breve de los componentes de este equipo:

- a) Sensores.- Dos sensores horizontales del tipo MTKH-1C y uno vertical del tipo MTKV-1C de la OGAWA SEIKEI Co. LTD. Estos sensores tienen una frecuencia natural de 1 Hz. y un rango de amplitudes de 0.005 a 3000 micras; además tienen la opción de cambiar su frecuencia natural a 0.2 Hz., con lo cual se pueden registrar períodos de hasta 5 seg.

- b) Amplificador.- Es del tipo TA-406 de la OGAWA SEIKEI Co. LTD. Este equipo permite amplificar las amplitudes de las microtrepidaciones, para poder visualizarlas a una escala adecuada.

Consta de 6 canales y puede acoplarse a una grabadora y a un oscilógrafo simultáneamente.

- c) Grabadora.- El data recorder es del tipo RD-110T de la TEAC. Cuenta con ocho canales de grabación y con una banda de registro de 5 KHz. Los datos son almacenados en cintas magnéticas especiales, del tipo DAT-120, en los que simultáneamente se registran la fecha y la hora de grabación.

- d) Oscilógrafo.- El monitor gráfico es del tipo 8K21 de la NEC San-ei Instruments Ltd. Es utilizado para visualizar la forma de la onda de microtrepidaciones y evitar la grabación y el procesamiento de segmentos con perturbaciones o interferencias.

- e) Analizador Analógico FFT.- Es una computadora analógica del tipo FFT Analyzing Scope TEAC F-3000, con la cual se realiza el procesamiento de la onda grabada, mediante la Transformada Rápida de Fourier.

- f) Fuente de Energía.- Normalmente, para los trabajos de campo, se utilizan dos baterías de corriente continua, de 12 V., con las cuales pueden trabajar directamente el amplificador y

la grabadora. Para el oscilógrafo se requiere corriente alterna de 220 V., la que se consigue con un invertidor y un transformador de corriente.

3.2 Procedimiento de la Medición

Para realizar mediciones de microtrepidaciones con el equipo arriba mencionado, se requiere observar el siguiente procedimiento:

- a) Calibración.- Antes de salir al campo se debe realizar la calibración del amplificador, utilizando para este fin el analizador analógico FFT F-3000. La calibración consiste en darle al amplificador una ganancia de un voltio pico-pico, a 46 dB. de atenuación, centrando la señal de salida con respecto al cero. Igualmente se calibra el oscilógrafo con una ganancia de un voltio por centímetro de impresión, estando el selector de ganancia en 1 V/cm.

Esta calibración no debe ser modificada en el campo durante la medición, pudiendo sólo atenuar la señal de salida colocando la ganancia en 6 ó 14 dB.

b) Medición.- Una vez seleccionado el punto de medición en un lugar despejado, se conecta el equipo y se procede a estacionar los sensores, los cuales previamente deben ser desbloqueados de su seguro interno. Al estacionar los sensores horizontales, se hace uso de una brújula, para orientarlos uno en la dirección N-S y otro en la dirección E-W. Seguidamente se nivelan los tres sensores y se coloca el amplificador en posición de medición, con la ganancia en 0 ó 6 dB de atenuación, según sea más propicio. Se verifica la calidad de la señal en el oscilógrafo y se procede a la grabación, describiendo en ésta, la ubicación del punto, su identificación, las condiciones del registro y las interferencias que pudieran presentarse durante este lapso.

Luego de haberse registrado la grabación de la señal en un lapso de 3 a 5 minutos, sin interferencias, se procede a grabar la señal de calibración por 20 segundos, colocando para esto la ganancia del amplificador en 46 dB de atenuación y el selector de medición en modo "cal".

.3.3 Análisis de las Microtrepidaciones

Para realizar el análisis de las microtrepidaciones, hasta hace poco tiempo se utilizaba el método de la curva de distribución de períodos, que consistía en digitalizar la onda registrada y luego realizar su procesamiento como si se tratara de un sismograma, hasta obtener el espectro de Frecuencia-Período o curva de distribución de períodos. Este procedimiento requería de una gran cantidad de tiempo.

Actualmente el procesamiento se ha simplificado grandemente con el equipo analógico digital FFT que realiza la Transformada de Fourier con gran rapidez, justamente las siglas "FFT" se derivan de las iniciales de las palabras "Fast Fourier Transformer". Este método consiste en convertir la señal analógica a una señal digital discontinua (discreta), con la cual se va calculando la Transformada de Fourier, integrando con respecto al tiempo el producto de la señal observada por una función exponencial compleja. Todo este proceso está incorporada en la memoria del computador analógico digital FFT F-3000, y su operación ha sido descrita por Tokeshi (1990).

El procesamiento de la onda mediante el analizador digital FFT F-3000 básicamente consiste en

lo siguiente:

Selección de tramos buenos: Se imprimen en el oscilógrafo las ondas grabadas, a una velocidad de papel de 5 mm/seg. En esta impresión se marca el tiempo inicial y final de los tramos sin interferencias de las tres componentes, los cuales deben tener una duración no menor de 15 seg.

- Obtención del período predominante: Se hace pasar la señal de la onda grabada por el analizador FFT F-3000, componente por componente, procesando únicamente los tramos seleccionados y se obtiene el espectro de frecuencias. El analizador FFT F-3000 posee un menú de diferentes tipos de rangos de frecuencias que están vinculados a un correspondiente tiempo de cuadro fijo. Se utiliza el rango de frecuencias de 0 a 20 Hz., debido a que este rango hace factible la visualización de la frecuencia predominante de cualquier onda de medición de microtrepidaciones, que está entre 1 Hz. a 12 Hz.

El período predominante de cada punto de medición se obtiene promediando las inversas de las dos frecuencias horizontales. El período predominante de la componente vertical solamente se utiliza como dato referencial.

.4 CARACTERISTICAS DE LOS REGISTROS DE VIBRACION DE LAS MICROTREPIDACIONES

1. NATURALEZA DEL REGISTRO

Desde que se iniciaron las investigaciones sobre microtrepidaciones, no hay un consenso universal respecto al tipo de onda que representa. Aki (1957) definió las microtrepidaciones como ondas estocásticas estacionarias y las consideró como ondas dispersas de superficie. Kanai y Tanaka (1961) consideraron que las microtrepidaciones son causadas por reflexiones múltiples de las ondas "S" en las capas del subsuelo. En cambio, Allan y Shima (1967) indicaron que los estudios sobre microtrepidaciones están siguiendo dos direcciones, como ondas de cuerpo en estado estable y como ondas de superficie; luego, después de detallados estudios de microsismos de período corto, Allan (1969) concluyó que las microtrepidaciones podrían ser explicadas como ondas "S" en estado estable y/o como modos fundamentales de ondas Love y Rayleigh en los sitios donde las interfases de capas de subsuelo están claramente definidas.

2. VARIACION DE LOS REGISTROS DE MICROTREPIDACIONES CON EL TIEMPO

Lermo et al (1988) midieron microtremores durante 24 horas en un lugar cercano a una estación acelerográfica

dentro de la zona del lago de México.

La Fig N° 5.2 muestra los espectros de velocidad de microtrepidaciones para diferentes tiempos. Los espectros entre las 06 y 22 horas son más energéticos que entre las 02 y 04 horas. Claramente la amplitud de los espectros depende del tráfico vehicular.

El período predominante del primer grupo (06 a 22 horas) está relacionado con el período dominante observado en espectros de movimientos fuertes de la estación acelerográfica.

3. VARIACION DE LOS REGISTROS DE MICROTREPIDACIONES EN PROFUNDIDAD

Cuando se registran las vibraciones de microtrepidaciones en profundidad, se observa que los períodos de vibración del suelo varían con la profundidad y las amplitudes disminuyen, Fig N° 5.3.

4. VARIACION DE LOS REGISTROS DE MICROTREPIDACIONES EN DISTINTOS SUELOS

Kanai y Tanaka (1961) presentaron registros de microtrepidaciones y curvas representativas de distribución de períodos en varios tipos de suelos en Japón.

La Fig. N° 5.4 presenta registros de microtrepidaciones y curvas representativas de distribución de períodos para cuatro tipos de suelos distintos que fueron los propuestos en el anterior Código de Construcciones de Japón (Tabla N° 5.1).

5.5 CARACTERISTICAS DE LOS ESPECTROS DE FOURIER DE MICROTREPIDACIONES

1. NATURALEZA DEL ESPECTRO

Cuando se emplea la transformada de Fourier como herramienta computacional para obtener un espectro a partir de una señal o registro de vibración (Cooley y Tukey, 1965), lo que se obtiene es una curva de características particulares (Fig. N° 5.5). El espectro así obtenido puede ser frecuencia vs. desplazamiento, velocidad o aceleración (amplitudes); sin embargo el espectro se presenta en forma compleja, es decir que presenta varios picos, lo que dificulta la determinación de la frecuencia predominante la cual no siempre resulta ser el pico más alto, sino que es necesario compararla con espectros correspondientes a mediciones en el mismo punto pero en distintas direcciones.

2. VARIACIONES EN PROFUNDIDAD

Cuando se analizan los espectros de Fourier para distintas profundidades, se pone de manifiesto el efecto que tienen los diferentes estratos que existen debajo del punto medido. En la Fig. N° 5.6 se observa que la influencia de los suelos que subyacen al punto evaluado está limitada por la profundidad; así los suelos más profundos tendrán menor influencia en el comportamiento dinámico del suelo superficial. Esto hace que la interpretación del Espectro de Fourier de microtrepidaciones sea una labor complicada y requiera mucha experiencia del analista.

5.6 APLICACION DE LAS MICROTREPIDACIONES

1. CRITERIO PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS

Kanai y Tanaka (1961) desarrollaron un sistema de clasificación de suelos basado en el período predominante obtenido del espectro de Fourier del registro de microtrepidaciones. Los tipos de suelos y los rangos de períodos correspondientes se presentan en la Tabla N° 5.2 y están considerados en el actual reglamento de Diseño Sismo-Resistente del Japón.

2. ESTIMACION DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE DE LOS SUELOS

Nakajima et al (1988) correlacionaron la distribución de períodos de más de 500 lugares en todo el Japón, con el valor N del SPT.

Según la teoría de reflexión múltiple, conociendo tanto el período predominante "Tg" como el espesor del estrato superficial "H", se puede hallar la velocidad de ondas de corte "Vs" de ese estrato analizado, haciendo uso de la llamada "Ley de 1/4 de longitud de onda" ($Tg=4H/Vs$). Según reporta Kanai, esta velocidad obtenida en forma indirecta, generalmente coincide con el "Vs" obtenido por pruebas de ondas elásticas, tal como el "método de martilleo de placas".

3. MICROTREPIDACIONES Y DAÑOS SISMICOS

La Fig. N° 5.7 presenta la relación de daños sísmicos y el período predominante de microtrepidaciones observada en el terremoto de Fukui en 1948 (M=7.3) y el terremoto de Tokai en 1944 (M=8.0). En estos terremotos se evidenció que los daños más severos ocurren para el período de vibración del suelo de 0.4 seg, que coincide principalmente con el período de vibración de las construcciones de madera que existían en esos lugares.

La relación de los daños sísmicos y los períodos de

vibración de microtrepidaciones están relacionados con el problema de resonancia; es decir, la correspondencia entre el período predominante del suelo medido por microtrepidaciones y el período de la estructura. Al respecto, Lermo (1992) al definir el mapa de curvas de isoperíodos para la ciudad de México, observa que la zona con rangos de períodos entre 1.5 y 2.5 sg, encierra la mayoría de daños observados durante el terremoto de 1985. En esta zona las estructuras de 6 a 15 pisos sufrieron el mayor porcentaje de fallas.

4. MICROTREPIDACIONES Y SU RELACION CON REGISTROS DE MOVIMIENTOS FUERTES

Basado en que las microtrepidaciones reflejan las condiciones del suelo en estudio, aún cuando los niveles de amplitudes de las microtrepidaciones y los movimientos sísmicos difieran en unas 3-4 cifras, y teniendo en cuenta que las características vibratorias de ambos son producto de una reflexión múltiple, se puede considerar que el espectro de las microtrepidaciones es casi congruente con el de los movimientos sísmicos, lo cual resulta de gran utilidad práctica en la Ingeniería Sismo-Resistente.

La Fig. N° 5.8 presenta un ejemplo comparativo entre las microtrepidaciones con las curvas período vs. frecuencia relativa de acelerógrafos para sismos reales;

en la cual se puede apreciar la gran similitud entre ambas curvas. Adicionalmente, la Fig. N° 5.9 presenta la relación existente entre el período natural obtenido a partir de espectros de Fourier para microtrepidaciones y el período natural obtenido a partir de acelerógrafos (Lermo, 1992). En ella, se ve claramente la buena correlación existente, mejor aún para períodos de vibración menor de 2 segundos que corresponden a la mayoría de los suelos existentes en el Perú.

5. ESTIMACION DE LAS CARACTERISTICAS VIBRATORIAS DE ESTRUCTURAS

Dado que la medición de las microtrepidaciones es comparativamente manual o práctico, en el caso que se desee obtener las características vibratorias de fuertes estructuras de edificación u otras, por su efecto filtro, se pueden utilizar las microtrepidaciones en vez de realizar pruebas con un generador de vibraciones.

Del mismo modo, si es que se realiza al mismo tiempo mediciones en diversos puntos dentro de una edificación, se puede obtener la distribución de desplazamientos. Al mismo tiempo que, no sólo se puede estimar la vibración de traslación sino que también, la vibración torsional.

6. LAS MICROTREPIDACIONES COMO TECNICA DE MICROZONIFICACION

El estudio de las microtrepidaciones y su aplicación en la microzonificación sísmica ha sido un tema abordado por varios investigadores, debido a la relación existente entre las condiciones de suelo y los daños ocasionados a partir de un terremoto. Kanai desarrolló y divulgó una técnica para la medición de las propiedades dinámicas del terreno en base a sus microvibraciones ambientales, la que fue adoptada como un método de microzonificación sísmica.

El método, por su facilidad de ejecución y absoluta independencia respecto a la ocurrencia de un terremoto, fue aplicado en varios países. En Japón, Kanai (1954) propuso dos métodos de clasificación de zonas sísmicas, uno en base a los períodos medio y largo de las microtrepidaciones, y otro en base a la amplitud máxima y el período predominante.

Con fines de microzonificación sísmica también fue utilizado en Yugoslavia (Kirijas y Stojkovic, 1968), Chile (Lástrico y Monge, 1972), Turquía (Ergunay y Bayulke, 1974), Indonesia (Taniwangsa, 1981), México (Kobayashi et al, 1986), y en algunas ciudades del Perú con marcadas características de suelo desfavorable y alta sismicidad como Chimbote (Morimoto et al 1971; Hermoza, 1972; Alva et al, 1986), Huaraz (Kuroiwa et al, 1973; Armas, 1973; Alva

et al, 1986), La Molina (distrito de Lima, Martínez, 1983, 1993), Nueva Ciudad de Majes (Meneses, 1980), La Punta y Callao (Huamán, 1990), Arequipa (Aguilar, 1990), Tacna y Cuzco (Tokeshi, 1990).

Sometida a revisiones, críticas y aprobaciones desde su publicación (Udwadia y Trifunac, 1973; Petrovski, 1976; Aki, 1988; Lermo et al, 1988; Seo et al, 1989; Morales et al, 1990; Finn, 1991; Lermo, 1992), en aspectos tales como el nivel y la naturaleza de las vibraciones extrañas al suelo que pueda éste transmitir, la variabilidad del movimiento ambiental a través del día, la validez de sus resultados para la extrapolación del comportamiento dinámico de los sedimentos frente a sismos severos, o a la notoria diferencia de mecanismos generadores del movimiento entre una microvibración y un terremoto; la técnica inicialmente propuesta por Kanai no ha perdido vigencia en su aporte fundamental: la evaluación a un nivel global de las condiciones dinámicas del subsuelo en una extensa superficie de terreno.

En el Perú todavía no se ha planteado ninguna propuesta de clasificación del terreno en base a las microtrepidaciones, aunque de acuerdo a los resultados que se están obteniendo en los diferentes estudios, se está observando una buena correlación entre los valores de los períodos medidos y los tipos de suelos, lo que hace suponer que en un futuro cercano se contará con este tipo de propuesta.

.7 MEDICIONES DE MICROTREPIDACIONES REALIZADAS EN CHORRILLOS Y BARRANCO

En los distritos de Chorrillos y Barranco se realizaron 190 puntos de medición de microtrepidaciones, distribuidos uniformemente en toda el área urbana, ver plano P-1. De los cuales 15 se ubicaron en el distrito de Barranco y 175 en distrito de Chorrillos.

En cada punto se realizó las mediciones en 3 direcciones E-O, N-S y verticales; dichos registros tuvieron una duración de 3 a 5 minutos, de los cuales se tomó un tramo bueno con un tiempo de grabación útil promedio de 40 segundos y efectuando su procesamiento se obtuvo el espectro de Fourier de frecuencias vs desplazamientos, algunos de los cuales se muestran en el Anexo V-1.

En la Tabla N° 5.3 se muestra un resumen de los puntos de medición de microtrepidaciones evaluados, en la que se indica la ubicación del punto, la fecha de medición y los períodos predominantes obtenidos para cada componente.

Los trabajos de campo fueron realizados en una sola campaña de medición que abarcó los meses de enero a marzo de 1992; los que fueron patrocinados por la Agencia de

Cooperación Internacional de Japón (JICA).

Distribución de los períodos por zonas y definición de curvas de isoperíodos

El Plano P-2 presenta el área estudiada con las curvas isoperíodo de microtrepidaciones cada 0.10seg. Estas curvas fueron trazadas interpolando los puntos con valor conocido de período predominante del suelo.

En la tabla N° 5.4 apreciamos la cantidad de puntos medidos por zonas para los diferentes rangos de períodos de vibración.

TABLA N° 5.4

RANGO DE PERIODOS	ZONIFICACION GEOTECNICA			
	I	II	III	IV
0.08-0.15	42	1	-	17
0.16-0.20	1	1	-	12
0.21-0.25	4	2	-	17
0.26-0.30	7	5	-	15
0.31-0.35	4	5	-	17
0.36-0.40	3	5	-	4
0.41-0.50	0	5	-	-
>0.50	1	-	2	1
TOTAL	62	24	2	83

Del Plano de Curvas de isoperíodos y de la Tabla anterior se desprenden las siguientes observaciones:

El rango de períodos entre 0.08 y 0.15 segs. para la zona I, están distribuidos en las sub-zonas 1B y 1C (Zonificación Geotécnica), la cual representa a suelos areno-limosos medianamente densos subyaciendo a gravas y a rocas ubicadas entre 1.8 a 5.0 m, aumentando el período conforme se profundiza el estrato rocoso o la grava. Para esta misma zona, los períodos entre 0.25 a 0.40seg se

presentan mayormente en la subzona 1A la cual es adyacente al mar, y como vimos en la zonificación geotécnica en las zonas más cercanas al mar las arenas se presentan en estado más suelto. Es decir el período aumenta conforme la densidad disminuye.

La zona II conformada en su mayor parte por limos y arcillas orgánicas presenta períodos entre 0.26 y 0.53 segs.; estos van en aumento conforme el espesor del estrato de limos y arcillas orgánicas se hace más potente. De igual manera sucede con las amplitudes .

En la zona III, dado el difícil acceso a este lugar, pues en su mayor parte está conformado por los pantanos de Villa, sólo se hicieron dos mediciones de microtrepidaciones y ambos presentaron valores mayores de 0.50 segs. de período.

La zona IV de acuerdo a la zonificación Geotécnica, representa un perfil de suelo errático con estratificación cruzada. Se observan estratos de espesor y profundidad variables de limos y arcillas, y la grava la encontramos desde casi superficial en algunos lugares, hasta a 7 u 8 m de profundidad en otros.

El rango de valores entre 0.08 y 0.15 segs. en esta zona corresponden a aquellos suelos limosos y arcillosos de poca potencia donde la grava es casi superficial o

donde el nivel de la roca es poco profundo.

Los períodos más altos en esta zona (0.31 - 0.40 segs.) se observaron en los lugares donde había mayor potencia de suelo arcilloso.

En cuanto a los períodos intermedios (0.16 - 0.30 segs.), estos no representan exactamente a un tipo de suelo predominante en esta zona.

En la zona de los acantilados, los períodos partiendo del Morro Solar en Chorrillos hasta el inicio del distrito de Barranco se presentan con valores altos. En la Tabla N° 5.5 se presentan los períodos de algunos puntos ubicados en el acantilado. Como era de esperarse, en la dirección E-O los períodos fueron mayores que en la dirección N-S, pues en aquellos el movimiento no se dá en un medio continuo sino en un talud, lo cual lo hace vibrar con mayor período y mayor amplitud. La componente vertical muestra también períodos altos, al parecer estas también se ven influenciados por la discontinuidad del medio en el acantilado.

TABLA N° 5.5

PM	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (segs.)			
	<u>N-S</u>	<u>E-O</u>	<u>PROM.</u>	<u>VERTICAL</u>
40	<u>0.31</u>	0.36	0.34	0.36
41	<u>0.26</u>	0.32	0.29	0.36
125	<u>0.26</u>	0.28	0.27	0.25

En algunos espectros notamos la presencia de dos picos, en todos ellos, el primer pico se correlaciona muy bien con los suelos superficiales y el segundo con el más profundo, sobre todo si la diferencia entre uno y otro suelo es muy notorio, por ejemplo cuando tenemos suelos limosos y/o arcillosos a una profundidad no muy grande (3-5m) encontramos grava o roca.

Cuando un suelo fino de poca potencia (0-3.0m) se ve precedido por grava o roca, este último estrato influye de una manera determinante en el período de vibración natural del suelo.

3.8 CONCLUSIONES

La Técnica de Microtrepidaciones aplicada a la Microzonificación Sísmica, cada vez es más usada en el mundo, pues, es una herramienta rápida, económica y da resultados confiables.

La curva de isoperíodos obtenida en base a los períodos medidos en una zona determinada, sirve para tener una idea global del comportamiento dinámico de los depósitos de suelo existentes, bajo un sismo determinado.

Al conocer los valores del períodos de vibración del suelo (T_h), se puede tener una idea del tipo de suelo existente de acuerdo a los criterios de clasificación expuestos. Según el tipo y estado de suelo existente en la zona estudiada se propone lo siguiente:

Th(seg)	CARACTERISTICAS DEL SUELO
0.08 - 0.15	Rocas, gravas, suelos areno-limosos medianamente densos, poco profundos.
0.16 - 0.30	Suelos arenosos sueltos, limosos, limo arcillosos.
0.31 - 0.40	Suelos predominantemente arcillosos.
0.41 - 0.50	Suelos limosos y arcillosos orgánicos.
> 0.50	Turba, suelos pantanosos.

Si se conoce de antemano el tipo de suelo donde se ha efectuado mediciones, se puede dar información acerca del estado del suelo (compacidad y consistencia).

Los períodos de vibración del suelo son los valores mínimos esperados durante la ocurrencia de un evento sísmico. Es decir, para los distritos en estudio los períodos de vibración del suelo durante un sismo posiblemente sean algo mayores.

Los períodos de vibración encontrados varían de 0.08 a 0.53 segundos, por lo que edificaciones con períodos en el rango de 0.10 a 0.60sg están sujetos a fenómenos de

resonancia estructural.

La naturaleza de los períodos altos en las zonas II y III (0.40 - 0.50 segs.) se debe a la presencia de depósitos blandos orgánicos.

Asímismo, en la zona I, los períodos relativamente altos (0.25 - 0.30 segs.) se deben a la presencia de suelos arenosos sueltos, talvez influenciados por las ondas de mar.

Los valores más bajos (0.08 - 0.15 segs.) de períodos corresponden a las zonas adyacentes a los cerros, y/o donde el nivel de la grava es casi superficial.

De los estudios de microtrepidaciones descritos, realizados en los últimos 30 años se puede concluir:

- Los efectos de fuente pueden tener un gran impacto sobre la respuesta de microtrepidaciones de un lugar.
- A menudo las microtrepidaciones dicen más respecto de la función excitación de la fuente que respecto de las características de respuesta del lugar. Por consiguiente es dificultoso determinar las características de movimientos débiles de un lugar, confiablemente usando microtrepidaciones.

- Las funciones de transferencia para diferentes lugares superficiales sujetas a mediciones sobre afloramientos de roca distantes no pueden ser dependientes a causa de la variación en las fuentes y efectos de fuente desde un lugar a otro.
- Aún en la ausencia de efectos de fuente, factores de amplificación locales estimados desde mediciones de microtremor son generalmente no aplicables a movimientos de terreno fuerte debido a la respuesta no lineal del suelo.
- El período de respuesta pico usado para identificar el período local puede ser relacionada a la usualmente fuente desconocida de los microtremors, más allá que al lugar.
- Aún en la ausencia de efectos de fuentes locales, no existe aún garantía que los microtremors generan respuesta pico para el período fundamental del lugar.
- Si los efectos de fuente pueden ser tomados en cuenta o evitados, los microtremors pueden ser útiles en extender la información sobre períodos locales de baja deformación entre los lugares para los cuales los períodos están siendo establecidos por medios más confiables.
- El procedimiento de Nakamura (1988) para compensación de los efectos de fuente en las mediciones de microtremor

parece hacer a los períodos locales y factores de amplificación relativa menos sensible a los efectos de fuente.

Los microtremors pueden ser usados también para determinar la velocidad de onda de corte en los estratos superiores desde las curvas de dispersión, de tal modo que proveen un índice adicional a la respuesta local.

TABLA N° 5.1

MICROZONAS PARA EL CODIGO DE EDIFICACION JAPONES

ZONAS	CONDICIONES DE SUELO
I	Terreno consistente de roca, arena dura, gravosa o clasificación parecida al terciario o estratos más antiguos.
II	Terreno consistente en arena gravosa, arcilla arenosa dura, limo o similar clasificado como diluvial, o grava aluvial, alrededor de 5m o más en espesor.
III	Terreno estandar diferente al de las Zonas I, Zona II o Zona IV
IV	Terreno consistente de depósitos delta aluvionales, blando, tierra vegetal, lodo o lo similar, alrededor de 30m o más en espesor total. Terrenos ganados de un pantano, fondo de mar lodoso o similar, alrededor de 3 metros o más en espesor, donde han transcurrido menos de 30 años desde que fueron ganados.

TABLA N° 5.2

ACTUAL REGLAMENTO DE DISEÑO
SISMO-RESISTENTE DE JAPON

TIPO	DESCRIPCION	FACTOR S
S1	Un perfil de suelo ya sea con: a) Un material algo rocoso caracterizado por una Vs > 2500 pies/seg. b) Condición de suelo denso o rígido donde la profundidad del suelo es menor que 200 pies.	1.0
S2	Un perfil de suelo con condiciones de suelo denso o rígido, donde la profundidad del suelo excede 200 pies.	1.2
S3	Un perfil de 40 pies o más en profundidad y conteniendo más de 20 pies de arcilla rígida media a blanda pero no más de 40 pies de arcilla blanda.	1.5
S4	Un perfil de suelo conteniendo más de 40 pies de arcilla blanda.	2.0

TABLA 5.3 PUNTOS DE MEDICION DE MICROTREPIDACIONES EVALUADOS EN CHORRILLOS Y BARRANCO

PM	UBICACION	FECHA	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (seg)			
			N-S	E-O	PROM	VERT
01	Mz. F3, frente a un parque, Urb. Cedros de Villa, Chorrillos	07/01/92	0.26	0.34	0.30	0.31
02	Mz. D12, Urb. Cedros de Villa, Chorrillos.	07/01/92	0.24	0.29	0.27	0.19
03	Centro Parroquial La Familia, Av. Los Faisanes, Chorrillos	07/01/92	0.21	0.17	0.19	0.28
04	Al final de la Av. Alameda Sur, Urb. Cedros de Villa, Chorrillos.	03/02/92	0.27	0.30	0.29	0.33
05	Final de la Av. Alameda Horizonte, Urb. Cedros de Villa, Chorrillos	03/02/92	0.29	0.34	0.32	0.45
06	Esquina Ballesta y Tobago, Urb. Cedros de Villa, Chorrillos.	03/02/92	0.26	0.32	0.29	0.45
07	Av. San Lorenzo, fente a la Mz. A, Urb. Cedros de Villa, Chorrillos.	03/02/92	0.29	0.24	0.27	0.29
11	Mz. A, A.H. Héroes del Pacífico, Chorrillos.	03/02/92	0.11	0.10	0.10	0.10
12	A media cuadra de Galápagos y Piedra Redonda, Urb. Cedros de Villa, Ch.	03/02/92	0.26	0.24	0.25	0.22
13	Esquina Tres María con Laray, Cedros de Villa, Chorrillos.	03/02/92	0.30	0.26	0.28	0.23
14	Mz. F, costado losa de fulbito, Urb. Los Incas, Chorrillos.	03/02/92	0.30	0.32	0.31	0.29
16	Mz. L1, Lt. 2, Av. Santa Anita, Villa Marina, Chorrillos.	03/02/92	0.08	0.08	0.08	--
18	Esq. Lucanas con San José, Chorrillos.	05/02/92	0.09	0.09	0.09	0.09
21	Cdra. 1 de la Calle Las Acacias, Chorrillos.	05/02/92	0.09	0.09	0.09	0.09
22	Esq. Puerto Príncipe con Castilla, Chorrillos.	05/02/92	0.25	0.23	0.24	0.19
23	Esq. Carlos Gil con Buenos Aires, Chorrillos.	05/02/92	0.25	0.19	0.22	0.16
24	Malecón Juan Montarela, frente a la plazuela Grau, Chorrillos.	05/02/92	0.28	0.23	0.26	0.16
25	Av. Paraguay, a 100 m entrada túnel Herradura, Chorrillos.	05/02/92	0.09	0.09	0.09	0.10
26	Esq. de Melena con Barrera, Chorrillos.	05/02/92	0.33	0.29	0.31	--
27	Esq. de Sandoval con San Pedro, Chorrillos.	05/02/92	0.29	0.29	0.29	0.31
28	Esq. de Ferrocarril con Brasil, Chorrillos.	05/02/92	0.24	0.22	0.23	0.33
29	Esq. de Pereyra con Cano, Chorrillos.	05/02/92	0.34	0.34	0.34	0.34
31	Cdra. 2 de Enrique Parodio, Urb. Rosario Villa, Chorrillos.	05/02/92	0.34	0.34	0.34	0.34

..continuación de la Tabla N° 5.3

PM	UBICACION	FECHA	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (seg)			
			N-S	E-O	PROM	VERT
32	Esq. de Ponce Vásquez con Arquímides, Chorrillos.	06/02/92	0.26	0.26	0.26	0.34
33	Esq. de Asteroides con Pléyades, Chorrillos.	06/02/92	0.18	0.18	0.18	0.36
36	Cdra. 1 de la Av. Los Faisanes, La Campiña, Chorrillos.	06/02/92	0.23	0.26	0.25	0.29
37	Esq. de la Calle 2 con Los Escultores, Chorrillos.	06/02/92	0.25	0.23	0.24	
38	Ultima Cdra. de la Av. Guardia Peruana, Chorrillos.	12/02/92	0.36	0.36	0.36	0.34
39	Esq. de Colina con Sta. Teresita, Chorrillos.	12/02/92	0.33	0.32	0.33	0.36
40	Cdra. 2 del Malecón Costa Sur, Chorrillos.	12/02/92	0.26	0.32	0.29	0.50
41	Calle Pedro de Osma, frente al Hotel Barranco, Barranco.	12/02/92	0.31	0.36	0.33	0.36
42	Cruce a la Granja Azul de Villa, Huertos de Villa, Chorrillos.	12/02/92	0.22	0.28	0.25	0.23
43	Mz. L1, Lt. 8 de Jr. Pablo Canela, Huertos de Villa, Chorrillos.	12/02/92	0.32	0.32	0.32	0.29
44	Calle Don Augusto, Lt. 1, Huertos de Villa, Chorrillos.	12/02/92	0.28	0.27	0.28	0.23
45	Parque Cocoteros y Calle Corey, Chorrillos.	12/02/92	0.22	0.23	0.23	0.24
46	Esq. de la Av. La Encantada y Premio Real, Chorrillos.	12/02/92	0.24	0.24	0.24	0.21
47	Mz. B, Urbanización Las Brisas, Chorrillos.	13/02/92	0.30	0.36	0.33	
48	Mz. J, Lt. 1, Jr. Tnte. Jiménez Chávez, La Campiña, Chorrillos	13/02/92	0.19	0.17	0.18	0.21
49	Jr. Morillo, a 50 m de la Av. Guardia Peruana, Chorrillos.	13/02/92	0.27	0.26	0.27	0.30
50	Entre las Mzs. H e I de Cocharcas, La Campiña, Chorrillos.	13/02/92	0.10	0.11	0.10	
51	Entre las Mzs. 58 y 61 de Cocharcas, La Campiña, Chorrillos.	13/02/92	0.22	0.23	0.23	
53	Entre las Mzs. I y L de la Urb. San Juan de la Libertad, Chorrillos.	13/02/92	0.12	0.13	0.12	
54	Calle 24 de Junio, Urb. Túpac Amaru, Chorrillos.	13/02/92	0.38	0.34	0.36	0.29
55	Esq. del Jr. Salamanca con Cordillera Negra, Las Delicias, Ch.	13/02/92	0.09	0.10	0.10	0.09
56	Mz. P, Av. Matellini, Urb. Santa Leonor, Chorrillos.	24/03/92	0.16	0.18	0.17	0.10
61	Esq. Montevideo con 28 de Julio, P.J. Buenos Aires de Villa, Ch.	24/03/92	0.08	0.08	0.08	0.06
62	Esq. de Sta. Rosa con Buenos Aires, P.J. Buenos Aires de Villa, Ch.	24/03/92	0.10	0.09	0.09	0.08
63	Esq. de Sta. Rosa con San Roque, P.J. Buenos Aires de Villa, Ch.	24/03/92	0.10	0.09	0.09	0.09

... continuación de la Tabla 5.3

PM	UBICACION	FECHA	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (SEG)			
			N-S	E-O	PROM	VERT
64	Esq. de San Miguel con Confraternidad, P.J. Buenos Aires de Villa, Chorrillos.	24/03/92	0.10	0.10	0.10	0.10
65	Av. Jorge Chávez, frente Iglesia Santa Catalina. P.J. Buenos Aires de Villa, Chorrillos.	24/03/92	0.10	0.10	0.10	0.10
66	Esq. Av. San Martín con Buenos Aires. P.J. Buenos Aires de Villa, Ch.	24/03/93	0.11	0.11	0.11	0.11
67	Av. Buenos Aires. Mz.A Lt19. P.J. Buenos Aires de Villa, Ch.	24/03/92	0.36	0.42	0.39	0.43
68	Esq. Av. Jorge Chávez con Psj. Santa Bárbara. P.J. B.A. de Villa, Ch.	24/03/92	0.09	0.09	0.09	0.09
69	Esq. Av. Buenos Aires con Velasco Astete. Chorrillos	24/03/92	0.09	0.10	0.10	
70	Av. Buenos Aires de Villa a 80m de PM66, Chorrillos.	24/03/92				
71	Esq. Av. Velasco Astete con Santa Isabel. P.J. B.A.de Villa, Ch.	24/03/92	0.10		0.10	0.10
72	Esq. Cd1 Jr. Mariscal Castilla con Prolongación Puquial, P.J. Buenos Aires de Villa, Ch.	25/03/92		0.08	0.08	0.07
73	Esq. Av. Mariano Melgar con Psj. Los Alamos. P.J. Vista Alegre, Chorrillos.	25/03/92		0.28	0.28	0.30
74	Av. Vista Alegre Cdr. 1. CEI Los Cisnes, Chorrillos.	25/03/92	0.10	0.09	0.10	0.09
75	Esq. Av. Vista Alegre con mercado, Chorrillos.	25/03/92				
76	Al final de la Av. Los Jasmínes. P.J. Vista Alegre, Chorrillos.	25/03/92	0.07	0.07	0.07	0.07
77	Av. Confraternidad, espaldas de la planta ENATRU-PERU.	25/03/92	0.11	0.10	0.10	0.10
78	Esq. Av. Oriental con Pico Palla Palla. Urb. Delicias de Villa, Chorrillos.	25/03/92	0.10	0.09	0.10	0.10
79	Esq. Nevado Huandoy con Cordillera Oriental. Urb. Delicias de Villa. Chorrillos.	25/03/92		0.10	0.10	0.11
	Esq. Av. Cordillera Oriental con Pico Coan. Urb. Delicias de Villa.	25/03/92	0.08	0.08	0.08	0.08
81	Esq. Av. 2 de Mayo con Cordillera Oriental. Urb. Delicias de Villa.	25/03/92	0.07	0.07	0.07	0.07
82	Esq. Av. Vilcanota con Jr. Pico Coan. Urb. Delicias de Villa, Ch.	25/03/92	0.08	0.08	0.08	0.08
83	Esq. Av. Vilcanota con Av. Huandoy. Urb. Delicias de Villa, Chorrillos.	25/03/92	0.07	0.07	0.07	
84	Esq. Av. Nevado Carhuarazo con Av. Cordillera Vilcanota. Urb. Delicias de Villa. Chorrillos.	25/03/92	0.09	0.09	0.09	

continuación de la Tabla N° 5.3

PM	UBICACION	FECHA	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (SEG)			
			N-S	E-O	PROM	VERT
85	Esq. Cordillera Oriental con Nevado Pumahuiri. Urb. Delicias de Villa.	25/03/92	0.20	0.19	0.20	0.13
86	Esq. Av. Vilcanota con Jr. Coropuna. Urb. Delicias de Villa, Ch.	26/03/92	0.13	0.14	0.14	0.13
87	Esq. Av. Santa Rosa con Av. Los Próceres. Urb. Delicias de Villa, Ch.	26/03/92	0.26	0.27	0.27	0.26
88	Esq. Av. Santa Rosa con Av. Perú. P.J. Tupac Amaru de Villa	26/03/92	0.23	0.23	0.23	0.20
89	Av. Hipólito Unanue, a 100m del Mcdo. Santa Rosa. P.J. Mateo Pumacahua, Ch.	26/03/92	0.23	0.27	0.25	0.26
90	Esq. Av. Santa Rosa con Mateo Pumacahua. Chorrillos.	26/03/92	0.38	0.38	0.38	0.27
91	Esq. Av. Tupac Amaru con 24 de Octubre. P.J. Tupac Amaru de Villa, Ch.	26/03/92	0.42	0.42	0.42	0.36
92	Esq. Av. Los Próceres con Av. Los Incas. P.J. Tupac Amaru de Villa, Ch.	26/03/92	0.42	0.42	0.42	0.42
93	Esq. Jr. Nevado Antacasa con Cordillera Vilcanota. Urb. Las Delicias de Villa, Ch.	26/03/92	0.45	0.45	0.45	0.30
94	Esq. Cordillera Vilcanota con Jr. Salcantay. Urb. Delicias de Villa, Ch.	26/03/92	0.36	0.40	0.38	0.29
95	Av. 12 de Octubre, a 150m del C. Deportivo, Chorrillos.	26/03/92	0.50	0.50	0.50	
96	Al final de la Av. 9 de Octubre, Chorrillos.	26/03/92	0.53	0.56	0.55	
97	Esq. Av. 12 de Octubre con Jr. Nevado Carhuarazo. Chorrillos.	26/03/92	0.08	0.08	0.08	
98	Av. 12 de Octubre, frente al templo Evangélico. Chorrillos.	26/03/92	0.12	0.12	0.12	0.08
99	Av. 12 de Octubre, a 100m de la Antigua Panamericana Sur. Chorrillos.	26/03/92	0.09	0.08	0.09	0.14
100	Av. 3 de Octubre, a 100m de la Antigua Panamericana Sur. Ch.	26/03/92	0.09	0.09	0.09	0.08
101	Entre el inicio de la Av. Huaylas y Antigua Panamericana Sur.	27/03/92	0.09	0.10	0.10	0.10
102	Av. Confraternidad. Esq. planta ENATRU-PERU, Chorrillos.	27/03/92	0.10	0.10	0.10	0.10
103	Al inicio de la Av. Huaylas. P.J. Villa Mercedes, Chorrillos.	27/03/92	0.09	0.09	0.09	0.09
104	A 20m de la Av. Confraternidad. Posta Médica, Chorrillos.	27/03/93	0.09	0.09	0.09	0.09
105	Plazuela del P.J. Villa Mercedes, a 120m de la Antigua Panam. Sur, Ch.	27/03/92	0.29	0.27	0.28	0.27
106	Esq. Av. Buenos Aires con Av. Confraternidad, Ch.	27/03/92	0.10	0.10	0.10	0.09
107	Esq. Av. Camino Real con Jr. Los Picarones.	27/03/92	0.37	0.38	0.38	0.27
108	Calle Las Antaras, Cd2. P.J. San Juan Bautista de Villa, Chorrillos.	27/03/92	0.09	0.10	0.10	0.09
109	Calle Tumi Cd2, a 100m de Alameda Los Horizontes. Huertos de Villa, Ch.	27/03/92	0.29	0.32	0.31	0.19

... continuación Tabla N° 5.3

PM	UBICACION	FECHA	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (SEG)			
			N-S	E-O	PROM	VERT
110	Alameda del Remero. Frente al C. Deportivo. H. de Villa, Ch.	27/03/92	0.28	0.28	0.28	0.28
111	Esq. Jr. Alameda Don Emilio con Av. Los Canelos, Huertos de Villa, Ch.	27/03/92	0.42	0.42	0.42	0.32
112	Esq. Av. Don Augusto con Alameda Dona Julia. Huertos de Villa, Ch.	27/03/92	0.29	0.29		0.45
113	Esq. Av. Marquez de la Bula con Alameda San Marcos. H.V. Ch.	27/03/92	0.34	0.29	0.32	0.29
114	Esq. Av. Don Augusto con Av. Hernando Lavalle. H.V., Ch.	27/03/92	0.50	0.50	0.50	0.50
115	A 20m de Esq. Av. Amauta con Machupicchu. Urb. San J.B. de Villa, Ch.	30/03/92		0.12		0.11
116	Calle Ontario, a 50m de La Av. Santa Rosa. Urb. La Campina. Ch.	30/03/92	0.17	0.15	0.16	0.13
117	Calle Ontario a 15m de Av. El Sol. Urb. La Campina, Ch.	30/03/92	0.17	0.16	0.17	0.10
118	Av. El Sol, a 60m de Av. Santa Rosa. Urb. La Campina, Ch.	30/03/92	0.12	0.12	0.12	0.11
119	Av. Santa Rosa, a 15m de Gral. Murillo. Urb. La Campina, Ch.	30/03/92	0.29	0.32	0.31	0.29
120	Esq. Psj. Tolomeo con Psj. Perú. Urb. La Campina, Ch.	30/03/92	0.21	0.22	0.22	0.13
121	Esq. Av. Los Faisanes con Jr. Perseo. Urb. La Campina, Ch.	30/03/92	0.31	0.30	0.31	0.30
122	Calle Los Gorriones. Urb. La Campina, Ch.	30/03/92	0.19	0.19	0.19	0.32
123	Esq. Av. Las Melias con Av. Las Gaviotas. Urb. Nuevo Chorrillos.	30/03/92		0.23		0.23
124	Calle Los Pumas, frente al Pq. Gil de Castro. Urb. Nuevo Chorrillos, Ch.	30/03/92	0.28	0.28	0.28	0.34
125	Malecon Pasos, a 10m. de calle Carlos García. Barranco.	31/03/92	0.26	0.28	0.27	0.25
126	Esq. Jr. Junín con Sucre, Barranco.	31/03/92	0.11	0.11	0.11	0.11
127	Parque Santa Fe, Chorrillos.	31/03/92				
128	Calle Pagador, Cd.2, Ch.	31/03/92	0.26	0.28	0.27	0.25
129	Parque Marcavilca, Chorrillos.	31/03/92	0.10	0.10	0.10	0.10
130	Esq. Demetrio Ruiz con Juan Calero. P.J. Marcavilca. Ch.	31/03/92	0.09	0.09	0.09	0.09
131	Esq. Calle 2 de Mayo y María Parado de Bellido, Ch.	31/03/92	0.09	0.09	0.09	0.09
132	Prol. calle Cahuide, a 10m Av. El Sol, Chorrillos.	31/03/92	0.09	0.09	0.09	0.09
133	P.J. Villa Venturo, a 100m de la Av. El Progreso, Ch.	31/03/92	0.31	0.34	0.33	0.34
134	Asoc. Pro-Vivienda Los Incas.Mz Y, Chorrillos.	31/03/92	0.37	0.36	0.37	0.36
135	Fundo Marquez de Corpac, a 50m de La curva, Ch.	31/03/92	0.34	0.36	0.35	0.36

... continuación de la Tabla 5.3

PM	UBICACION	FECHA	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (SEG)			
			N-S	E-O	PROM	VERT
136	Fundo Marquez de Córpac. Espalda del C. Cultural Lima, Chorrillos.	31/03/92	0.29	0.29	0.29	0.23
137	Playa Las Sombrillas, a 50m de la carretera, Barranco.	31/03/92	0.16	0.16	0.16	0.16
138	Playa Agua Dulce a 60m del mar. Chorrillos.	31/03/92	0.13	0.11	0.12	0.11
139		01/04/92	0.19	0.19	0.19	
140	Parque a 20m de la Cd2 de Av Castilla, Barranco.	01/04/92	0.24	0.25	0.25	
141	Calle Camino Real, a 50m de la Av. La Paz, Barranco.	01/04/92	0.24	0.24	0.24	
142	Calle Santa Cruz, a 30m de la Av. Manuel de La Puente. Límite de Barranco y Surco.	01/04/92	0.29	0.29	0.29	0.28
143	Plazuela Raymondi. Barranco.	01/04/92	0.19	0.19	0.19	0.20
144	Plazuela San Francisco, calle Ulloa, Barranco.	01/04/92	0.31	0.27	0.29	0.37
145	Psj. Tumay, a 50m de Av. Nicolás de Piérola, Barranco.	01/04/92	0.10	0.10	0.10	0.10
146	Plz. Torres Paz, al costado de calle Cabada, Barranco.	01/04/92	0.11	0.11	0.11	
147	Esq. Panamericana Sur y Paseo de la Rep., Barranco.	01/04/92	0.11	0.10	0.11	0.12
148	Av. Costanera, a 120m de playa Agua Dulce, Chorrillos.	01/04/92	0.12	0.12	0.12	0.11
149	Playa La Herradura, a 80m. del Hotel Las Gaviotas, Ch.	01/04/92	0.13	0.13	0.13	0.09
150	Jr. Los Pinos Cd2, Yrb. Matelline, Chorrillos.	02/04/92	0.23	0.23	0.23	0.23
151	Urb. Matelline, calle 17, parque Río Santo, Ch.	02/04/92	0.32	0.33	0.33	0.32
152	Esq. calle Los Poetas y Los Tumbos, Urb. Nuevo Chorrillos.	02/04/92	0.29	0.29	0.29	0.29
153	Calle 7, Urb. Nuevo Chorrillos, Chorrillos.	02/04/92	0.24	0.23	0.24	0.23
154	Calle El Ikaro a 60m del Jr. Perseo. La Campina, Ch.	02/04/92	0.20	0.20	0.20	0.17
155	Ultima cuadra Av Los Faisanes. La Campina, Chorrillos.	02/04/92	0.16	0.16	0.16	0.16
156	E.T. del Ejército, frente a la Escuela de Infantería, Ch.	02/04/92	0.29	0.26	0.28	0.26
157	E.T.E. frente al grifo, Chorrillos.	06/04/92	0.36	0.34	0.34	0.36
158	E.T.E. Chorrillos.	06/04/92	0.34	0.34	0.35	0.36
159	E.T.E. Chorrillos.	06/04/92	0.29	0.26	0.28	0.28
160	Escuela Militar de Chorrillos, Centro Agropecuario, Ch.	06/04/92	0.30	0.31	0.31	0.34
161	E. M. de Chorrillos, Escuela de Comando, Ch.	06/04/92	0.50	0.56	0.53	0.50
162	E.M. de Chorrillos, CCAAE, Chorrillos.	06/04/92	0.33	0.33	0.33	0.37

.... continuación de La Tabla N° 5.3

PM	UBICACION	FECHA	PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO (SEG)			
			N-S	E-O	PROM	VERT
163	E.M.Ch. a 50m de la Av. Militar, CCAAE, Chorrillos	06/04/92	0.31	0.34	0.33	0.34
164	E.M.Ch. Límite con ETE, Chorrillos.	06/04/92	0.34	0.36	0.35	0.37
165	Límite de BCE y ETE, a 100m de Paseo de la República, Chorrillos.	06/04/92	0.21	0.22	0.22	0.29
166	ETE, Chorrillos.	06/04/92	0.34	0.34	0.34	0.36
167	ETE, Chorrillos.	06/04/92	0.23	0.22	0.23	0.24
168	Urb. San Tadeo, a 100m de la C.P.T., Chorrillos.	06/04/92	0.25	0.27	0.26	0.26
169	Urb. Rosario de Villa, frente a la MzG Lt11, Chorrillos.	06/04/92	0.23	0.21	0.22	0.22
170	Urb. Santa Leonor, a 30m de Av. Paseo de la República.	06/04/92	0.10	0.10	0.10	0.10
171	2da Villa Militar, Calle Hipólito Unanue, Chorrillos.	07/04/92	0.10	0.09	0.10	0.09
172	2da Villa Militar, a 100m del PM 171, Chorrillos.	07/04/92	0.29	0.30	0.30	0.34
173	2da Villa Militar, Calle Mariano Melgar, Chorrillos.	07/04/92	0.33	0.33	0.33	0.33
174	2da Villa Militar, a 50m de la Av. Aguilar Pastor, Chorrillos.	07/04/92	0.23	0.23	0.23	0.25
175	1era Villa Militar, a 50m de la Av. Independencia, Chorrillos.	07/04/92	0.11	0.11	0.11	0.10
176	Clínica Chorrillos, Chorrillos.	07/04/92	0.10	0.10	0.10	0.10
177	Centro Médico, Villa Militar, Chorrillos.	07/04/92	0.36	0.36	0.36	0.36
178	Estadio, Villa Militar, Chorrillos.	07/04/92	0.11	0.11	0.11	0.11
179	Parte posterior del Bazar Central del Ejército, Chorrillos.	07/04/92	0.36	0.36	0.36	0.34
180	Villa Militar de Matelline, Bazar Central del Ejército, Chorrillos.	07/04/92	0.34	0.34	0.34	0.38
181	Esq. Jr. Bata Isola con Libertad. Urb. Sauzalito, Barranco.	07/04/92	0.20	0.19	0.20	0.19
182	Esq. Av. Lima con Av. Souza. Barranco.	08/04/92	0.37	0.37	0.37	0.34
183	Esq. Av. Lima con Av. Pedro Martinto con Av. San Martín. Barranco.	08/04/92	0.13	0.13	0.13	0.11
184	Esq. Av. Pedro Martinto con Av. San Martín. Urb. Confraternidad. Barr.	08/04/92	0.11	0.11	0.11	0.10
185	Esq. Malecón Pazos y Av. San Martín. Barranco.	08/04/94	0.24	0.21	0.21	0.23
186	Urb. Las Brisas de Villa. Esq. Alameda El Espinel con Alameda Costa Norte, Chorrillos.	08/04/92	0.48	0.48	0.48	0.50
187	Esq. Alameda Costa Norte con Alameda Merlín. Urb. Las Brisas de Villa, Ch.	08/04/92	0.34	0.37	0.36	0.37
188	Frente al Club Las Garzas, a 150m de la playa. Urb. Las Brisas de Villa, Ch.	08/04/92	0.32	0.36	0.34	
189	Granja Eva, PJ Sta. Isabel, Ch.	08/04/92	0.40	0.37	0.39	0.33
190	Jr. Los Granjeros, a 200m de la Av. Huaylas, Chorrillos.	08/04/92	0.20	0.20	0.20	0.19

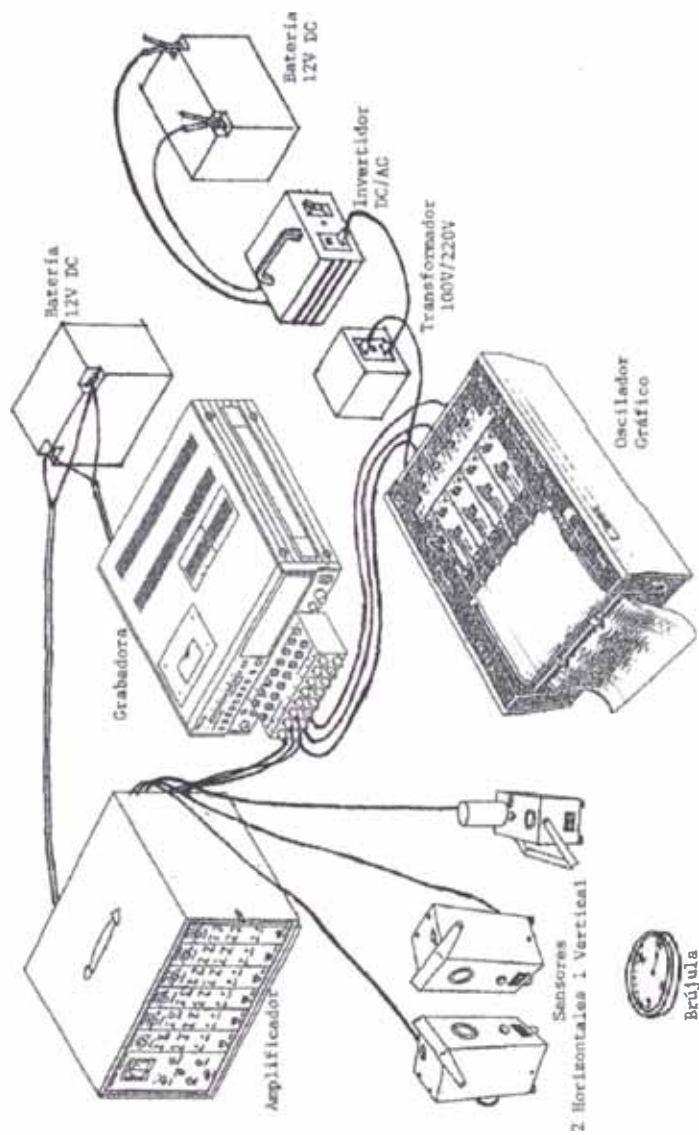


Figura N° 5.1. Configuración en campo del "EQUIPO MICROTREMOR N° 3"

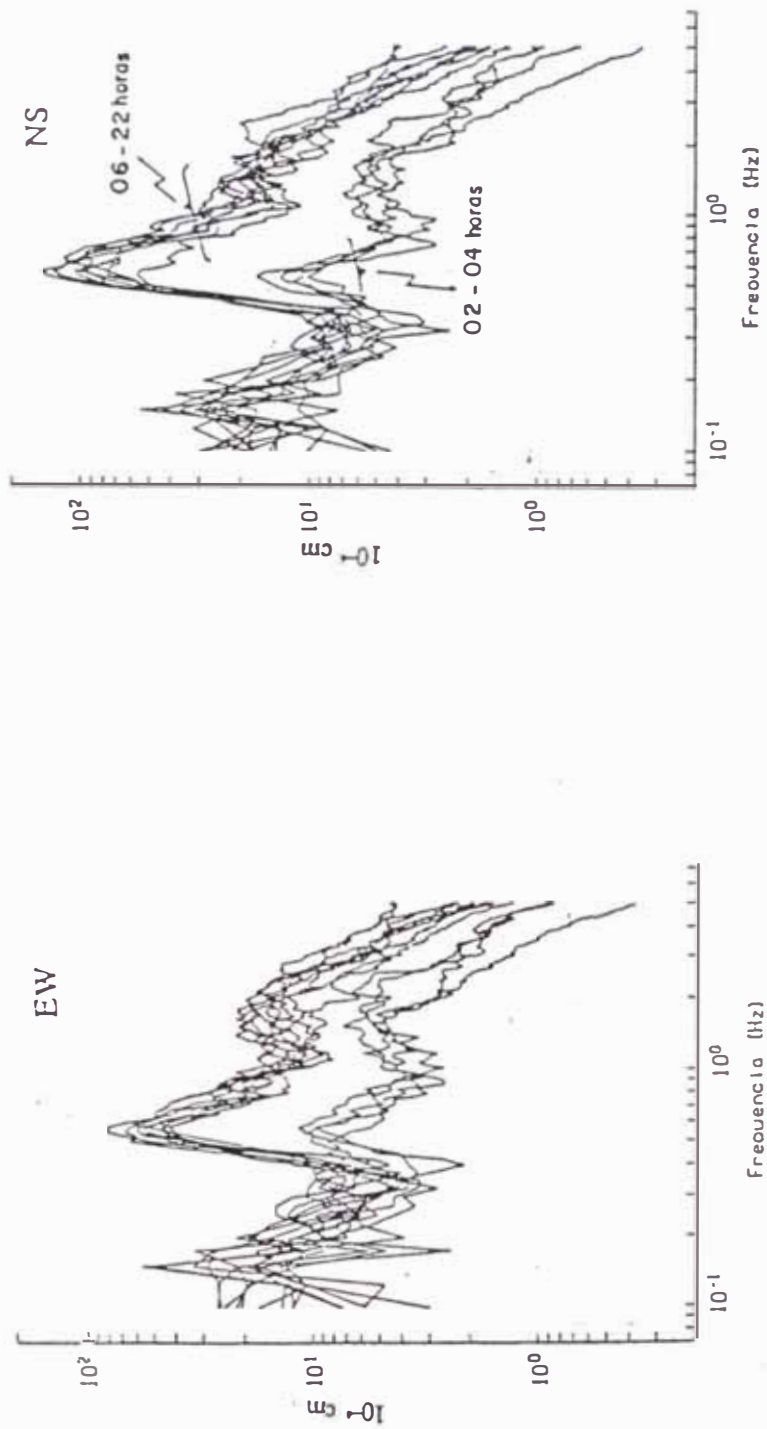


Fig 5.2 Espectros de velocidad de microtremores en las direcciones NS y EW en un sitio cerca a la estación SCT1 (Lago de Mexico) medidos en un periodo de 24 horas. Lermo et al (1988a)

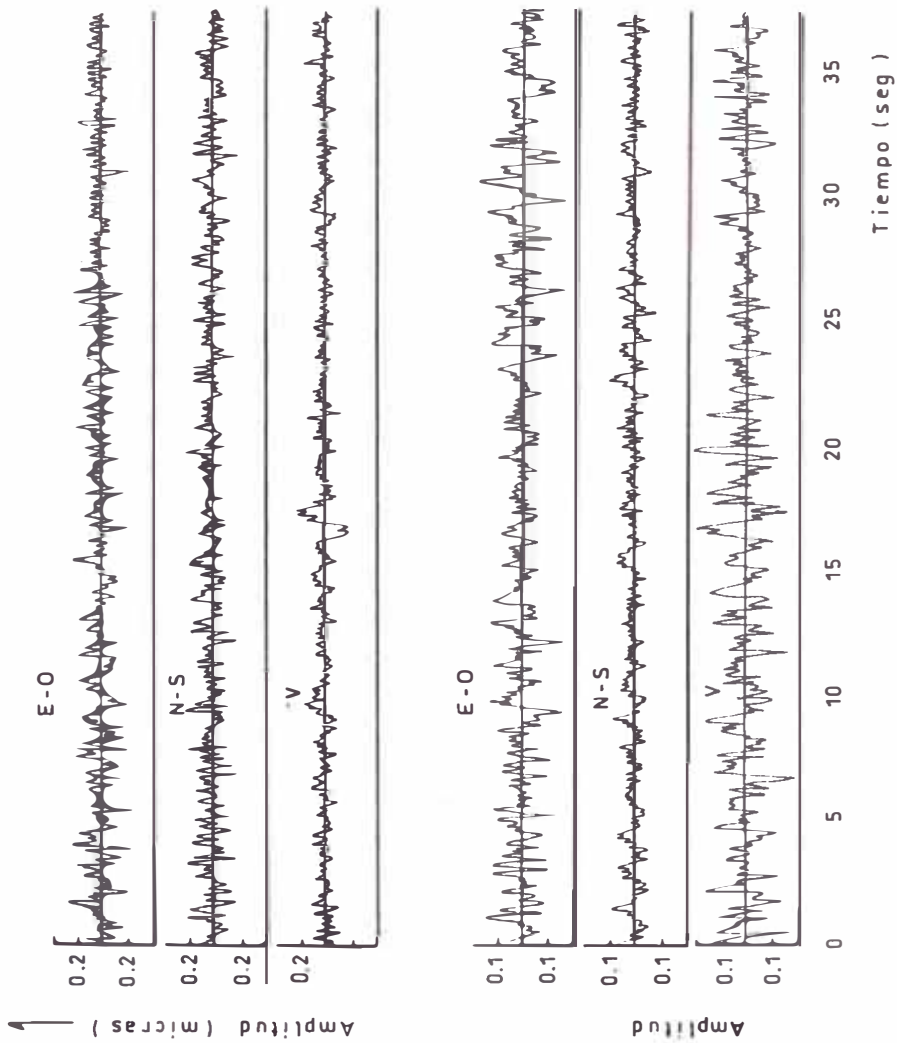


Fig.5.3a. Registros de microtrepidaciones en profundidad (Nakajima , 1988)

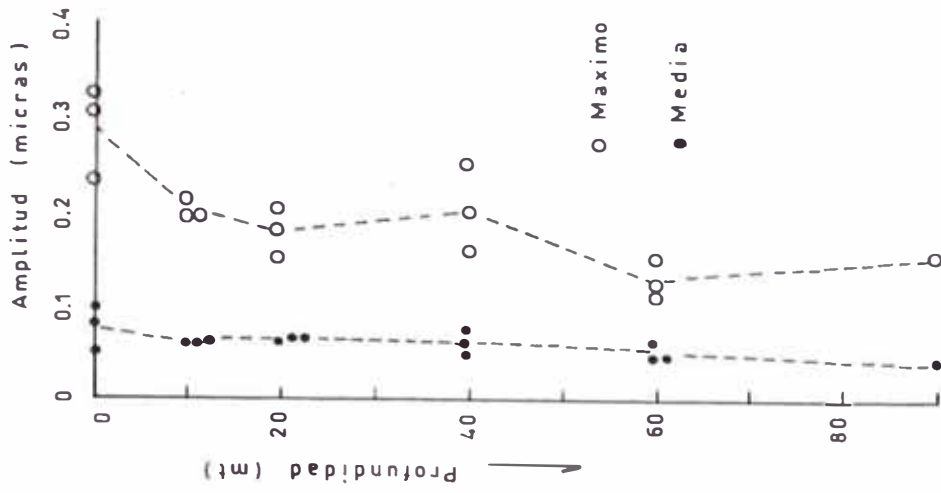


Fig.5.3b. Distribucion de Amplitudes Maximas y Medias de registros de Microtremor en profundidad (Nakajima, 1988)

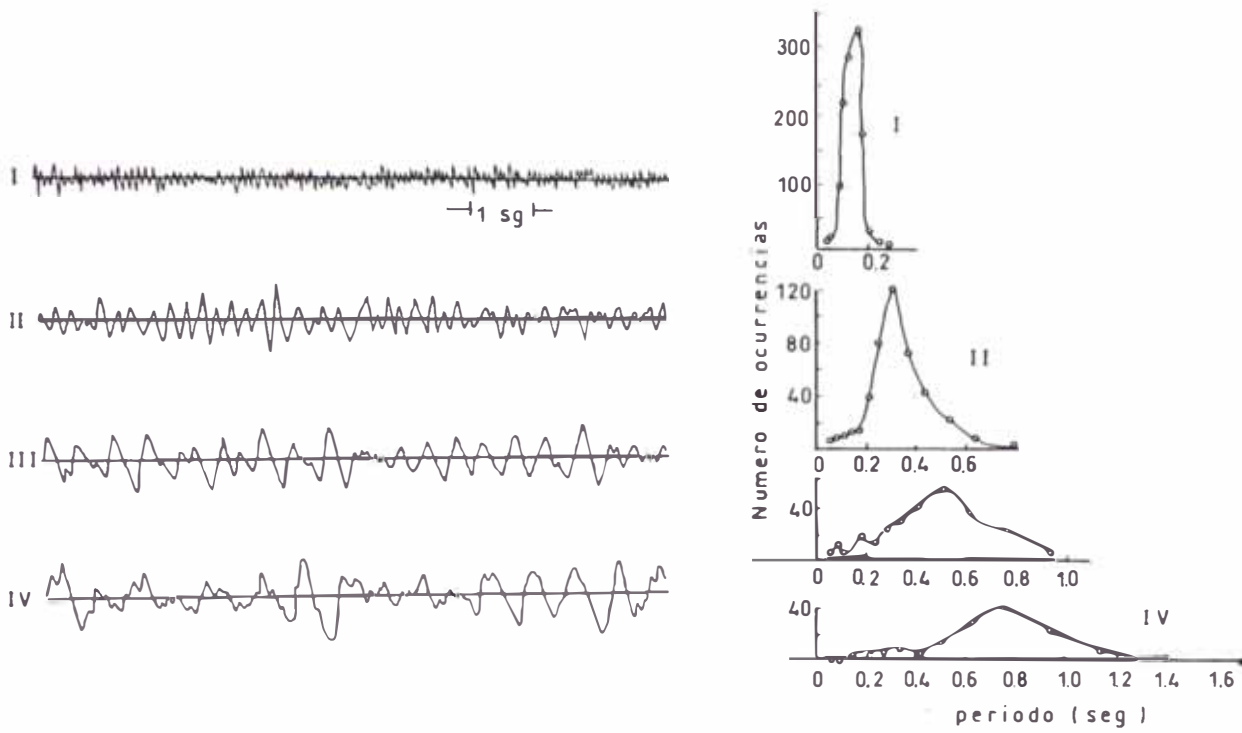


Fig.5.4. Registros de Microtrepidaciones y Curvas de Distribucion de periodos para 4 tipos de suelos (Kanai y Tanaka, 1961)

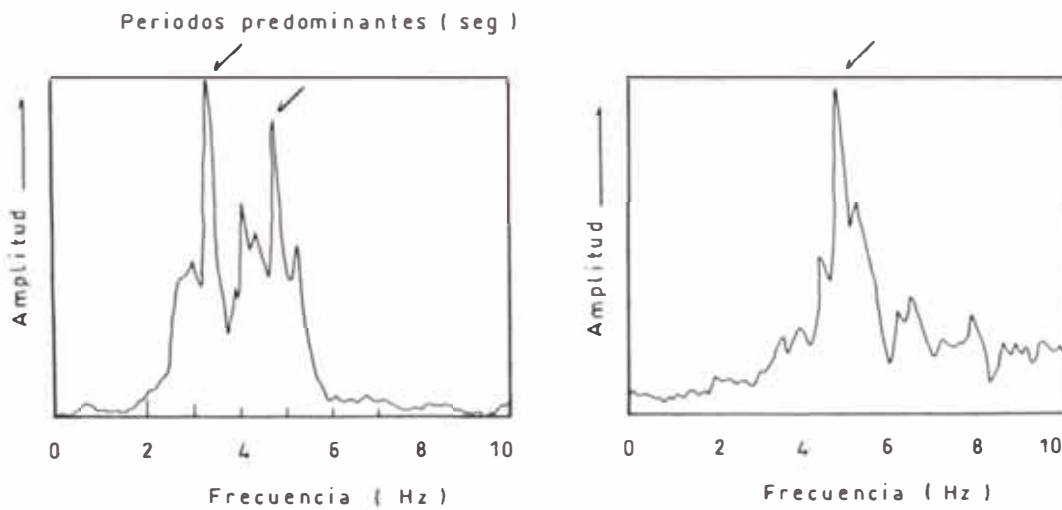


Fig.5.5. Forma tipica de un Espectro de Fourier (Nakajima,1988)

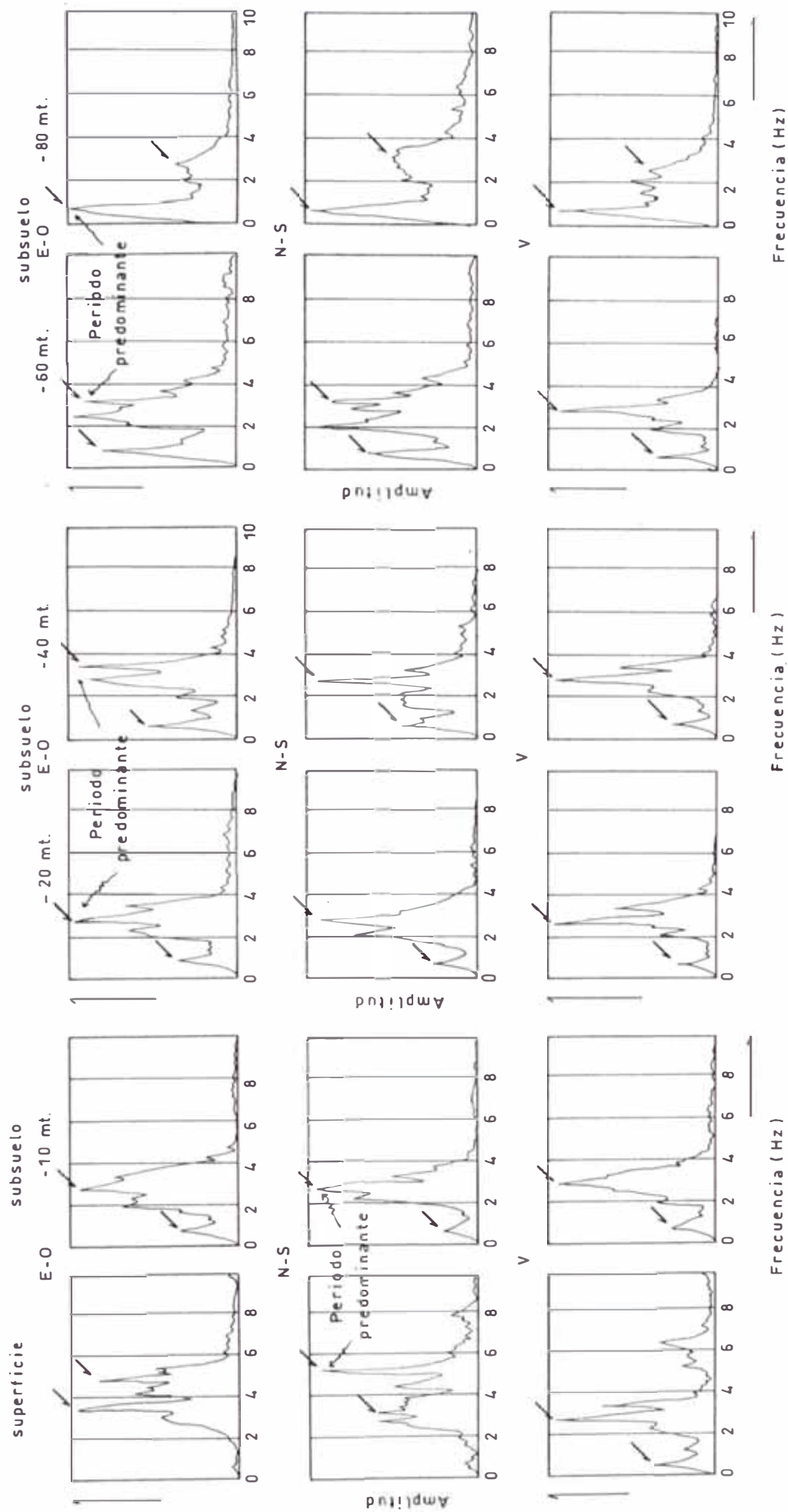


Fig. 5.6. Espectros de Fourier de registros a diferentes profundidades (Nakajima, 1988)

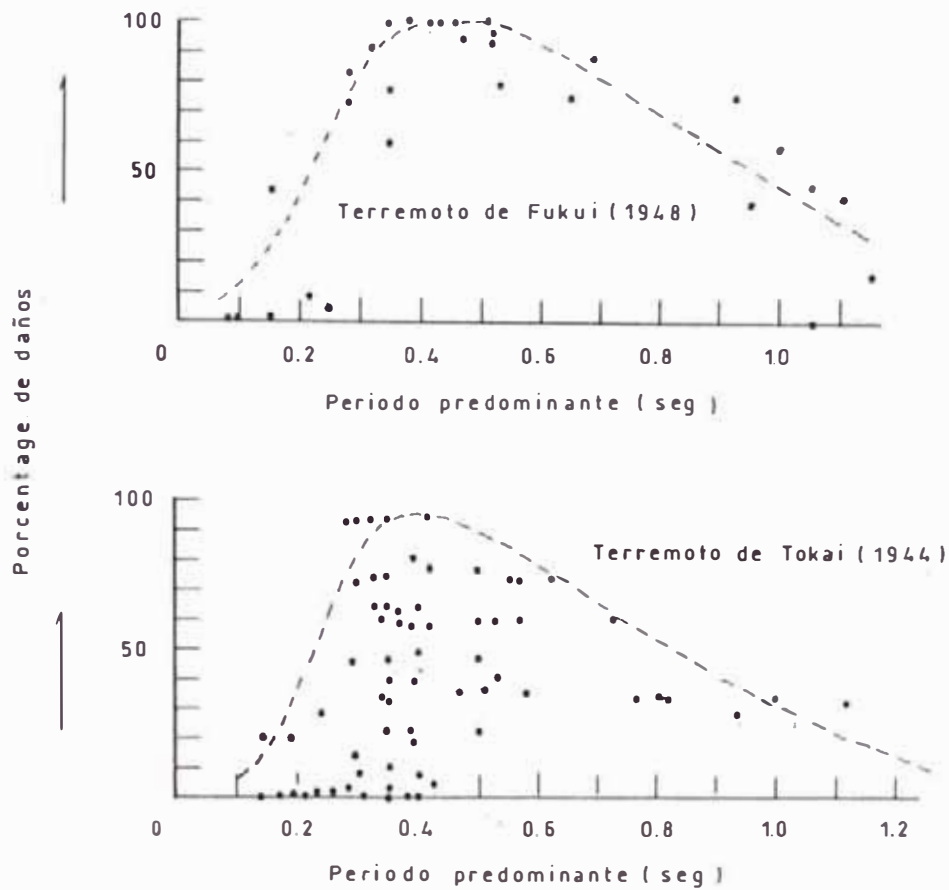


Fig. 5.7. Daños sísmicos y Periodo predominante (Kanai y Tanaka, 1961)

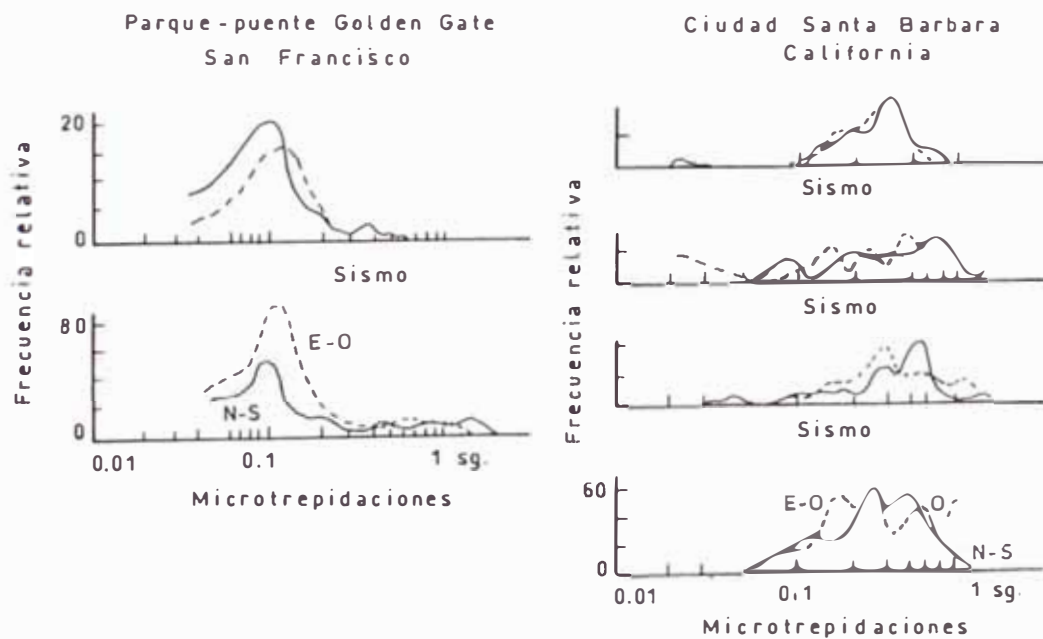


Fig. 5.8. Comparación entre las Microtrepidaciones con las curvas frecuencia relativa-periodo de Acelerografos (Nakajima, 1988)

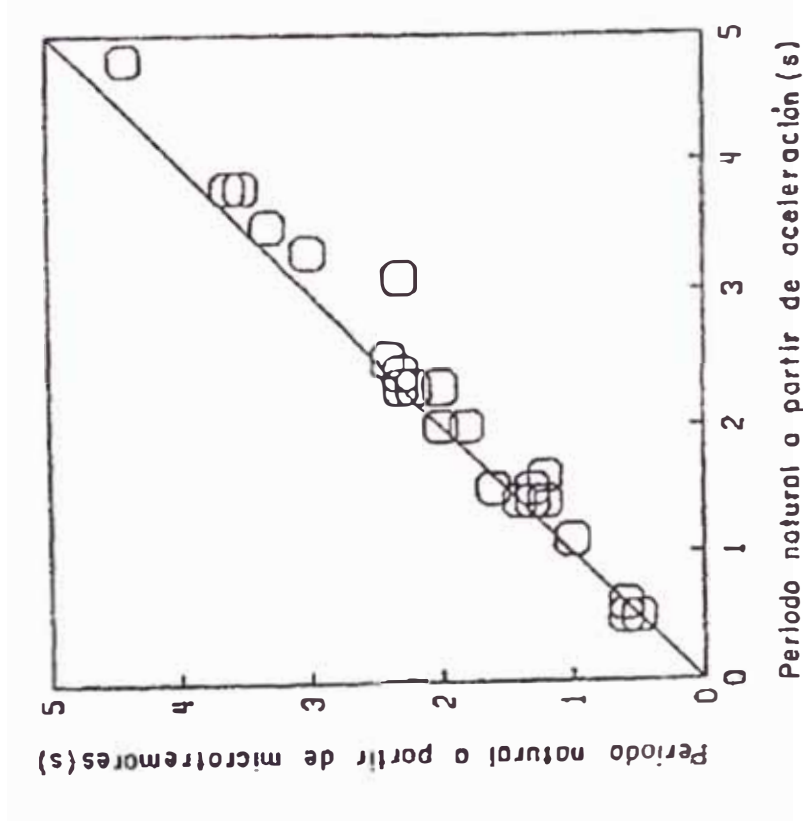


Figura 5.9 Período natural estimado desde espectros de microtremores versus período natural obtenido desde datos de movimientos fuertes. Lermo, 1992.

CAPITULO VI

AMPLIFICACION DINAMICA

6.1 INTRODUCCION

El presente capítulo tiene como objetivo aplicar la teoría de la propagación unidimensional de ondas de corte, primero bajo niveles mínimos de deformación y luego bajo señales sísmicas de movimientos fuertes como fuerza de excitación.

Los resultados de esta evaluación la compararemos con los datos obtenidos como consecuencia de las mediciones de microtrepidaciones en campo.

En primer lugar presentamos un breve resumen del estado del conocimiento en lo que a amplificación dinámica se refiere, así como la influencia de los efectos locales sobre el daño sísmico. Luego, se presenta la teoría de la propagación unidimensional de las ondas de corte. A continuación se modelan los perfiles de suelo de la zona en estudio, se les somete al cómputo de sus períodos fundamentales mediante el programa FRF, que calcula la Función de Respuesta de Frecuencias y finalmente se obtienen los espectros de respuesta de estos suelos, bajo

sismos de entrada registrados en Lima, utilizando el programa de cómputo SHAKE.

6.2 BREVE RESUMEN DEL ESTADO DE CONOCIMIENTO SOBRE AMPLIFICACION DINAMICA

El estado de conocimiento sobre amplificación y deamplificación de movimientos de terreno en términos de aceleración pico está siendo resumido convenientemente en la Fig. N° 6.1 por Seed et al., 1976 y Seed e Idriss, 1983. De acuerdo a la Fig. N° 6.1 la deamplificación de las aceleraciones pico en roca para lugares de arcilla blanda empieza alrededor de 0.1g de nivel y se hace significativa para un nivel de 0.3g. La respuesta de las arcillas blandas en la Ciudad de México durante el sismo de Michoacán y de los suelos blandos en California durante el sismo de Loma Prieta en 1989 cambió esa vista dramáticamente. Idriss (1990) dió esquema de datos de respuesta de lugares de suelo blando, Fig. N° 6.2, basados sobre la Ciudad de México y datos de Loma Prieta y sobre análisis de respuesta unidimensional usando el programa SHAKE. Amplificaciones mucho más grandes son ahora atribuídas a lugares de suelo blando y el rango de aceleración pico sobre la cual la amplificación puede ocurrir es elevada desde 0.1g a 0.4g. Como se puede apreciar, la evaluación de la respuesta sísmica de lugares de suelo blando cambió significativamente de 1983 a 1990.

Estas amplificaciones tan elevadas de las arcillas mexicanas se deben a la poca degradación del módulo de corte para altos niveles de deformación, lo cual se refleja en un bajo amortiguamiento histerético.

Por consiguiente, en las arcillas de la ciudad de México, sí se podría utilizar los factores de amplificación de movimientos débiles en la definición de las respuestas locales.

6.3 INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES LOCALES DEL SUELO SOBRE EL DAÑO SISMICO A LAS CONSTRUCCIONES

Sismólogos e Ingenieros Sísmicos coinciden en que las características del sacudimiento sísmico en un lugar determinado depende de muchos factores, entre los cuales tenemos:

- 1.- El mecanismo fuente del sismo
- 2.- La magnitud del sismo
- 3.- La distancia del lugar a la zona principal de liberación de energía.
- 4.- Las características geológicas de las formaciones rocosas a través de las cuales las ondas sísmicas viajan desde la fuente hasta el área general de interés.
- 5.- Las condiciones locales del suelo subyacente al

sitio en particular.

6.- Las características topográficas de la zona de interés.

7.- Los posibles efectos de superposición.

Efectivamente, la energía liberada de un mecanismo de falla en la corteza terrestre, probablemente a una profundidad de muchos kilómetros bajo la superficie del suelo, viajará en forma de ondas sísmicas hasta llegar a la superficie, para ello cruzarán muchas interfases y fallas en la estructura geológica, serán reflejadas y refractadas, llegando a la zona de interés con características generalmente similares pero no siempre con una uniformidad de un punto a otro. La energía retenida dependerá de la capacidad de absorción de energía (características de amortiguamiento) de las formaciones rocosas a través de las cuales viajan las ondas. Una vez que la ondas terminaron de recorrer el manto rocoso, los movimientos nuevamente son modificados conforme ellos pasen a través de los diferentes depósitos de suelo (variantes en tipo y en profundidad), de tal forma que al alcanzar la superficie del suelo tendrán características diferentes en distintos lugares de la zona de interés, y por lo tanto, se espera que el daño sísmico varíe significativamente.

En los últimos años, al tomar registros simultáneos de movimiento en diferentes lugares de grandes ciudades,

este hecho ha sido evidente.

Aunque en algunos casos los datos no han sido cuantitativamente establecidos, los numerosos casos de relaciones entre los niveles de daño a las construcciones y la profundidad de los depósitos provee un patrón bastante consistente con las siguientes características:

- 1.- Para estructuras bajas, de período relativamente corto, se produce máximo daño e intensidad del movimiento sobre depósitos superficiales (de período corto) y mínima intensidad de daño sobre depósitos de suelo profundos (de período largo).

- 2.- Para estructuras altas, de período largo, se produce máximo daño e intensidad del sacudimiento sobre depósitos profundos (de período largo) y mínimo daño sobre depósitos superficiales (de período corto).

Este patrón general sugiere que la intensidad del daño estructural está relacionado (entre otros factores) a el período natural de la estructura y el período fundamental del depósito de suelo subyacente. Cuando estos períodos son similares, un tipo de efecto de resonancia puede desarrollarse y la respuesta de la edificación puede ser muy alta; cuando estos períodos son muy diferentes no se espera fuerte interacción entre el suelo y la estructura y la respuesta estructural es

relativamente baja.

Espectro de Respuesta

De las diferentes características de los movimientos sísmicos, ninguna es tan influenciada por las condiciones del suelo como la forma del espectro de respuesta.

Estudios de las formas características del espectro de respuesta de aceleración se han hecho (Seed, Ugas, y Lysmer, 1974) para grupos de registros acelerográficos obtenidos para cuatro condiciones de suelo:

- 1.- Roca.
- 2.- Suelos rígidos (menos de 200 pies de profundidad).
- 3.- Suelos no cohesivos profundos (mayores de 250 pies de profundidad).
- 4.- Depósitos de arcilla blandos a medianos en rigidez.

Mientras un gran número de registros de los movimientos pudo ser recolectado adecuadamente para los suelos de los grupos 1 a 3, existen relativamente pocos registros disponibles para depósitos de arcilla blandos a medianamente rígidos, y por lo tanto los pocos registros disponibles muestran amplias variaciones en sus

características.

Con estas limitaciones, los resultados de un estudio de las formas espectrales para un amortiguamiento de 5% y para las cuatro condiciones de suelo mencionadas, se muestran en la Fig. N° 6.3. Es rápidamente notorio que existen amplias diferencias en las formas, dependiendo de las condiciones del suelo, particularmente para períodos mayores que 0.5 seg; arriba de este valor, las amplificaciones espectrales son mucho más altas para depósitos de suelo no cohesivo profundo y para depósitos de arcilla blanda o medio rígida, que para suelos rígidos o roca.

En otras palabras, los depósitos de suelo blandos y profundos introducen una mayor proporción de componentes de períodos largos en los movimientos de la superficie; los efectos aparentemente se incrementan conforme la profundidad o blandura del suelo crece. El error de considerar estos efectos para períodos mayores que 0.5 segundos podría conducir a mayores discrepancias en la evaluación de las aceleraciones espectrales o en el establecimiento de los criterios de diseño.

6.4 ENSAYOS DE REFRACCION SISMICA

1. FUNDAMENTOS

El método de Refracción Sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (ondas P), y otras veces de las ondas de corte (ondas S) generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a varias distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. La fuente de energía es generalmente una carga pequeña de explosivo o un golpe de martillo. La energía es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El instante del impacto o explosión, el "tiempo cero", también es registrado conjuntamente con las vibraciones del suelo que arriban en los detectores (geófonos). Por lo tanto, en general, los datos consisten en tiempos de viaje y distancias, siendo el tiempo de viaje el intervalo entre el tiempo de cero y el instante en que el detector empieza a responder a la perturbación. Entonces, esta información tiempo-distancia es procesada para obtener una interpretación en la forma de velocidades de propagación de ondas y la estructura de los estratos del subsuelo. El proceso es ilustrado esquemáticamente en la Fig. N° 6.4. Todas las mediciones son efectuadas en la superficie del suelo, y la estructura del subsuelo es inferida de los métodos de interpretación basados en las leyes de

propagación de ondas.

2. PROCEDIMIENTO DE TRABAJO DE CAMPO

Se efectúa el diseño preliminar del trabajo de campo. Existen dos tipos de fuentes de energía sísmica: Fuentes no explosivas y Fuentes explosivas. En el primer tipo, la energía es proporcionada por martillos, caída de pesos debido a su simplicidad y portabilidad. Estos son utilizados generalmente con placas de madera o metálicas. El tiempo de impacto (tiempo cero) es obtenido de un switch colocado cerca del punto de impacto. Estas fuentes liberan relativamente poca energía, comparadas con los explosivos, y las líneas de tendido están generalmente limitadas a 100 y 200 pies en longitud (con profundidades de investigación hasta 70 pies). Sin embargo, con el uso de sismógrafos del tipo "signal enhancement" (mejoramiento de señal), estos rangos de distancia y profundidad pueden ser incrementados al doble. Otros tipos de fuentes sísmicas no-explosivas (tales como disparadores de aire y gas, etc) son más complejas y requieren de equipo auxiliar como tanques de aire y gas, compresoras y generadores.

En el segundo tipo de fuentes explosivas, el comportamiento de los explosivos está caracterizado básicamente por la resistencia (contenido de energía), densidad, y velocidad de detonación. En la obtención de

datos de ondas P para aplicaciones ingenieriles, el uso de explosivos con los valores más altos de resistencia, densidad y velocidad proporciona los mejores resultados. De manera general, los explosivos pueden ser divididos como dinamitas, fulminantes y agentes detonantes, los cuales son utilizados extensivamente en trabajos de refracción sísmica.

Antes del impacto, se marcan las líneas de medición con estacas en los puntos de impacto y en las localizaciones de los geófonos. Se determinan las elevaciones topográficas de cada uno de estos puntos y se define el azimut de la línea. Para cada línea se colocan los geófonos y se efectúan un mínimo de 4 impactos. Se efectúan los ensayos en ambas direcciones para permitir la detección de buzamientos en los estratos del subsuelo y minimizar el número de suposiciones requeridas en la interpretación de los datos.

El espaciamiento de los geófonos es determinado por el grado deseado de definición de los estratos del subsuelo y por la longitud de cada línea de tendido. Si los estratos no son muy potentes y las líneas son cortas, los intervalos de los geófonos serán menores, y si los estratos del subsuelo tienen mayor potencia y las líneas son largas, se necesitarán mayores intervalos de los geófonos. Esto se decidirá en campo de acuerdo a las condiciones particulares.

3. ENSAYOS DE REFRACCION SISMICA REALIZADOS

Con el objetivo de obtener la distribución de velocidades de ondas de corte (ondas S), del perfil de suelo de la zona adyacente al Pozo U ubicado en la Mz Y de la Asociación Pro-vivienda Los Incas (ver plano P-1), el personal del Laboratorio Geotécnico del CISMID realizó un ensayo de Refracción Sísmica en una línea de 120m., con 12 geófonos uniformemente espaciados. Se realizaron cuatro shots, dos a 5m. de cada extremo del tendido de la línea y dos en el interior de la línea dividiendo a ésta en tramos iguales; todos ellos realizados con martillos.

Luego de procesar la información obtenida y ayudándonos del perfil estratigráfico del Pozo U obtuvimos la siguiente distribución de velocidades:

Profundidad (m)	Tipo de suelo	Vs (m/s)
0.0 - 2.5	Arcilla orgánica con algo de arena fina.	100
2.5 - 9.1	Arcilla con algo de arena fina.	130
9.1 - 24.3	Arena gruesa y fina, canto rodado y arcilla.	200
24.3 - 49.0	Arena fina.	360
49.0 - 53.5	Arena gruesa, cascajo y arcilla compacta.	800
53.5 - 80.0	Arena gruesa, cascajo y arcilla compacta.	No determinado
>80.0	Roca.	No determinado

6.5 METODOS DE EVALUACION DEL EFECTO LOCAL

La mayor parte de los métodos para evaluar el efecto de las condiciones locales del suelo sobre la respuesta del terreno por la presencia de un sismo consideran que estos son causados por la propagación vertical de las ondas de corte provenientes de la formación rocosa subyacente. Muchos de ellos han incorporado un comportamiento no-lineal del suelo, teniendo buena concordancia con las observaciones de campo en cierto número de casos. Ello ha conducido a un incremento en su uso en la ingeniería sísmica para predecir las respuestas de los depósitos de suelo.

Este procedimiento involucra los siguientes pasos:

- a) Determinar las características de los movimientos probables a desarrollar en la formación rocosa subyacente al sitio, y seleccionar un acelerograma con estas características para el análisis.

La aceleración máxima, el período predominante y la duración efectiva son los parámetros más importantes de un evento sísmico.

- b) Determinar las propiedades dinámicas del suelo.
Hardin y Drnevich, 1970, Seed e Idriss, 1970, establecieron relaciones promedio entre el módulo

dinámico de corte y la fracción de amortiguamiento de suelos, como función de la deformación por corte, y las propiedades estáticas para varios tipos de suelo, ver Fig. N° 6.5. Por otro lado, Leon et al., 1974 y Romo y Jaime, 1986 presentaron estas relaciones para la arcilla de la Ciudad de México en donde se puede apreciar la gran diferencia en un comportamiento lineal y uno no-lineal. Más claramente observamos ésto en el gráfico elaborado por Sun et al., 1988 (Fig. N° 6.6) en la que apreciamos como el módulo cortante varía con los niveles de deformación para arcillas de diferentes índices de plasticidad.

Estas relaciones, fruto de varios estudios de investigación, hacen posible que de una manera sencilla y de acuerdo al tipo de suelo y algunas propiedades estáticas, obtengamos con un grado suficiente de precisión las propiedades dinámicas. Sin embargo, para problemas especiales y para tipos de suelos no contemplados en las relaciones mencionadas, se requieren procedimientos más elaborados de propiedades dinámicas.

- c) Calcular la respuesta del depósito de suelo al movimiento de la roca base.

Un método unidimensional de análisis puede ser usado

si la estructura es esencialmente horizontal. Programas desarrollados para realizar este análisis están en general basados en una de las soluciones de la ecuación de onda (Kanai, 1951; Matthiesen et al, 1964; Roesset y Whitman, 1969; Lysmer et al, 1971) o en una simulación de masas concentradas (Idriss y Seed, 1968). Depósitos de suelo más irregulares pueden requerir un análisis con elementos finitos.

El programa SHAKE (Schnabel, Lysmer y Seed, 1972) basándose en el método de propagación unidimensional de ondas de corte, calcula las respuestas para un movimiento de diseño dado en cualquier parte del sistema. Así, los acelerogramas obtenidos sobre la superficie del depósito pueden usarse para generar nuevos movimientos de roca los cuales, a su vez, pueden ser usados como movimientos de diseño para otros depósitos de suelo, ver Fig. N° 6.7 (Schnabel et al, 1971). El programa también incorpora el comportamiento no lineal del suelo, el efecto de la elasticidad de la roca base y los sistemas con amortiguamiento variable.

6.6 TEORIA DE LA PROPAGACION UNIDIMENSIONAL DE LAS ONDAS DE CORTE.

La teoría considera las respuestas asociadas con la propagación vertical de ondas de corte a través del sistema lineal viscoelástico mostrado en la Fig. N° 6.8.

El sistema está formado por N estratos horizontales, los cuales se extienden al infinito en la dirección horizontal y tiene un semiespacio como el estrato de fondo. Cada estrato es homogéneo e isotrópico y está caracterizado por el espesor, h , la densidad de masa, γ , el módulo de corte, G , y el factor de amortiguamiento, β .

La propagación vertical de las ondas de corte a través del sistema mostrado en la Fig. N° 6.8 causará sólo desplazamientos horizontales:

$$u = u(x,t) \tag{6.1}$$

los cuales deben satisfacer la ecuación de onda:

$$\rho \cdot \delta^2 u / \delta t^2 = G \cdot \delta^2 u / \delta x^2 + n \cdot \delta^3 u / \delta x^2 \delta t \tag{6.2}$$

Los desplazamientos armónicos con frecuencia ω pueden ser descritos en la forma:

$$u(x,t) = U(x) \cdot e^{i\omega t} \tag{6.3}$$

Sustituyendo la Ec.6.3 en la Ec.6.2, se obtiene una ecuación diferencial ordinaria:

$$(G + i\omega n) \cdot \delta^2 U / \delta x^2 = \rho \omega^2 U \tag{6.4}$$

la cual tiene la solución general:

$$U(x) = Ee^{ikx} + Fe^{-ikx} \quad 6.5$$

en donde:

$$k^2 = \rho\omega^2 / (G + i\omega n) = \rho\omega^2 / G^* \quad 6.6$$

donde k es el número complejo de onda y G^* es el módulo de corte complejo. El coeficiente de amortiguamiento crítico, β , está relacionado a la viscosidad n por :

$$\omega\eta = 2G\beta$$

Experimentos en muchos materiales de suelo indican que G y β son cercanamente constantes sobre el rango de frecuencia que es de principal interés en el análisis. Es por ello conveniente expresar el módulo de corte complejo en términos del factor crítico de amortiguamiento en vez de la viscosidad:

$$G^* = G + i\omega n = G(1+2i\beta) \quad 6.7$$

donde G^* puede asumirse que es independiente de la frecuencia.

Las ecuaciones 6.3 y 6.5 dan la solución para la ecuación de onda de un movimiento armónico de frecuencia ω :

$$u(x,t) = Ee^{i(kx + \omega t)} + Fe^{-i(kx - \omega t)} \quad 6.8$$

donde el primer término representa la onda incidente viajando en la dirección x negativa (hacia arriba) y el segundo término representa la onda reflejada viajando en la dirección x positiva (hacia abajo).

La ecuación 6.8 es válida para cada uno de los estratos de la Fig. N° 6.8. Introduciendo un sistema de coordenadas locales x para cada estrato, los desplazamientos en la parte superior e inferior del estrato son:

$$u_m(x=0) = (E_m + F_m)e^{i\omega t} \quad 6.9$$

$$u_m(x=hm) = (E_m \cdot e^{ikmhm} + F_m e^{-ikmhm}) \cdot e^{i\omega t} \quad 6.10$$

El esfuerzo de corte sobre un plano horizontal es:

$$\lambda(x,t) = G \cdot \delta u / \delta x + n \cdot \delta^2 u / \delta \delta = G^* \cdot \delta u / \delta x \quad 6.11$$

o por la ecuación 6.8

$$\tau(x,t) = ikG^* (Ee^{ikx} - Fe^{-ikx}) e^{i\omega t} \quad 6.12$$

y los esfuerzos de corte en la parte superior e inferior del estrato m son respectivamente:

$$\tau_m(x=0) = ik_m G_m^* (E_m - F_m) e^{i\omega t} \quad 6.13$$

$$\tau_m(x=h_m) = ik_m G_m^* (E e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) e^{i\omega t} \quad 6.14$$

Los esfuerzos y los desplazamientos deben ser continuos en todos los bordes. De aquí, por las ecuaciones 6.9, 6,10, 6,13 y 6.14 :

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m} \quad 6.15$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = (k_m G_m^* / k_{m+1} G_{m+1}^*) \cdot (E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) \quad 6.16$$

La sustracción y de adición de las ecuaciones 6.15 y 6.16 conducen a las siguientes fórmulas de recurrencia para las amplitudes, E_{m+1} y F_{m+1} , de las ondas incidente y reflejada en el estrato $m+1$, expresados en términos de amplitudes en el estrato m :

$$E_{m+1} = (1/2) E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m h_m} + (1/2) F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad 6.17$$

$$F_{m+1} = (1/2) E_m (1 - \alpha_m) e^{ik_m h_m} + (1/2) F_m (1 + \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad 6.18$$

donde α_m es la relación de impedancia compleja:

$$\alpha_m = k_m G_m^* / k_{m+1} G_{m+1}^* = (\rho_m G_m^* / \rho_{m+1} G_{m+1}^*)^{1/2} \quad 6.19$$

que de nuevo es independiente de la frecuencia.

En la superficie libre de los esfuerzos de corte deben ser cero. Además, la Ec. 6.12 con τ_1 y X_1 igual a

cero da $E_1 = F_1$, por lo que las amplitudes de las ondas incidente y reflejada son siempre iguales en la superficie libre. Empezando por el estrato superficial, el uso repetido de las fórmulas de las ecuaciones 6.17 y 6.18 conduce a las siguientes relaciones entre las amplitudes en el estrato m y aquellas en la superficie del estrato:

$$E_m = e_m(w) E_1 \quad 6.20$$

$$F_m = f_m(w) E_1 \quad 6.21$$

Las funciones de transferencia e_m y f_m son simplemente las amplitudes para el caso en que E_1 y $F_1 = 1$, y pueden ser determinadas sustituyendo esta condición en las anteriores fórmulas de recurrencia.

Otras funciones de transferencia se obtienen fácilmente de las funciones e_m y f_m . La función de transferencia $A_{n,m}$ entre los desplazamientos en el nivel n y m está definida por:

$$A_{n,m}(w) = u_m/u_n$$

y sustituyendo las Ecs. 6.9, 6.20 y 6.21:

$$A_{n,m}(w) = (e_m(w) + f_m(w))/(e_n(w) + f_n(w)) \quad 6.22$$

En base a estas ecuaciones, la función de transferen-

cia $A(\omega)$ puede ser hallada entre 2 estratos cualesquiera en el sistema. Es decir, si el movimiento es conocido en un estrato en el sistema puede ser calculado en cualquier otro estrato.

Las amplitudes E y F pueden ser así calculadas para todos los estratos en el sistema, y las deformaciones y aceleraciones pueden ser derivadas de la función desplazamiento. Las aceleraciones son expresadas por la ecuación:

$$\ddot{u}(x,t) = \delta^2 u / \delta x^2 / \delta t^2 = -\omega^2 (E e^{i(kx+\omega t)} + F e^{-i(kx-\omega t)}) \quad 6.23$$

y las deformaciones por:

$$\Sigma = \delta u / \delta x = ik (E e^{i(kx+\omega t)} - F e^{-i(kx-\omega t)}) \quad 6.24$$

6.7 MOVIMIENTOS TRANSITORIOS.

Las expresiones desarrolladas en 6.5 son válidas para movimientos armónicos en estado constante. La teoría puede ser extendida a movimientos transitorios a través del uso de la Transformada de Fourier.

Un sismograma digitizado con n valores de aceleración equidistantes, $\ddot{u}_j(j\Delta t)$, $j = 0, \dots, n-1$, puede ser representado por una suma finita de movimientos armónicos:

$$\ddot{u}(t) = \sum (a_s e^{i\omega_s t} + b_s e^{-i\omega_s t}) \quad 6.25$$

donde ω_s , $s=0, \dots, n/2$ son las frecuencias equidistantes:

$$\omega_s = (2\pi / n \Delta t) \cdot s \quad 6.26$$

a_s y b_s designan a los coeficientes complejos de Fourier:

$$a_s = (1/n) \sum \ddot{u}(t) e^{-i\omega_s t}, \quad b_s = (1/n) \sum \ddot{u}(t) e^{i\omega_s t}$$

y cada término en la ecuación 6.25 es un movimiento armónico oscilando con frecuencia ω_s .

Si las series en la ecuación 6.25 representan el movimiento de un estado m , una nueva serie representando el movimiento de cualquier otro estado n , puede ser obtenida aplicando el adecuado factor de amplificación de la Ec.6.22 para cada término en la serie:

$$\ddot{u}_n(t) = \sum A_{m,n}(\omega_s) \cdot (a_{m,s} e^{i\omega_s t} + b_{m,s} e^{-i\omega_s t}) \quad 6.28$$

La representación de un movimiento discreto por su Transformada de Fourier da una exacta representación del movimiento en los puntos discretos $t=j \cdot \Delta t$, $j=0, \dots, n-1$. La repetición cíclica del movimiento con el período $T=n \cdot \Delta t$ está implícita en la solución. La solución se aplica, por lo tanto, a un infinito tren de acelerogramas idénticos mejor que a un sólo acelerograma dado. Para sistemas con

amortiguamiento esto no es de significativa consecuencia desde que los acelerogramas individuales pueden ser separados por una zona de silencio de ceros.

La transformada de Fourier puede realizarse en varias formas. El programa SHAKE utiliza el algoritmo para la Transformada Rápida de Fourier desarrollado por Cooley y Tukey (1965), el cual es más rápido por un factor $n/\log n$ sobre el método convencional. Esta técnica calcula todos los valores en la serie simultáneamente. El método requiere que el número de términos en la serie sea alguna potencia de 2. Un análisis típico usando un registro de aceleraciones de 800 términos con intervalo de tiempo $t = 0.02$ seg usará 1024 valores en la Transformada Rápida de Fourier, con todos los valores entre 800 y 1024 fijados como cero. Esto satisficará ambos requisitos, el de una zona de silencio después del registro de aceleraciones y el que el número de términos deba ser potencia de 2.

6.8 DESCRIPCION DEL PROGRAMA SHAKE

El programa SHAKE calcula las respuestas en un sistema de estratos homogéneos y viscoelásticos, de extensión horizontal infinita, sujetos al viaje vertical de las ondas de corte. El sistema es mostrado en la Fig. N° 6.8. El programa está basado en la solución continua de la ecuación de onda (Kanai, 1951) adaptado para usarse con movimientos transitorios a través del algoritmo de la

Transformada Rápida de Fourier (Cooley y Tukey, 1965). La no linealidad del módulo de corte y del amortiguamiento es tomada en cuenta para usar propiedades lineales equivalentes del suelo (Idriss y Seed, 1968, Seed e Idriss, 1970) usando un procedimiento iterativo para obtener valores del módulo y del amortiguamiento compatibles con las deformaciones efectivas en cada estrato.

Las siguientes suposiciones están implícitas en el análisis:

- 1.- El sistema de suelos se extiende infinitamente en la dirección horizontal.
2. Cada estrato en el sistema está completamente definido por su valor de módulo de corte, razón de amortiguamiento crítico, densidad y espesor. Estos valores son independientes de la frecuencia.
- 3.- Las respuestas en el sistema son causadas por la propagación vertical de las ondas de corte provenientes de la formación rocosa subyacente.
- 4.- Las ondas de corte están dadas como valores de aceleración a intervalos igualmente espaciados en el tiempo. La repetición cíclica del tiempo-historia de aceleraciones está implícita en la solución.

5. La dependencia de la deformación del módulo y del amortiguamiento está tomada en cuenta por un procedimiento lineal equivalente basado en un nivel de deformación promedio efectivo calculado para cada estrato.

El programa es capaz de manejar variaciones en ambos, módulo y amortiguamiento, y tomar en cuenta el efecto de la base elástica. El movimiento original usado para el análisis, llamado movimiento objeto, puede ser asignado a cualquier estrato del sistema y nuevos movimientos pueden ser calculados en cualquier otro estrato.

6.9 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DINAMICOS DEL SUELO

Los parámetros que representan las características fundamentales de los suelos y que son de interés en la dinámica de suelos son:

a) La densidad de masa ρ ($t \cdot \text{seg}^2/\text{m}^4$) o peso unitario (t/m^3)

$$\rho = \gamma / 9.8$$

b) El módulo de corte $G(t/\text{m}^2)$ o velocidad de ondas de corte V_s (m/seg).

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

c) El coeficiente de viscosidad n (t.seg/m²) o el factor de amortiguamiento β .

Entre ellos, los parámetros G , V_s , n y β son dependientes de la deformación, pero pueden ser asumidos independientes de la frecuencia.

6.9.1 Masa de Suelo.

El peso unitario de suelos puede medirse rápidamente tomando muestras del suelo en un sondaje.

Usualmente, para calcular la presión efectiva en un depósito de suelo, el peso unitario sumergido

$$\gamma' = \gamma - 1$$

tiene que usarse para suelos bajo el nivel freático. Sin embargo, para el análisis dinámico, puede usarse simplemente el peso unitario γ , debido a que las partículas del suelo se mueven con el agua que las rodea.

6.9.2 Módulo de Corte y Velocidad de Ondas de Corte.

El módulo de corte G y la velocidad de ondas de corte V_s están relacionadas según:

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

a) Determinación del módulo de corte

Hay varias formas de medir o estimar el módulo de corte o la velocidad de ondas de corte de los suelos. Sin embargo, éstas son dependientes de la deformación, por lo tanto, debe prestarse atención a qué magnitud de deformación corresponde el módulo de corte medido o estimado.

i) Exploración sísmica in-situ. Generalmente se usa el sistema Down-Hole, que consiste en producir ondas en la superficie y recibirlas mediante geófonos a diferentes profundidades en un pozo tubular.

ii) Ensayo de compresión triaxial dinámico. Consiste en someter un espécimen cilíndrico a esfuerzos axiales y volumétricos. El módulo de corte se determina de la pendiente esfuerzo-deformación.

iii) Ensayo de columna resonante. Un torque cíclico se aplica a un espécimen de suelo cilíndrico. La frecuencia de resonancia permite determinar el módulo de corte.

iv) Estimación en base al valor de N. El módulo de corte puede ser aproximadamente estimado del valor N del ensayo de penetración estándar por:

$$G = 1200 N^{0.8} \quad (\text{t/m}^2)$$

independiente del tipo de suelo y la profundidad desde la superficie del suelo (Ohsaki e Iwasaki, 1973). El módulo de corte así estimado corresponde a deformaciones pequeñas, aproximadamente iguales a aquellas producidas en la exploración sísmica.

En este estudio, se ha aplicado la fórmula mencionada arriba, que para un valor promedio de $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ da una relación:

$$V_s = 81 N^{0.40}$$

la cual ha sido utilizada en los casos en que se disponía de valores de N.

b) Dependencia del Módulo de Corte respecto a la deformación.

Como vimos en el ítem 6.4, el módulo de corte decrece con el incremento de la deformación. Este decrecimiento dependerá del tipo de suelo y de su índice de plasticidad, si se trata de arcillas.

Las deformaciones por corte en depósitos de suelo para exploración sísmica o para microtrepidaciones están en el rango de:

$$e = 10^{-5} \text{ a } 10^{-3}\%$$

y para sismos destructivos están aproximadamente en el rango de:

$$e = 0.5 \text{ a } 1 \%$$

Es decir, los módulos de corte se reducen de 1/1.2 a 1/5 para arcillas y a 1/10 o menos para arenas.

c) Independencia del Módulo de Corte respecto a la Frecuencia.

Como ya se ha indicado, el módulo cortante del suelo puede ser asumido independiente de la frecuencia en el rango de frecuencias de interés práctico.

6.9.3 Amortiguamiento de Suelos.

El amortiguamiento de los suelos es una combinación del modelo de Voigt y del modelo de Maxwell, y es independiente de la frecuencia.

Se ha establecido la siguiente relación:

$$nw/G = 2\beta, \text{ donde } nw/G \text{ es una constante.}$$

y:

n = Coeficiente de viscosidad.

w = Frecuencia angular del suelo (1/seg)

G = Módulo de corte.

β = Factor de amortiguamiento (adimensional).

Similarmente al módulo de corte, el amortiguamiento cambia considerablemente con la deformación. Cuando las deformaciones crecen, los factores de amortiguamiento para arenas y arcillas se incrementan como se muestra en la Fig. N° 6.9. Para deformaciones pequeñas, $\beta = 2\%$ para ambos, arena y arcilla. Para grandes deformaciones como 0.5 a 1% durante sismos destructivos β crece a :

5 a 15% para arcillas .

20 a 25% para arenas.

.10 MODELAJE DE PERFILES REPRESENTATIVOS DE LOS SUELOS DE CHORRILLOS Y BARRANCO

Los perfiles representativos de la zona se modelaron tomando como base estudios de suelos con fines de cimentación recopilados, así como de la información brindada por SEDAPAL, en las que se muestran los registros de perforación de aguas subterráneas.

Los estudios de suelo con fines de cimentación consultados, muestran perfiles cuya profundidad son 7 ú 8 m, pues a éstas o a profundidades menores encontramos

gravas (Zona La Campiña), o arena densa (Zona de Villa).

Debido al motivo anterior, la información de los primeros estratos es detallada. Como vimos en un acápite anterior solo se contaba con un dato de perfil de velocidades de ondas de corte, y no muy profundo (Ref. Yuta, 1966), por lo que se realizó un ensayo de Refracción Sísmica cuyos resultados se detallaron en 6.4. En estos perfiles al disponer de valores de N (Número de golpes/pie) superficiales, se estimaron de ellos, las velocidades de ondas de corte por la fórmula empírica mencionada en 6.9.2; mientras que para profundidades mayores nos basamos en la descripción de los registros de pozos de agua subterránea (aunque no obedecen a una clasificación ingenieril) y en datos de correlaciones de velocidades de ondas de corte con tipo de suelo.

Para todos los análisis se consideró la señal del sismo al nivel del conglomerado de Lima, ya que el CISMID cuenta con los registros tiempo-historia de los sismos. Aunque en algunos casos como la parte baja de Chorrillos no encontráramos la grava de Lima por no formar, esa zona, parte del cono deyectivo del Rímac, suponemos el estrato más rígido como estrato base.

Como vimos en 2.4, Chorrillos por ser una zona de contacto de acuerdo al perfil de los pozos, la grava no se presenta de una manera uniforme a partir de cierta

profundidad como es el caso de la mayor parte de la ciudad de Lima, sino que ésta se aparece por capas, desde unos pocos metros hasta 10-20m, intercalándose con material arenoso, limoso y arcilloso.

De esta manera, hemos considerado para los diferentes perfiles un nivel adecuado para el estrato base y modelado estos perfiles.

Para el caso de La Campiña, Escuela Técnica del Ejército y Caja de Ahorros de Lima, se ha considerado que el estrato base es similar al del conglomerado de Lima, cuya velocidad es de 600m/seg, según ensayos Down Hole realizados en el Parque de la Reserva, Fig. N° 6.9.

En el caso de la Asociación de Vivienda Los Incas, la velocidad del estrato base lo consideraremos 800m/sg como producto de un ensayo de Refracción Sísmica realizado en el presente estudio.

La densidad del estrato base para todos los casos se ha asumido como 2.2gr/cc.

6.11 COMPUTO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS PERFILES MODELADOS

Para el cómputo del período fundamental de los perfiles de suelo modelados en el acápite anterior, se ha hecho uso del programa FRF, que calcula la Función de

Respuesta de Frecuencias o la Función de Transferencia según la teoría descrita en 6.4, la cual proporciona una curva de amplificación de las frecuencias del estrato superficial, con respecto al estrato base.

En este caso, los parámetros de módulo cortante G y amortiguamiento β son constantes, debido a que se trata de deformaciones muy pequeñas y por lo tanto se asume un comportamiento lineal del suelo.

El programa calcula la Función de Respuesta para un rango de frecuencias de 10 Hz., la cual puede ser graficada utilizando un trazador de plumas. También proporciona como valores finales la frecuencia pico, la amplificación máxima y el período fundamental del depósito, tal como se muestra en los resultados del Anexo VI-1.

TABLA N° 6.1

N°	Lugar	Amplificación máxima	Período Fundamental calculado con FRF (seg)	Período predominante medido por microtrepidaciones (seg)
1	Urb. Los Laureles. Pozo M. Ch.	12.80	0.23	0.24
2	Cedros de Villa. Pozo A. Ch.	12.94	0.28	0.31
3	Bazar Central del Ejército. Pozo N°18. Chorrillos.	15.08	0.32	0.36
4	Escuela Técnica del Ejército. Pozo T. Chorrillos.	15.02	0.32	0.34
5	Urb. La Campiña. Pozo L. Ch.	13.30	0.26	0.24
6	Asoc. Vivienda Los Incas. Pozo U. Chorrillos.	15.74	0.33	0.37
7	Urb. La Campiña. Pozo R. Ch.	12.40	0.30	0.18
8	Clínica Chorrillos. Chorrillos.	2.75	0.10	0.11
9	Jr. Junín. Barranco	13.73	0.11	0.11
10	Caja Ahorros de Lima. Barranco.	12.55	0.27	0.21
11	Urb. Confraternidad. Barranco.	2.12	0.10	0.11

6.12 COMPARACION DE LOS RESULTADOS CALCULADOS Y MEDIDOS DEL PERIODO DEL SUELO

Dado que las microtrepidaciones miden vibraciones a deformaciones pequeñas y que el programa de cómputo FRF trabaja en la suposición de un nivel mínimo de deformación del suelo, compararemos los valores de los períodos obtenidos mediante las dos formas.

La Tabla N° 6.1 muestra los resultados para los siete lugares donde se ha realizado la comparación, con los respectivos períodos obtenidos por ambos métodos y la amplificación máxima obtenida con el programa FRF.

Como se puede apreciar existe una buena correlación entre los períodos medidos por microtrepidaciones y aquellos que son el resultado del programa FRF el cual para el cálculo del período utiliza la fórmula:

$$T = \frac{4H}{V_s^*}$$

donde:

$$V_s^* = \frac{\sum h_{ivi}}{H_{total}}$$

Para algunos puntos analizados el período de microtrepidaciones considerado es un promedio de valores de períodos cercanos al lugar de interés. Por otro lado en algunos puntos hay una marcada diferencia, debido, probablemente a un modelo que no representa adecuadamente el perfil del suelo, por la dificultad para conocer las propiedades dinámicas de los estratos más profundos.

En algunos casos para efectos del cálculo del período usando el programa FRF hemos considerado el primer o segundo estrato de grava medianamente rígido como base. La Fig. N° 6.10 muestra la comparación entre los períodos medidos por microtrepidaciones y los calculados por análisis dinámico.

Respecto de la amplificación máxima, con esta muestra da valores excesivamente altos, del orden de 12 a 15 veces, debido a que el grado de amortiguamiento se ha

mantenido en 5%. Evidentemente esta amplificación disminuirá conforme aumente el amortiguamiento y disminuya el módulo cortante así como la velocidad de ondas de corte para deformaciones mayores.

6.13 ANALISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA DE LOS PERFILES MODELADOS

El análisis se realiza utilizando el programa PCSHAKE, que es una versión para computadoras personales del programa SHAKE descrito en 6.8.

Se ha trabajado con 4 perfiles representando los casos más desfavorables para Chorrillos y Barranco (excepto los Pantanos). No estamos trabajando con la zona de los pantanos por carecer de datos del perfil litológico en profundidad, aunque suponemos éste debe ser parecido al de la Asociación de Vivienda Los Incas.

Estos perfiles son:

1. Pozo U Asociación de Vivienda Los Incas. Chorrillos
2. Pozo R Urbanización La Campiña. Chorrillos.
3. Pozo T Escuela Técnica del Ejército. Chorrillos.
4. Talud Caja de Ahorros de Lima. Barranco.

Los valores de entrada para usar el programa SHAKE se dan en la Tabla N° 6.1.

En cuanto a los parámetros dinámicos de estos perfiles sólo contamos con los datos confiables de la Asoc. Pro-vivienda Los Incas cuyos parámetros como ya lo indicamos, los obtuvimos, por medio del ensayo de Refracción Sísmica. Para los otros perfiles hemos inferido unas velocidades de ondas de corte característica de acuerdo a la descripción del perfil litológico.

Los parámetros del suelo que sirvieron como datos de entrada para correr el Programa SHAKE, para los cuatro lugares analizados, se encuentran en el anexo VI-2.

Como señales de entrada en la base se han utilizado tres acelerogramas de movimientos fuertes cuyas características son:

SISMO	FUENTE	COMP	DURACION
17 OCT 1966	IGP	N08E	60seg
31 MAY 1970	IGP	L	40seg
03 OCT 1974	IGP	N82W	60seg

Todos ellos se han utilizado con un intervalo de digitización de 0.02 sg, tal como se encuentran en la cinta original.

De acuerdo al estudio de Peligro Sísmico (Cap III), se ha sometido los perfiles estratigráficos a 2 niveles de aceleración en la base. Uno que representa aproximadamente el nivel de aceleraciones esperado para un período de retorno de 475 años (Nivel A). Y el otro para un período de retorno de 1000 años (Nivel B).

Las curvas de variación del módulo cortante y amortiguamiento, con respecto a la deformación, que han sido empleadas, son las mismas que trae el programa SHAKE en el archivo MODDAMP se presenta en el Anexo VI-3, las cuales fueron propuestas por Seed e Idriss, 1970.

Estas curvas solo han sido modificadas para el caso de las gravas, material que no está considerado entre los tipo de suelo de MODDAMP, por lo cual de acuerdo a la compacidad de la grava se ha incrementado en un 30, 40 o 50% la curva de variación del módulo cortante para arenas, en base al estudio de Seed et al. (1984), que determina curvas de variación para el módulo cortante y el amortiguamiento de suelos gravosos. También de acuerdo con este estudio, se ha encontrado que la curva de variación del amortiguamiento para gravas es idéntica a la de las arenas considerada en MODDAMP, por lo cual esta última no ha sido modificada.

Los espectros de respuesta de aceleraciones y velocidades en la superficie, se han obtenido con un 5%

de amortiguamiento.

Los resultados de las aceleraciones en superficie obtenidas en el programa PCSHAKE para los cuatro lugares mencionados así como la amplificación de la aceleración ocurrida al atravesar los estratos de suelo que forman el perfil, se encuentran en las Tablas 6.2a, b, c, d, 6.5 y 6.6.

Asimismo, los estratos de suelo al ser sometidos a un movimiento sísmico, aparece un fenómeno de amortiguación el cual aumenta en mayor o menor grado dependiendo del tipo de suelo atravesado, (Fig. N° 6.5). A consecuencia de este amortiguamiento la velocidad con que la onda atraviesa el estrato disminuye, aumentándose de esta manera el período del suelo durante el movimiento sísmico. Estas razones de incremento las vemos en las Tablas 6.3a, b, c, d y 6.4 para los cuatro lugares analizados en los dos niveles de aceleración para cada sismo y en promedio respectivamente.

Luego de obtener las aceleraciones a nivel de la superficie, el programa SHAKE modela sistemas de un grado de libertad y nos da el espectro de aceleraciones para diseño.

Las figuras 6.11a, b, c, d y 6.12a, b, c, d, muestran los espectros de aceleraciones para la Asociación de

Vivienda Los Incas, Urb. La Campiña, Escuela Técnica del Ejército y Caja de Ahorros de Lima, bajo los niveles de aceleración máxima en la base de 0.30g (nivel A) y 0.40g (nivel B), respectivamente, (según estudio de Riesgo Sísmico, Cap. III). De estas figuras se observa que:

Para la Asociación de Vivienda Los Incas, la amplificación máxima promedio para el nivel A es de 3.5 veces, la cual corresponde a una aceleración máxima espectral de 1.10g que se produce para un período de 0.35sg. Existe un segundo pico de 0.58g. Para el nivel B es de 3.19 la cual se produce también para un período de 0.35sg y el segundo pico es de 0.61g.

En la Urbanización La Campiña la amplificación máxima promedio para el nivel A es 3.0 veces, cuya aceleración máxima espectral correspondiente es 0.62g lo cual se produce para un período de 0.15sg. Un segundo pico es de 0.52g. Para el nivel B es de 2.93 veces la cual se produce para un período de 0.15sg y cuya aceleración máxima es de 0.70g, el segundo pico es de 0.59g.

En el caso de la Escuela Técnica del Ejército la amplificación máxima promedio para el nivel A es de 3.12 veces la que corresponde a una aceleración máxima de 1.7g la que se produce para un período de 0.45g. Un segundo pico es de 1.50g. Para el nivel B la amplificación máxima es de 3.07 veces, la cual se produce para un período de

0.55sg y cuya aceleración máxima es de 2.07 veces, el segundo pico es de 1.57g.

Para la Caja de Ahorros de Lima, la amplificación máxima es de 2.6 veces y la aceleración máxima correspondiente es de 0.36g la que se produce a un período de 1.40sg. Existe un segundo pico de 0.34g. En el nivelB la amplificación es de 2.7 veces la cual corresponde a una aceleración máxima de 0.40g, la que se produce a un período de 0.56sg. Un segundo pico es de 0.39g.

Notamos una influencia de la frecuencia de la señal sísmica de entrada sobre los espectros para cada lugar. Así, las señales sísmicas con menor frecuencia (mayor período) generarán espectros con rangos de períodos más amplios.

SISMO	MSF(c/sg)
1966	7.33
1970	6.61
1974	5.35

De esta manera, al ser el sismo de 1974 de menor frecuencia, presentará un espectro más amplio en todos los casos, como podemos apreciarlo en las Figuras 6.11 y 6.12, siguiendo en orden de magnitud el sismo de 1970 y luego el de 1966.

Si apreciamos los espectros promedio normalizado (Figs. N° 6.13 y 6.14) de los cuatro lugares analizados notamos lo siguiente:

Los rangos de períodos mayores donde se produce amplificaciones se da para los lugares en los que del nivel del estrato base se pasa a una arcilla medianamente blanda a medianamente compacta y este rango se amplía aún más si el contraste de velocidades entre un estrato y otro es pronunciado.

De esta manera, el terreno de la Caja de Ahorros de Lima es el más deamplificado y presenta el mayor rango de períodos espectrales, le sigue el terreno de La Campiña. (Tabla N° 6.6).

Al incrementarse el nivel de aceleración de entrada el rango de períodos crece aún más y la amplificación espectral promedio disminuye.

Para el nivel A, correspondiendo a un período de retorno de 475 años que es el requerido por el Reglamento Nacional de Construcciones para el diseño de obras civiles, el rango de períodos para el que se produce amplificación es:

Escuela Técnica del Ejército, de 0 a 0.75 seg.

Asociación de Vivienda Los Incas y Urb. La Campiña,

de 0 a 1.4 seg.

- Caja de Ahorros de Lima, de 0 a 1.9 seg.

Con fines de diseño es más conveniente expresar estos períodos en un valor que represente el término de la platea de diseño. En este caso podría proponerse para los cuatro lugares que este período fuese de 1.1 seg. El Reglamento Nacional de Construcciones contempla 3 tipos de suelo en atención a su período T_s . Estos tipos son:

- Suelo Tipo I $T_s = 0.3$ sg.
- Suelo Tipo II $T_s = 0.6$ sg.
- Suelo tipo III $T_s = 0.9$ sg.

La propuesta anterior implica que habría que extender la platea de diseño para suelos tipo III hasta por lo menos 1.1 seg. o establecer un nuevo tipo de suelo Tipo IV, por lo menos en el caso de suelos como los de Chorrillos y Barranco.

6.14 CONCLUSIONES

- a) La amplificación espectral máxima disminuye al incrementarse el nivel de aceleración de entrada en la base.
- b) Los suelos blandos y las variaciones bruscas en los parámetros dinámicos de estratos consecutivos, generan deamplificaciones que se traducen en espectros con una gran platea abarcando períodos hasta de 1.9 segundos (Terreno de la Caja de Ahorros de Lima, Barranco).
- c) Los períodos fundamentales del suelo crecen para el nivel A entre 1.61 y 2.55 veces, cuando los perfiles son sometidos a movimientos fuertes, y para el nivel B entre 1.75 y 2.80 veces.
- d) La frecuencia de la señal de entrada influye sobre los espectros para cada lugar. Las señales sísmicas con menor frecuencia (mayor período) generarán espectros con rangos de períodos más amplios.
- e) Ya que la zona estudiada es errática, y existiendo varios perfiles litológicos con arcilla intermedia, se puede establecer como propuesta, para esta zona de Chorrillos y Barranco ampliar el ancho de la platea de diseño del actual Reglamento Nacional de Construcciones, estableciendo un nuevo tipo de suelo (Tipo IV).

ACELERACIONES MAXIMAS EN SUPERFICIE

TABLA N° 6.1a

ASOCIACION DE VIVIENDAS LOS INCAS		CHORRILLOS	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	0.34060	0.39407	
1970	0.31866	0.38927	
1974	0.28077	0.34205	

TABLA N° 6.1b

URBANIZACION LA CAMPIÑA		CHORRILLOS	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	0.20574	0.22589	
1970	0.18489	0.21493	
1974	0.23439	0.27339	

TABLA N° 6.1c

ESCUELA TECNICA DEL EJERCITO		CHORRILLOS	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	0.62132	0.73787	
1970	0.49093	0.56574	
1974	0.52622	0.71794	

TABLA N° 6.1d

CAJA DE AHORROS DE LIMA		CHORRILLOS	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	0.14705	0.14618	
1970	0.13309	0.13357	
1974	0.13734	0.15919	

INCREMENTO DEL PERIODO BAJO SISMOS DE ENTRADA

TABLA N° 6.2a

ASOCIACION DE VIVIENDA LOS INCAS		CHORRILLOS			
SISMO	NIVEL A		NIVEL B		
	T(seg)	RAZON	T(seg)	RAZON	
1966	1.07	1.53	1.14	1.63	
1970	1.09	1.56	1.23	1.76	
1974	1.22	1.74	1.31	1.87	
Val.prom	1.13	1.61	1.23	1.75	
T _{inicial} (seg) = 0.7					

TABLA N° 6.2b

URB. LA CAMPINA		CHORRILLOS			
SISMO	NIVEL A		NIVEL B		
	T(seg)	RAZON	T(seg)	RAZON	
1966	0.49	1.88	0.50	1.92	
1970	0.48	1.84	0.51	1.96	
1974	0.53	2.04	0.55	2.12	
Val.prom.	0.50	1.92	0.52	2.00	
T _{inicial} (seg) = 0.26					

TABLA N° 6.2c

ESCUELA TECNICA DEL EJERCITO		CHORRILLOS			
SISMO	NIVEL A		NIVEL B		
	T(seg)	RAZON	T(seg)	RAZON	
1966	0.59	2.57	0.62	2.70	
1970	0.55	2.39	0.60	2.61	
1974	0.62	2.70	0.71	3.09	
Val.prom.	0.59	2.55	0.64	2.80	
T _{inicial} (seg) = 0.23					

TABLA N° 6.2d

CAJA DE AHORROS DE LIMA		BARRANCO			
SISMO	NIVEL A		NIVEL B		
	T(seg)	RAZON	T(seg)	RAZON	
1966	0.70	1.67	0.72	1.71	
1970	0.72	1.71	0.73	1.74	
1974	0.76	1.81	0.78	1.86	
Val.prom.	0.73	1.73	0.74	1.77	
T _{inicial} (seg) = 0.42					

TABLA N° 6.3 PROMEDIO DEL INCREMENTO DEL PERIODO

LUGAR	NIVEL A	NIVEL B
ASOC. VIVIENDA LOS INCAS	1.61	1.75
URB. LA CAMPINA	1.92	2.00
ESC. TECNICA DEL EJERCITO	2.55	2.80
CAJA DE AHORROS DE LIMA	1.73	1.77

TABLA N° 6.4 AMPLIFICACION DE LA ACELERACION

LUGAR	NIVEL A	NIVEL B
ASOC. VIVIENDA LOS INCAS	1.31	1.57
	1.22	1.15
	0.85	1.12
	1.13	1.28
URB. LA CAMPINA	0.64	0.73
	0.82	0.88
	0.53	0.61
	0.66	0.74
ESC. TECNICA DEL EJERCITO	1.75	2.20
	2.10	2.04
	1.78	2.14
	1.87	1.93
CAJA DE AHORROS DE LIMA	0.38	0.43
	0.46	0.48
	0.43	0.48
	0.36	0.4

TABLA N° 6.5 AMPLIFICACION PROMEDIO DE LA ACELERACION

LUGAR	NIVEL A	NIVEL B
ASOC. VIVIENDA LOS INCAS	1.13	1.28
URB. LA CAMPINA	0.66	0.74
ESC. TECNICA DEL EJERCITO	1.87	1.93
CAJA DE AHORROS DE LIMA	0.36	0.40

ACELERACIONES MAXIMAS ESPECTRALES

TABLA N° 6.6a

ASOC. DE VIVIENDA LOS INCAS		CHORRILLOS	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	3.61	3.98	
1970	3.83	2.95	
1974	3.03	3.27	
Val. promedio	3.49	3.19	

TABLA N° 6.6b

URB. LA CAMPINA		CHORRILLOS	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	3.11	3.23	
1970	4.44	4.09	
1974	2.52	2.23	
Val. promedio	3.02	2.94	

TABLA N° 6.6c

ESCUELA TECNICA DEL EJERCITO		CHORRILLOS	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	2.82	2.98	
1970	4.28	3.61	
1974	3.38	2.98	
Val. promedio	3.12	3.07	

TABLA N° 6.6d

CAJA DE AHORROS DE LIMA		BARRANCO	
SISMO	AMPLIFICACION MAXIMA		
	NIVEL A	NIVEL B	
1966	2.58	2.94	
1970	3.46	3.59	
1974	3.13	3.02	
Val. promedio	2.60	3.18	

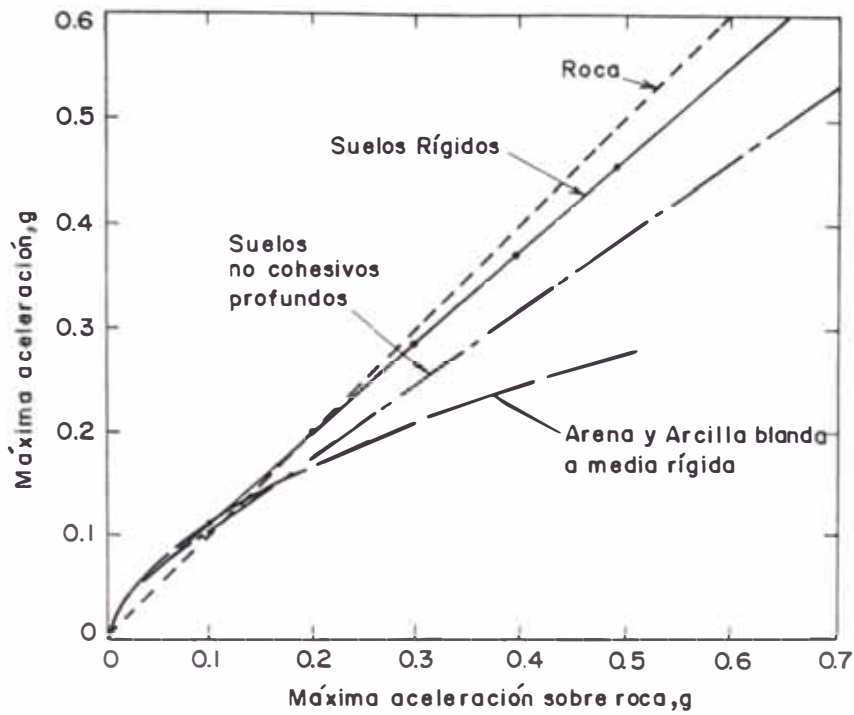


Fig. 6.1. Relaciones aproximadas entre Aceleraciones máximas sobre roca y condiciones locales (Seed e Idriss, 1983)

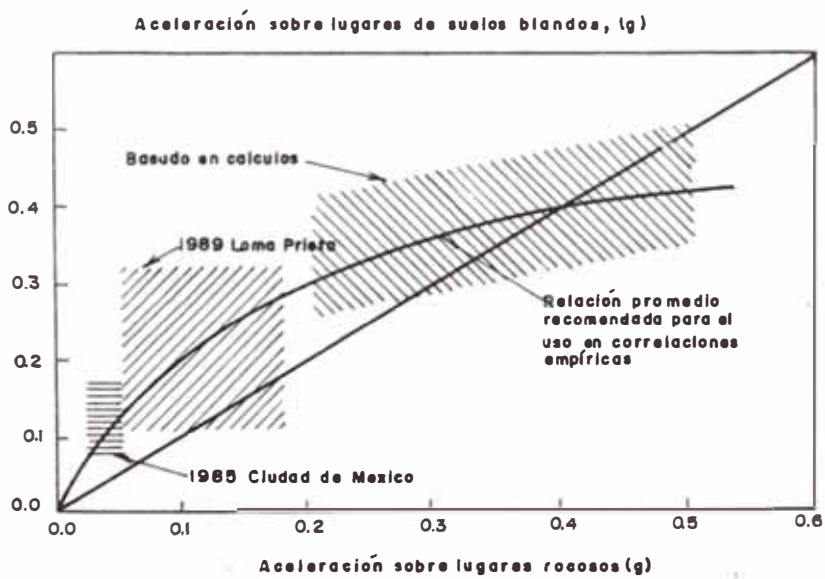


Fig.6.2. Variación de aceleraciones sobre roca vs sobre suelo blando (after Idriss 1,990)

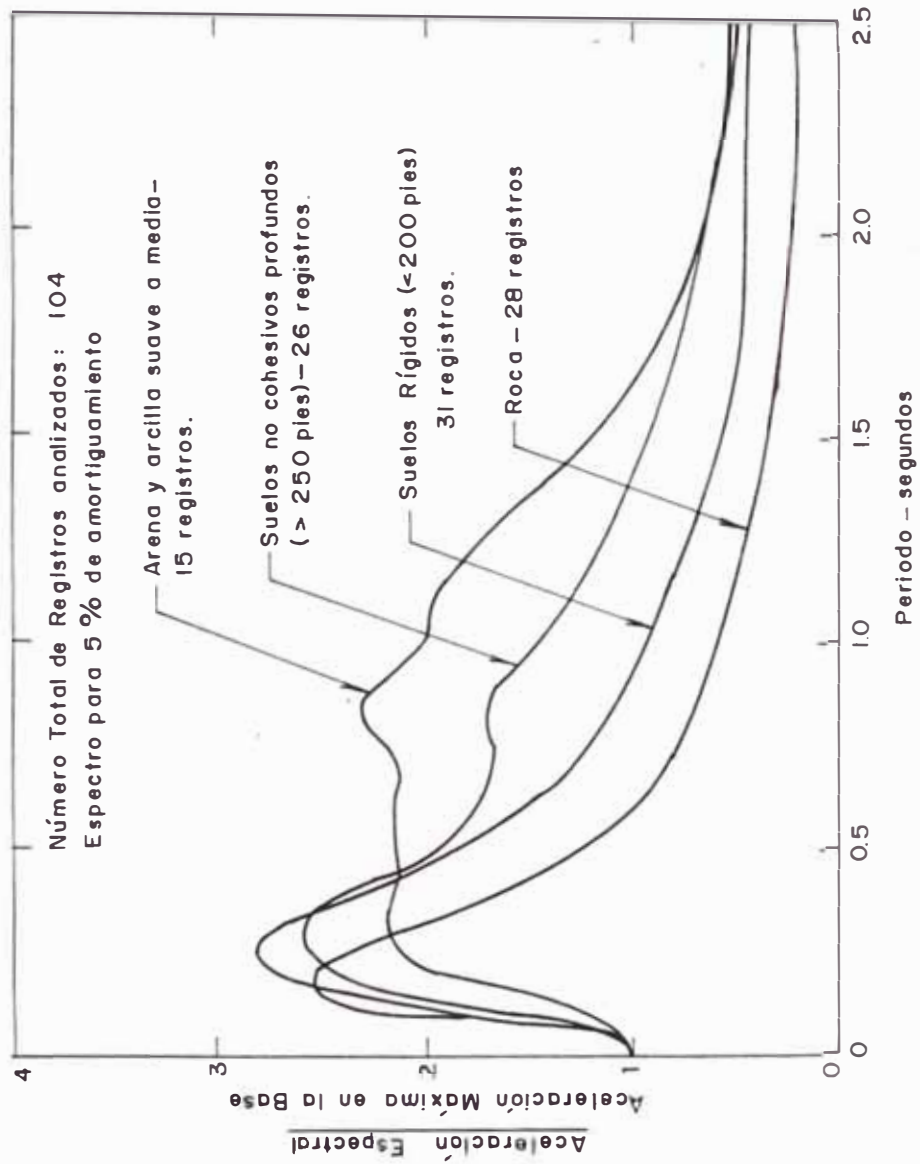


Fig. 6.3.- ESPECTROS PROMEDIO PARA DIFERENTES SUELOS. Ref. (Seed.1987)

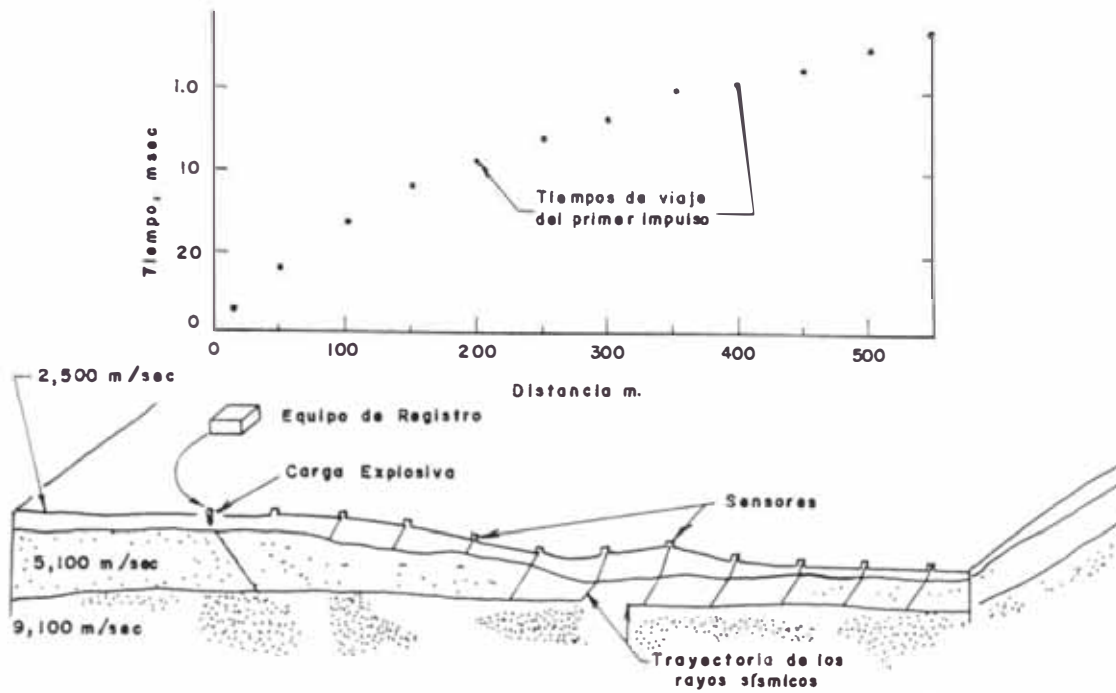


Fig. 6.4. Esquema del ensayo de Refracción Sísmica

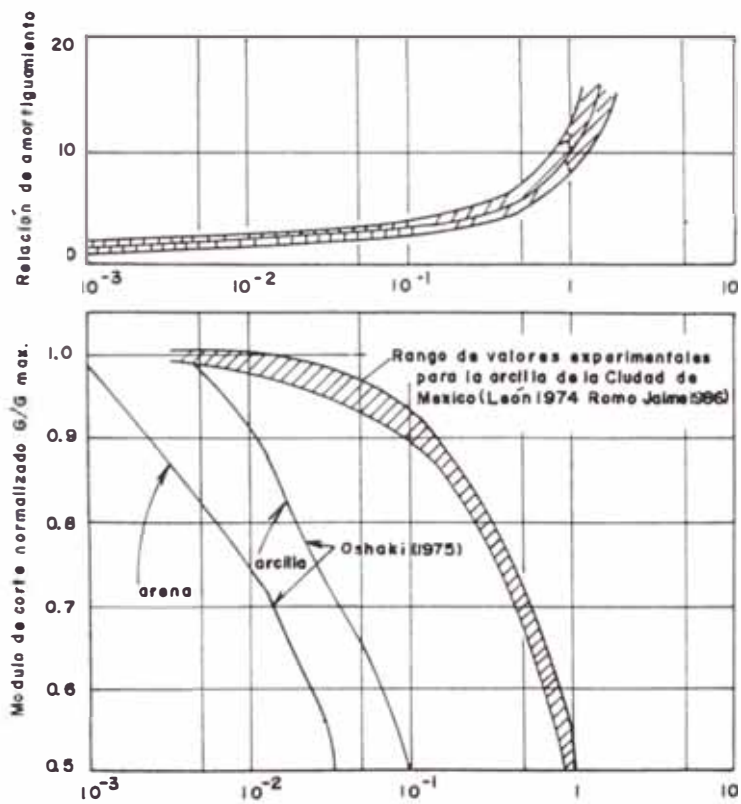


Fig. 6.5. Relaciones de Amortiguamiento y modulo de corte Normalizado dependiente de la deformación

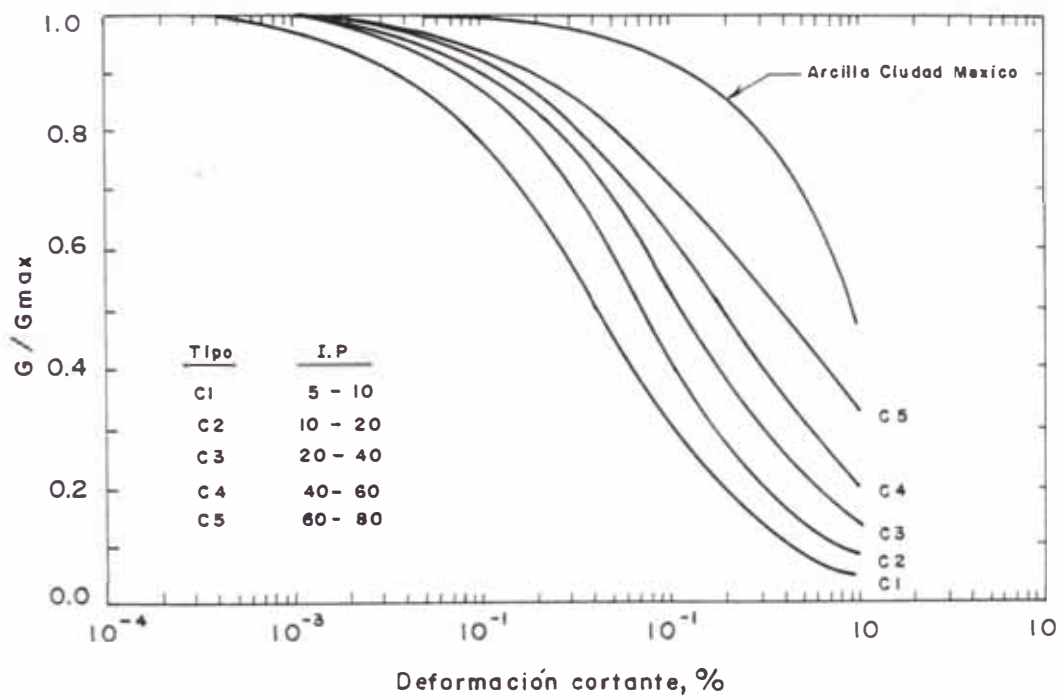


Fig. N° 6.6_Deformación cortante vs Reducción del Módulo de Corte Normalizado (Sun et al, 1988)

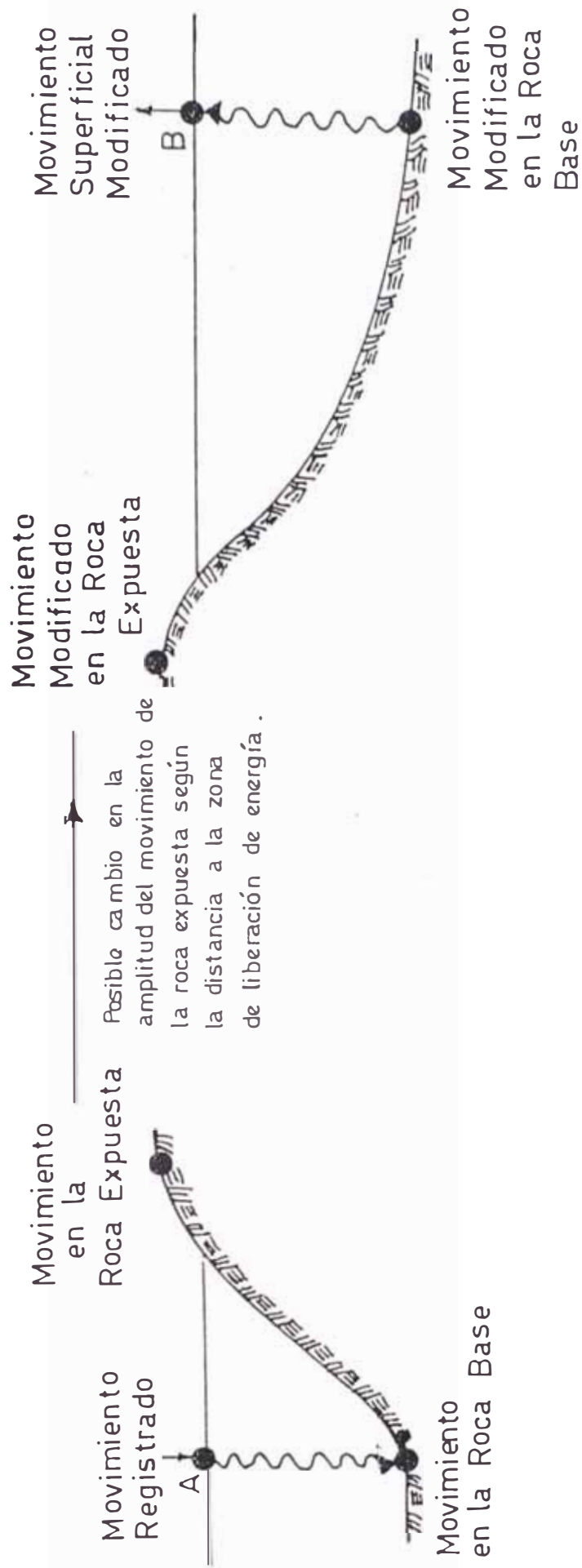


Fig. 6.7.- ESQUEMA DEL PROCESO PARA EVALUAR LOS EFECTOS LOCALES DEL SUELO.

Ref. (Schnabel et al., 1972)

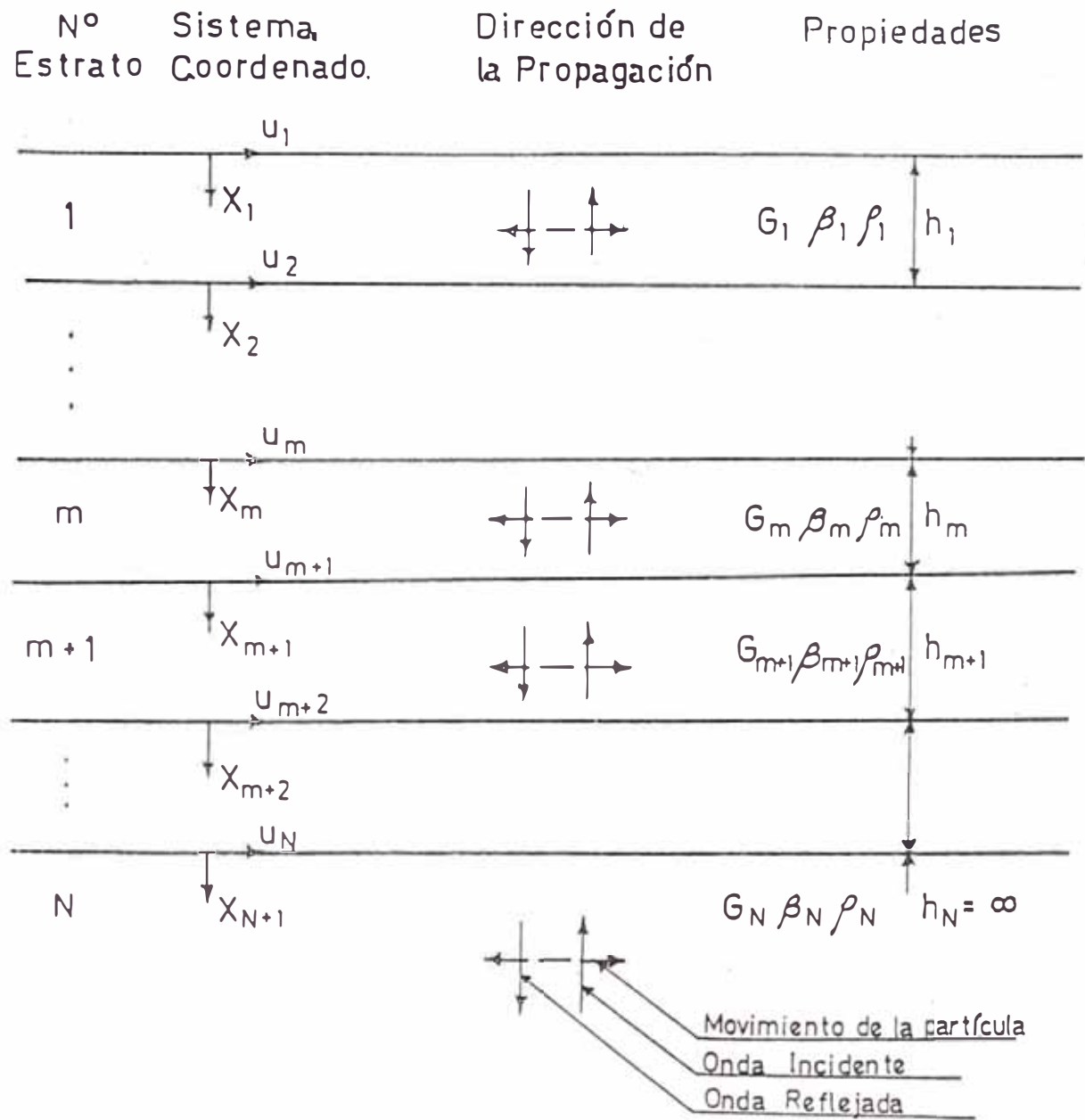


Fig. 6.8. — SISTEMA UNIDIMENSIONAL
Ref. (Schnabel et al, 1972)

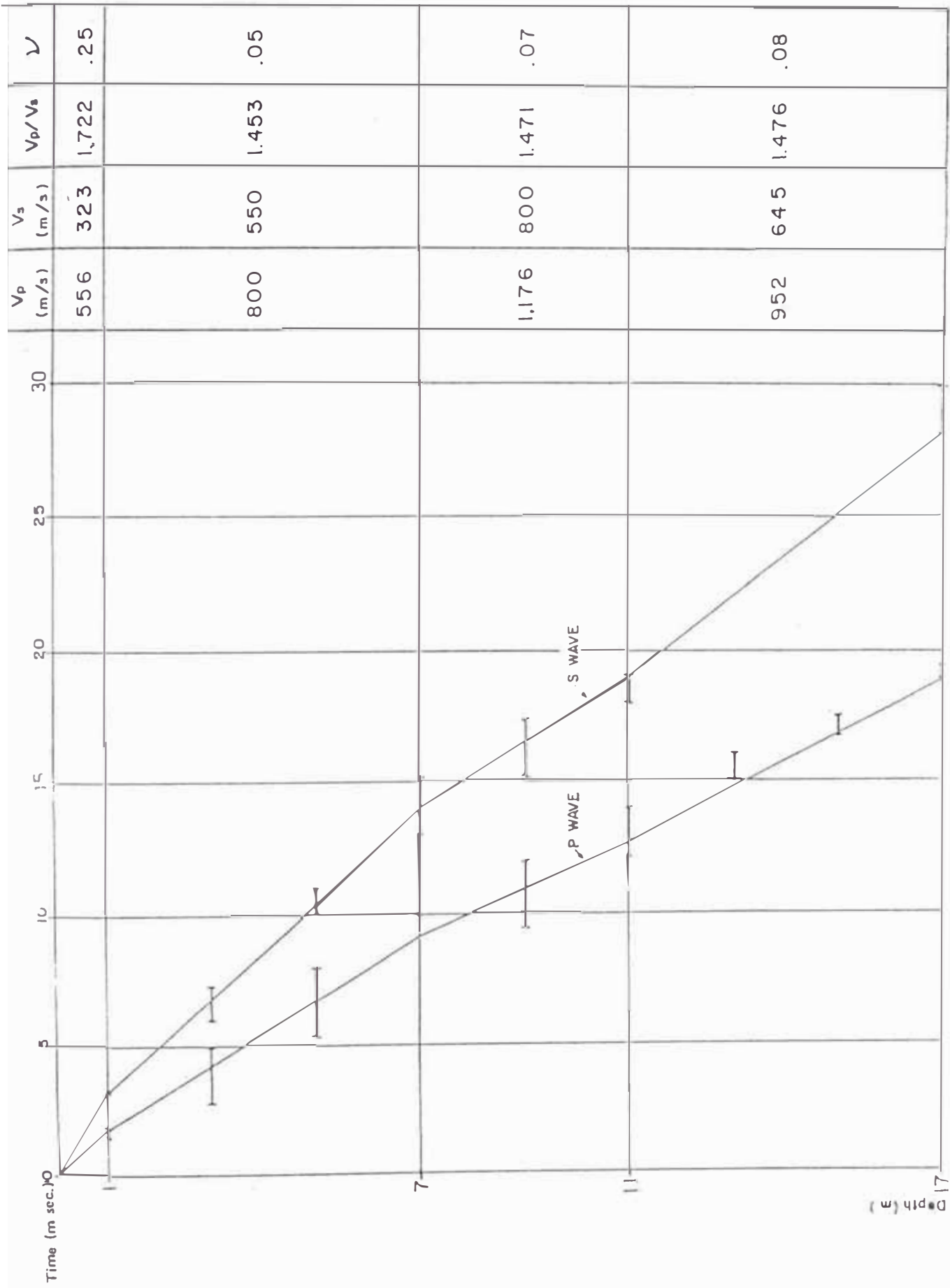


FIG. 6.9. — ENSAYO DOWN-HOLE EN EL CENTRO DE LIMA.

Prof. Donato et al 1980

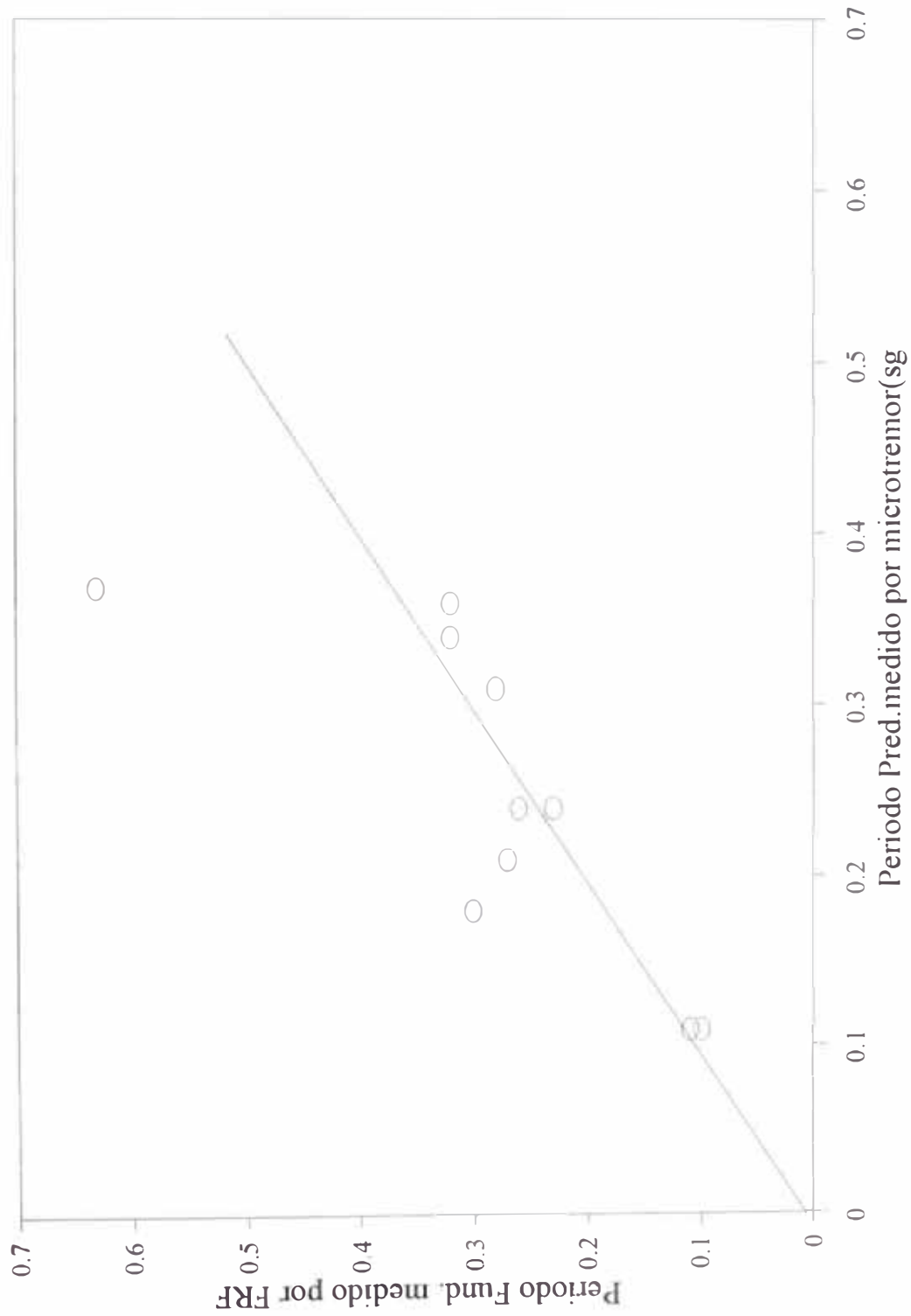


Fig. N° 6.10 Comparación de Períodos Medidos por Microtrepidaciones y calculados usando el Programa FRF

ESPECTRO DE ACELERACIONES

La Campina - acel. base = 0.3g = 5%

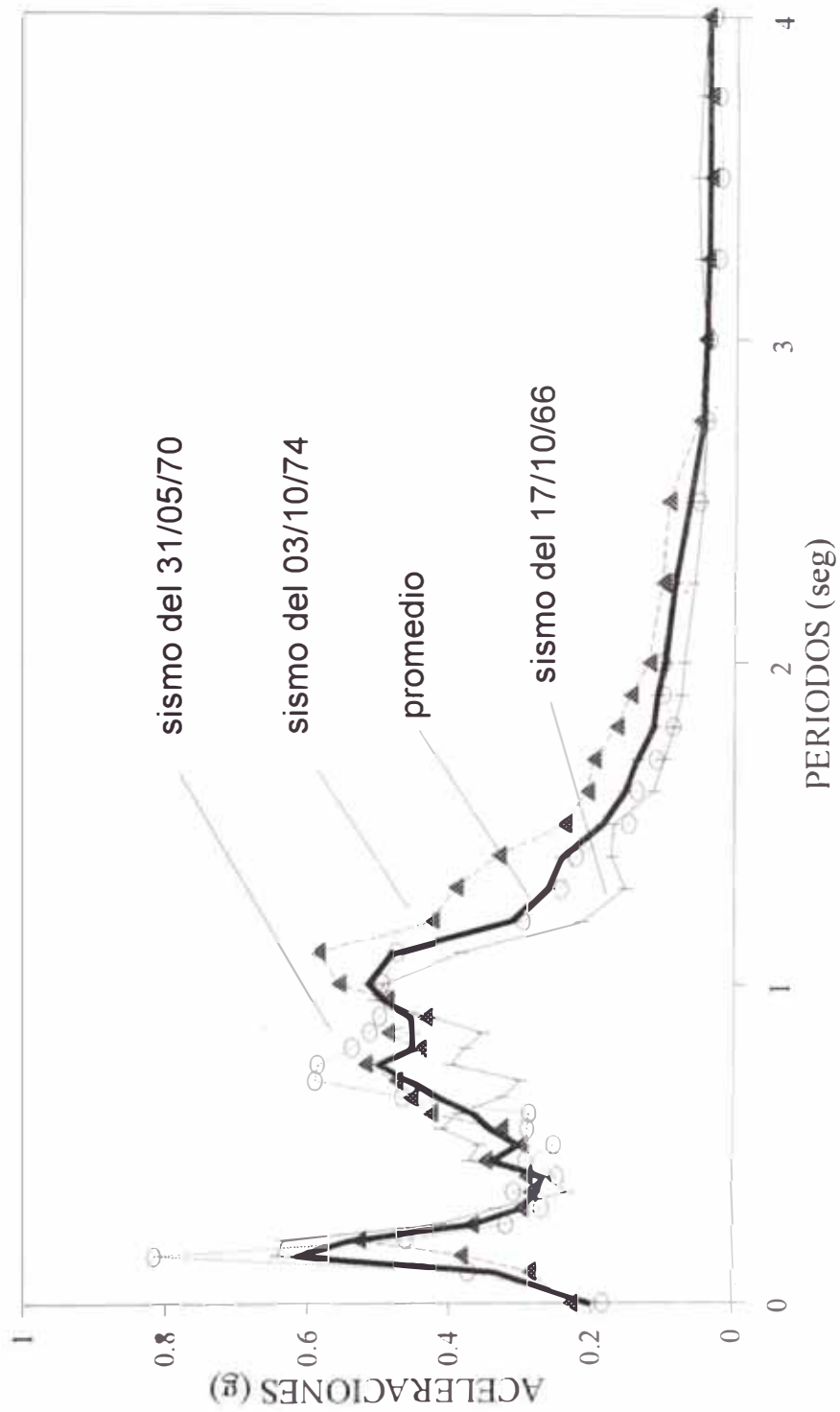


Fig. 6. 11 a

ESPECTRO DE ACELERACIONES

Esc. Tec. Ejercito - acel.base=0.3g =5

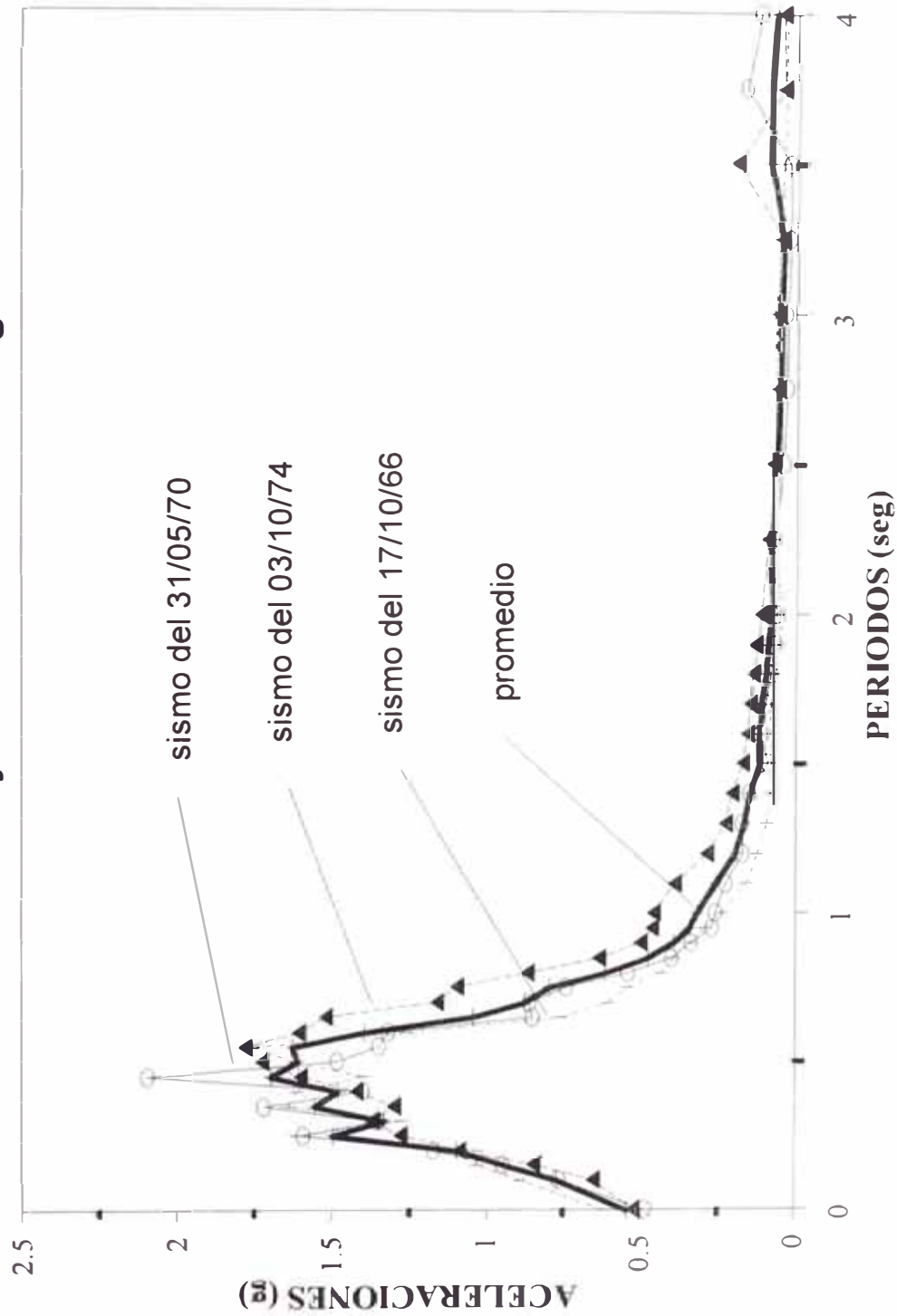


Fig. 6.11 b

ESPECTRO DE ACELERACIONES

Asoc. Viv. Los Incas-acel.base=0.3g =5%

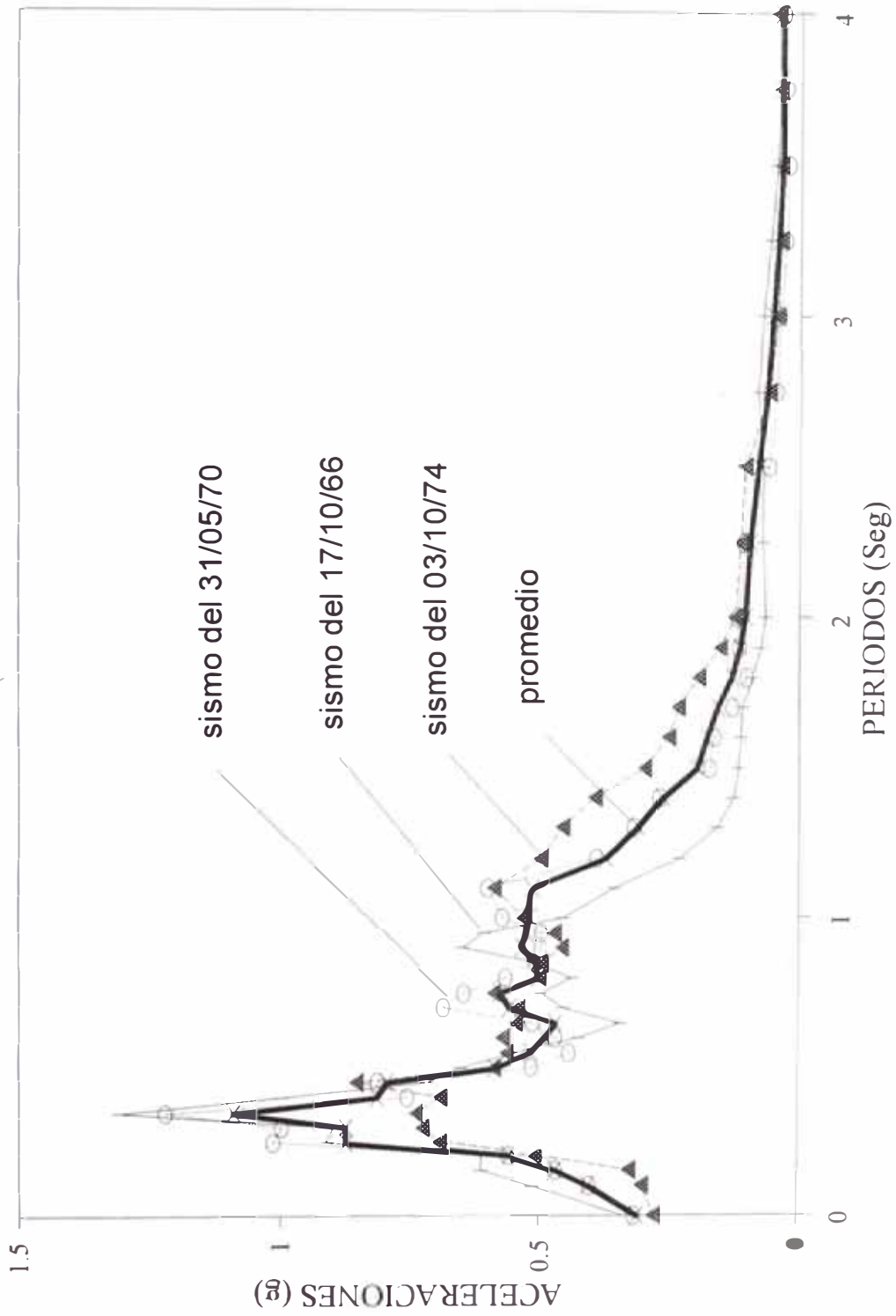


Fig. 6.11 c

ESPECTRO DE ACELERACIONES

Caja Ahorros Lima-acel.base=0.3g =5%

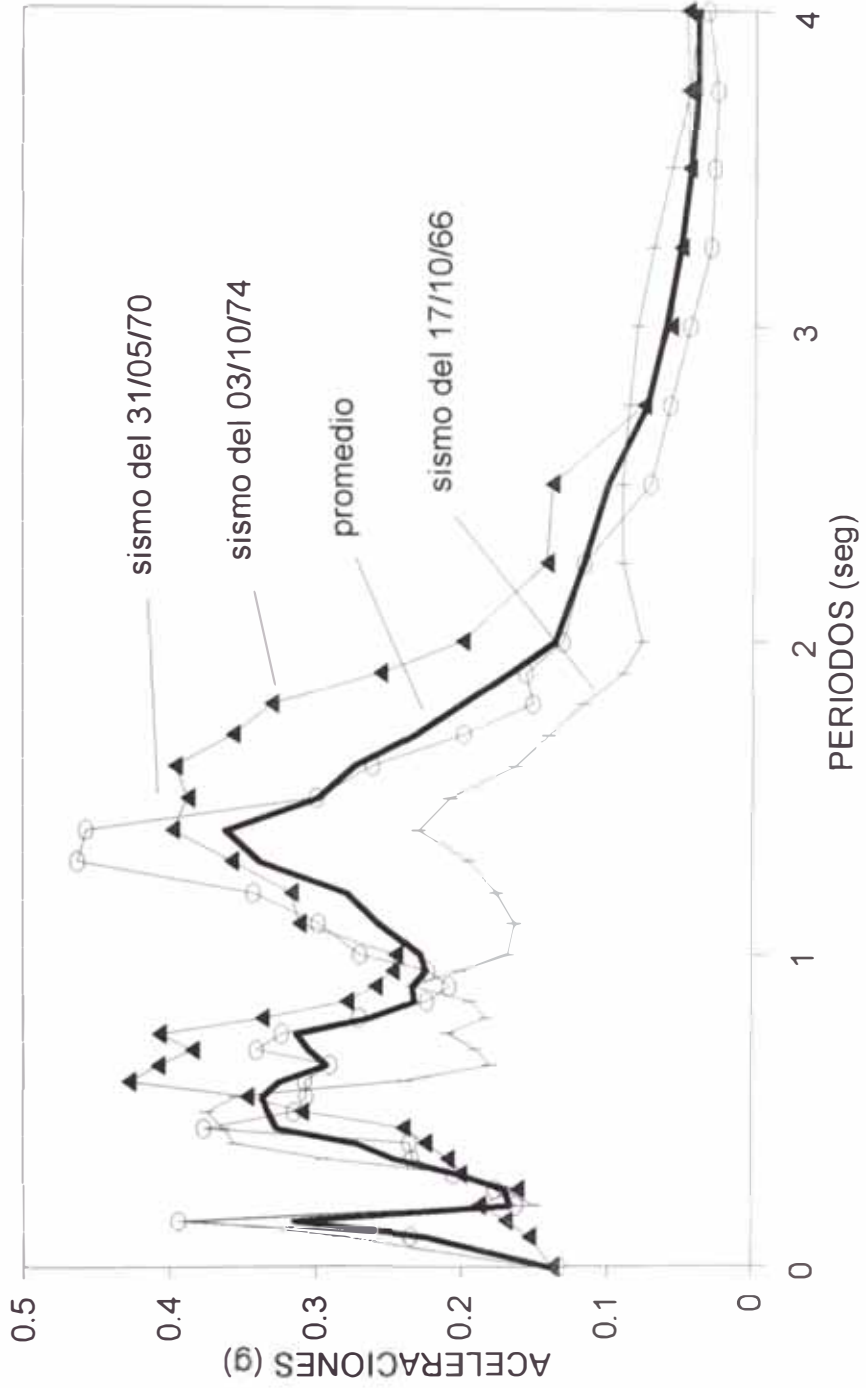


Fig. 6.11 d

ESPECTRO DE ACELERACIONES

La Campina - acel. base = 0.4g = 5%

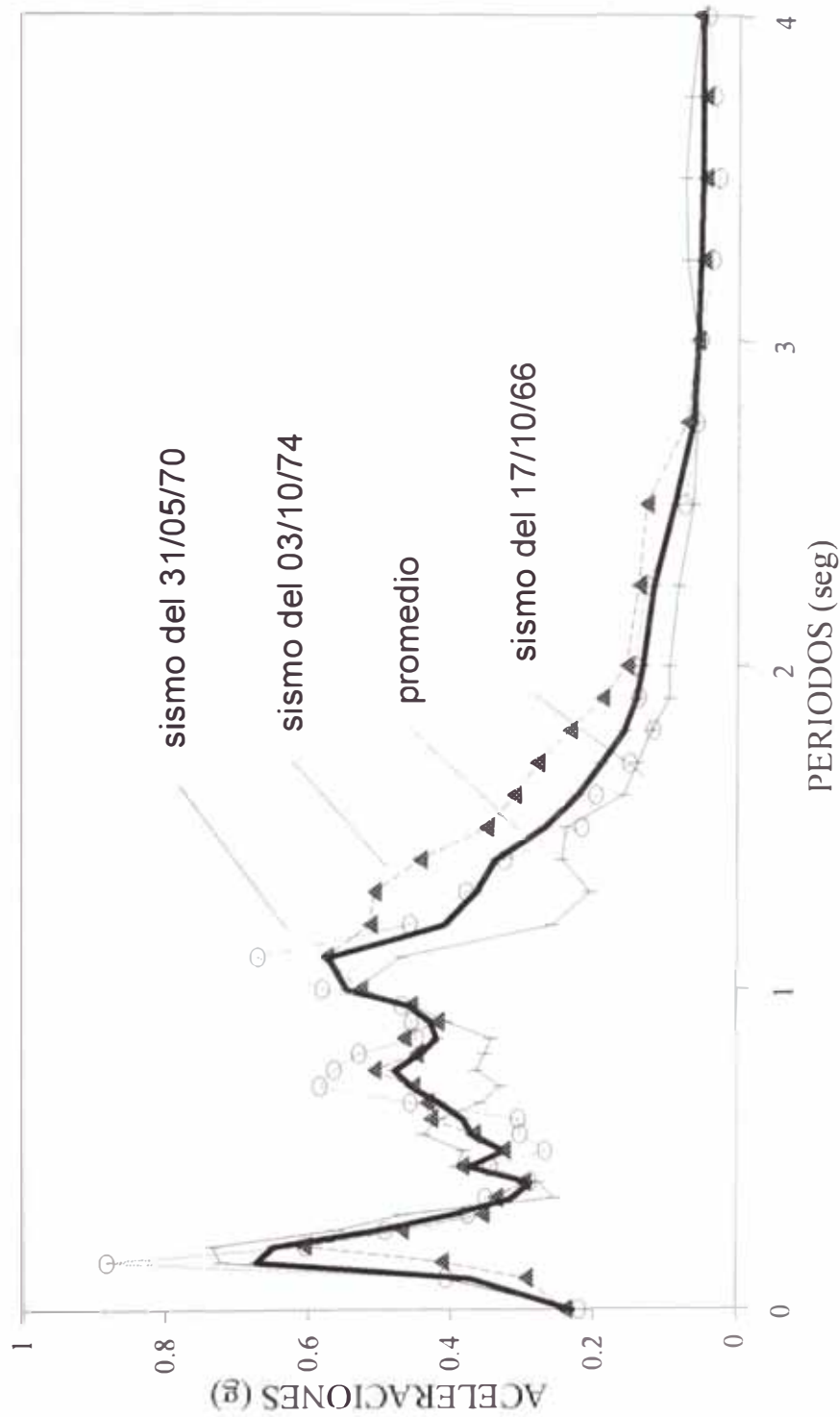


Fig. 6.12 a

ESPECTROS DE ACELERACIONES

Esc. Tec. Ejercito - acel.base=0.4g =5

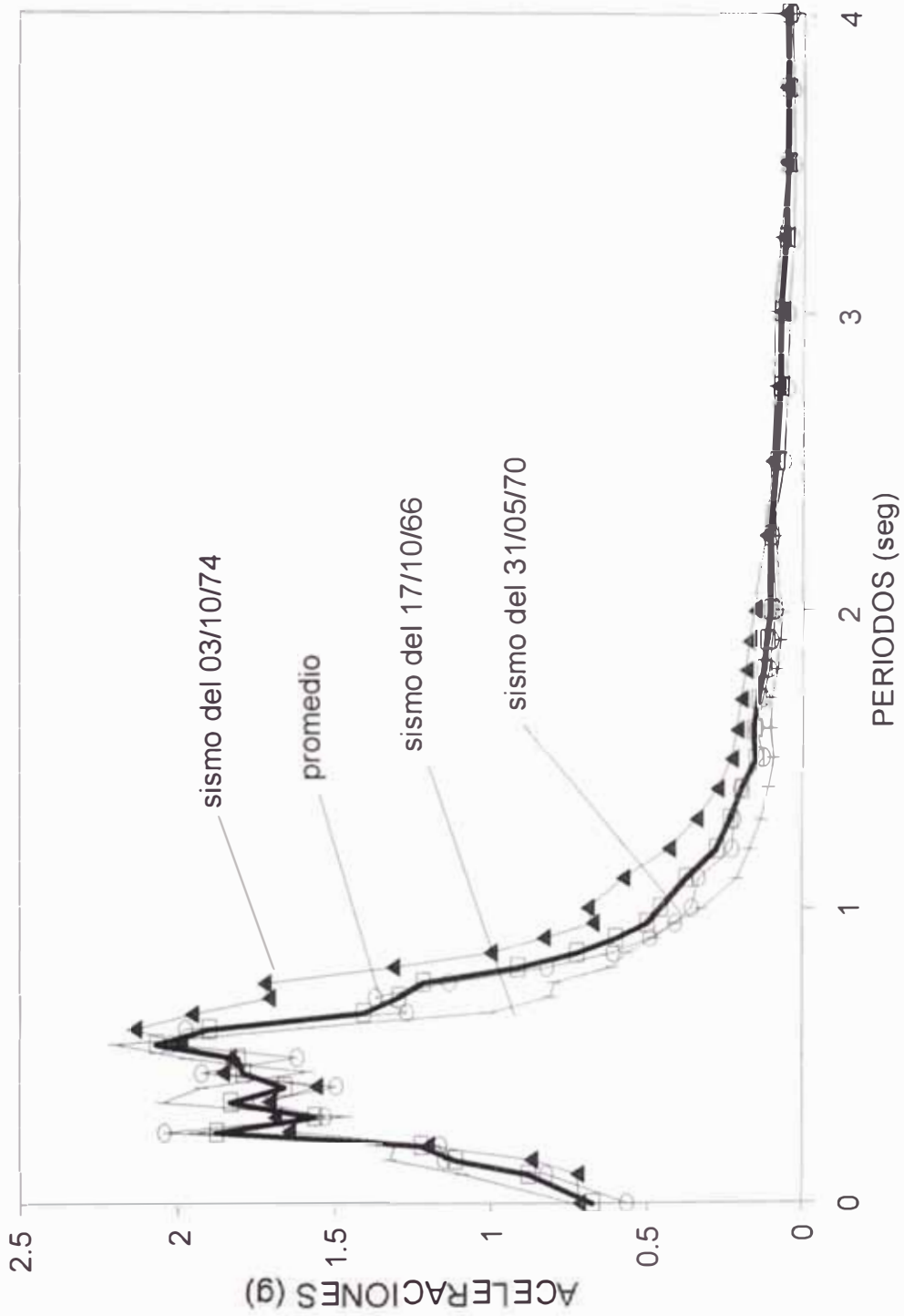


Fig. 6.12 b

ESPECTRO DE ACELERACIONES

Asoc. Viv. Los Incas-acel.base=0.4g =5

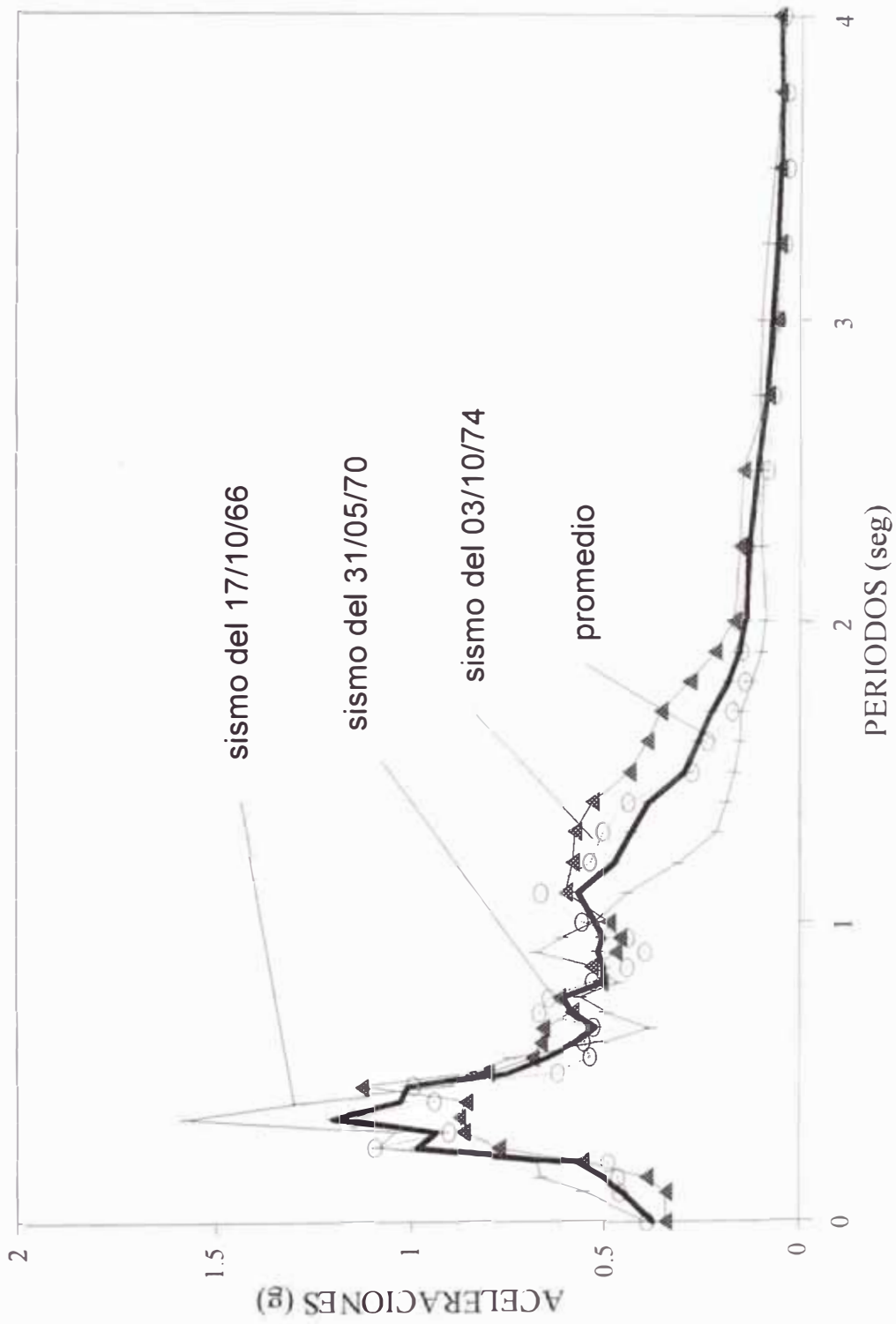


Fig. 6.12 c

ESPECTRO DE ACELERACIONES

Caja Ahorros Lima- $accel.base=0.4g = 5\%$

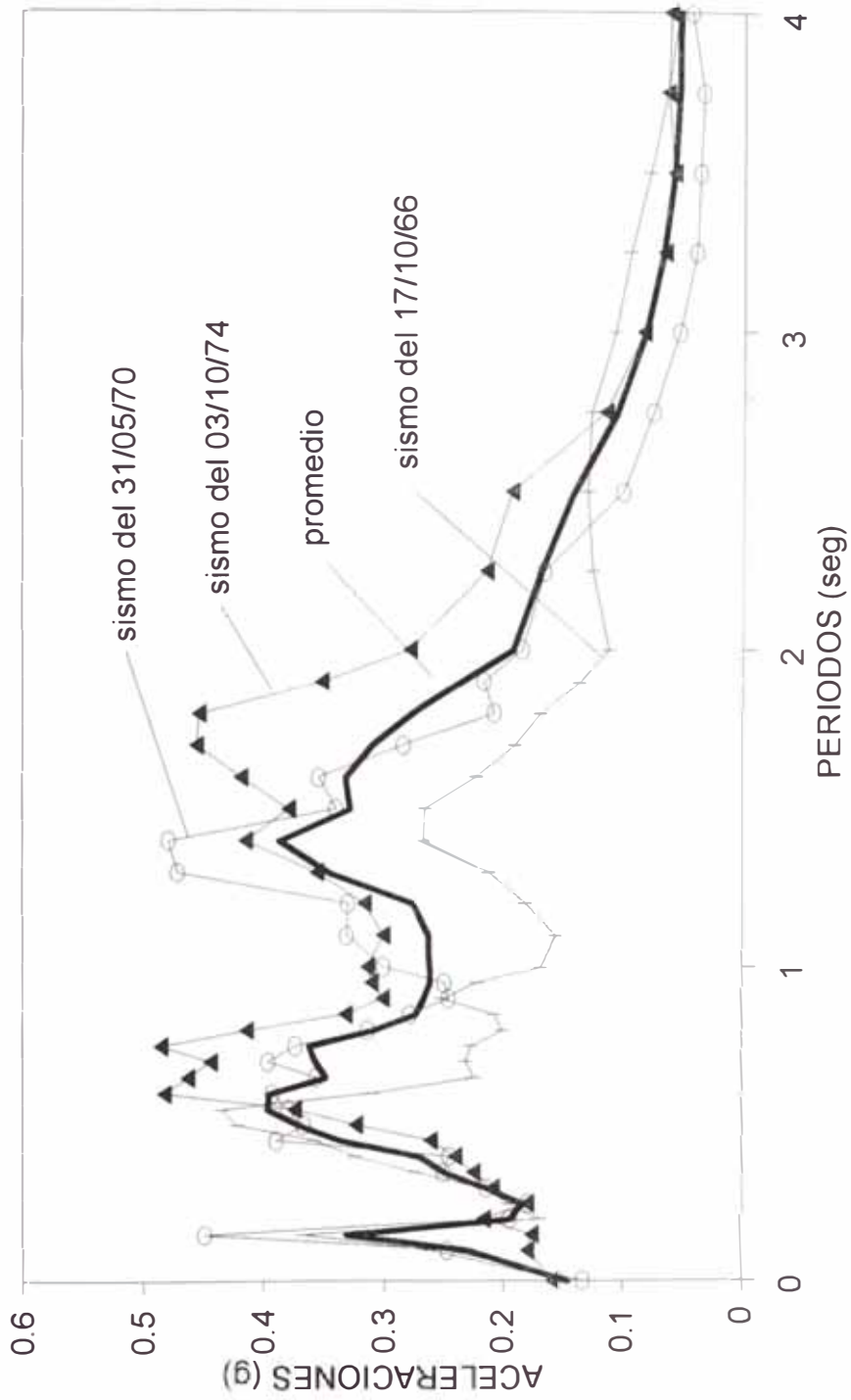


Fig. 6.12 d

ESPECTROS NORMALIZADOS DE ACELERACIONES

Aceleracion base = 0.3g = 5%

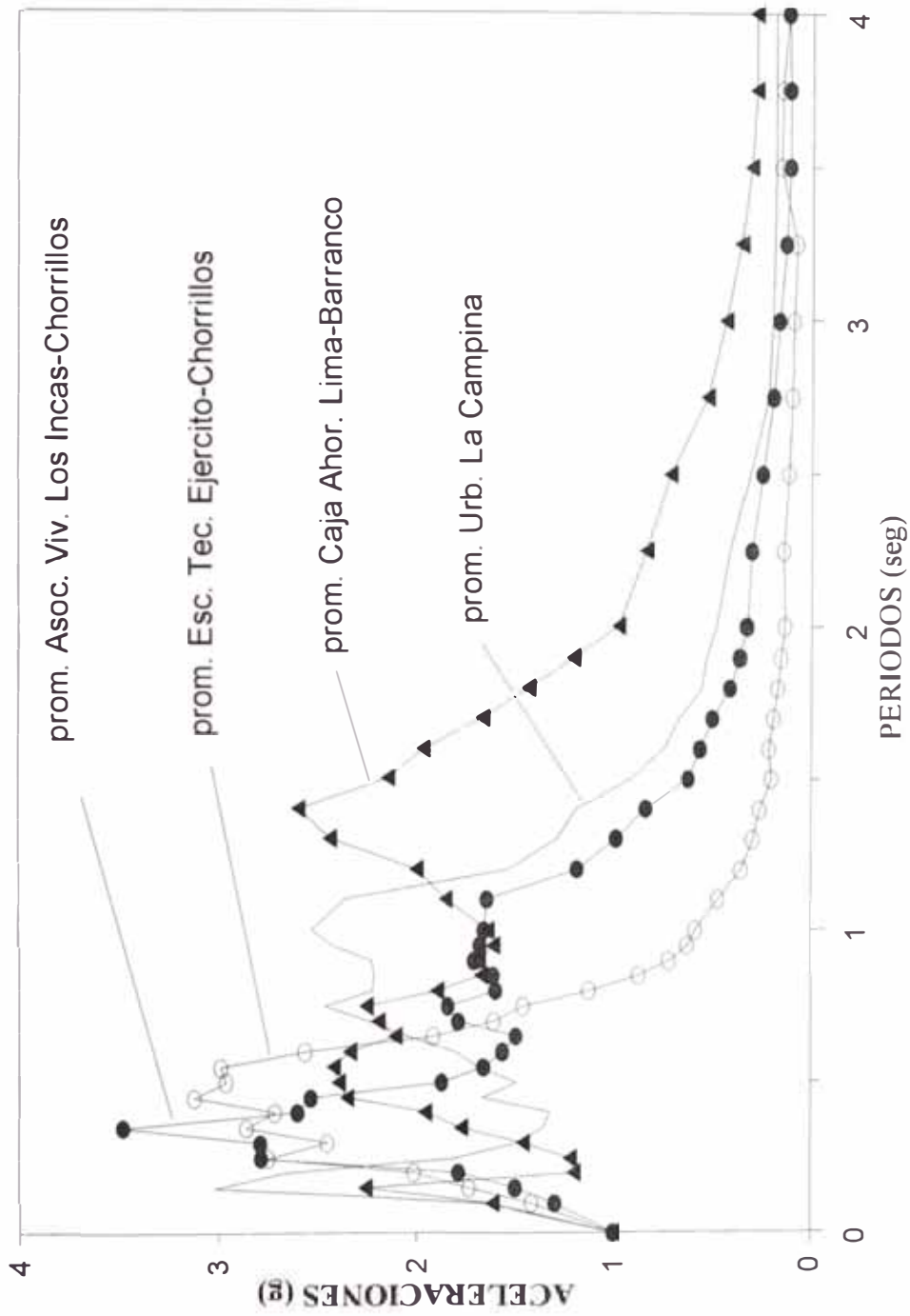


Fig. 6.13

ESPECTROS NORMALIZADOS DE ACELERACIONES

Aceleracion en la base = $0.4g = 5\%$

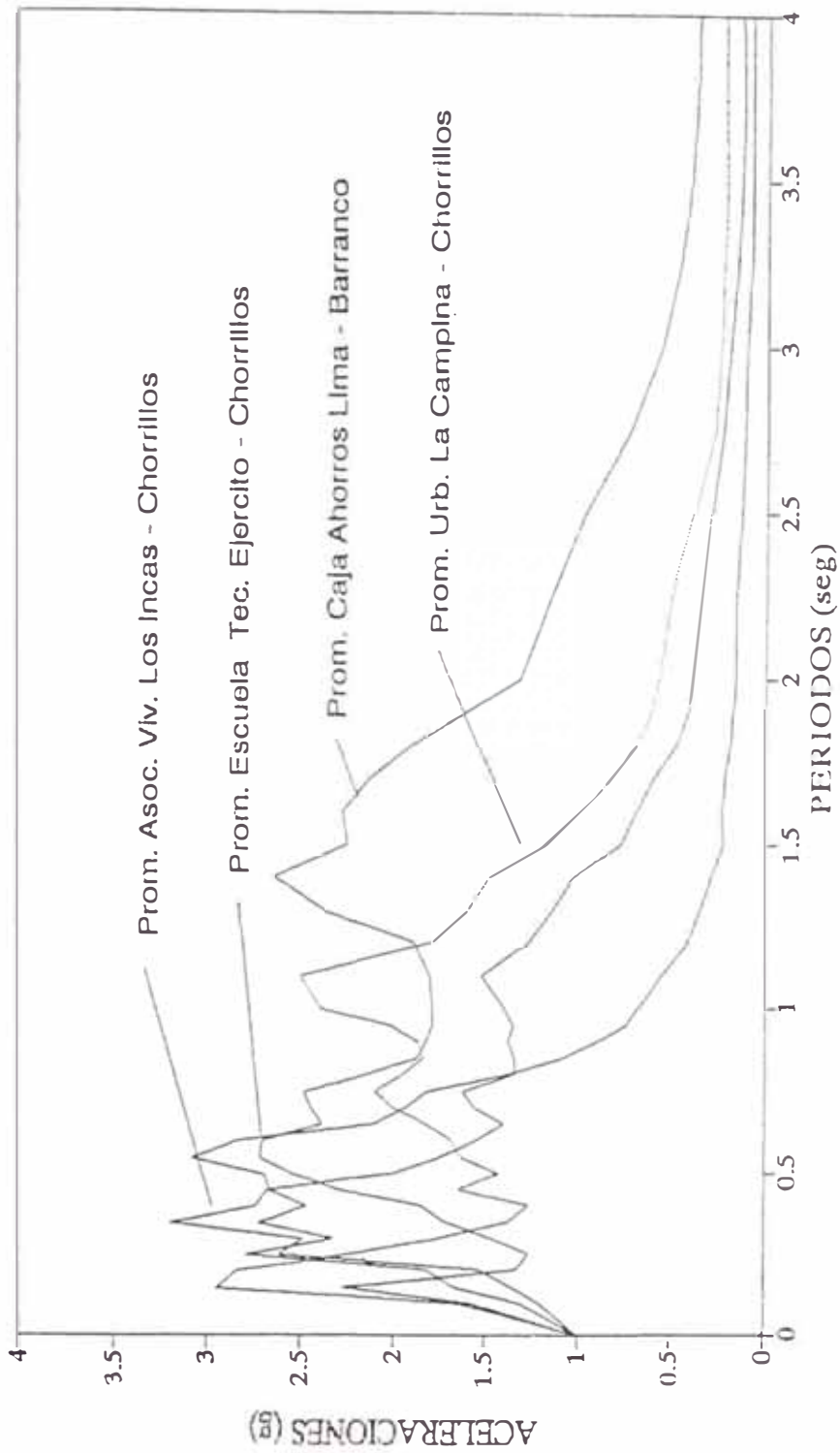


Fig. 6.14

CAPITULO VII

.1 CONCLUSIONES

El terreno aluvial de Lima está constituido por un horizonte superior altamente permeable y otro inferior con mayor proporción de sedimentos finos. Las ciudades de Chorrillos y Barranco se encuentran ubicadas sobre el cono aluvial del río Rímac, presentando un conjunto de formaciones y unidades estratigráficas bien definidas, siendo las más recientes arenas eólicas, playas y terrazas.

La influencia de las fallas existentes en la región, afectan el relieve topográfico, presentándose por este fenómeno quebradas, cuellos y escarpas a lo largo de ellas. El rasgo más marcado es el denominado "Cuello de Villa", el cual divide la zona estudiada en dos sectores.

Los pantanos presentados en la zona de Villa, Chorrillos, se deben al afloramiento de agua subterránea. Estos están siendo contaminados por el vertido de elementos de origen orgánico con residuos sólidos y desagües.

Los sismos en el área de estudio, al igual que en casi

todo el territorio peruano se concentran en el mar, paralelos a la costa. Se aprecia la subducción de la placa de Nazca, ya que hacia el continente la profundidad focal de los sismos aumenta.

A partir del sismo de 1940, se empieza a entender que los problemas locales del suelo pueden ser la causa de la diferencia en intensidades entre zonas vulnerables, tales como Chorrillos, Barranco, La Molina y el Callao, respecto al centro de la ciudad de Lima. Los estudios de los sismos de 1966 y 1974 encuentran ya una definitiva correlación entre los altos niveles de intensidad y la presencia de áreas que tienen condiciones de suelos desfavorables. Se han determinado intensidades hasta de IX MM para estos lugares, en tanto que el centro de Lima presenta intensidades promedio de VII MM.

La información instrumental para Lima y por lo tanto para el Perú, es escasa. Para Lima, de los 10 acelerogramas disponibles, 9 han sido registrados sobre sedimento aluvional compuesto por materiales gruesos y densos, y sólo uno, en La Molina, ha sido registrado sobre un limo arcilloso. Recién hace algunos años el CISMID ha instalado una red acelerográfica en todo el Perú con el que se quiere superar esta deficiencia.

Para la ciudad de Lima, la aceleración máxima corregida registrada es de 269.3 cm/seg^2 para el sismo de 1966.

Los últimos sismos que afectaron la ciudad de Lima (1940, 1966 y 1974) ocasionaron la destrucción de muchas edificaciones en los distritos de Chorrillos y Barranco. En los dos últimos sismos se reportaron derrumbes y deslizamientos a lo largo de los acantilados, notándose mayores efectos en las zonas de contacto, cercanas al Morro Solar.

La evaluación del Peligro Sísmico se realizó usando el programa de cómputo RISK, y utilizando las fuentes sismogénicas de Castillo (1994). Para un sismo de diseño se considera una aceleración efectiva de 0.3g y para un sismo extremo la aceleración efectiva es de 0.40g.

Se distinguen dos sectores topográfica e hidrológicamente diferentes: Sector Villa y Sector La Campiña. El primero casi al nivel del mar (0 - 16msnm) y el segundo (20 - 35msnm) formando los acantilados de la Costa Verde.

Geotécnicamente podemos apreciar cuatro zonas. Las tres primeras se ubican en el Sector Villa y la última involucra todo el sector de La Campiña.

La zona I presenta arenas y arenas limosas (algo arcillosas), medianamente densas, con nivel freático

variable, desde muy superficial en la zona de playa a muy profundo en las laderas de los cerros. Cerca al mar la presencia de sales oscila entre 200 y 2000, ppm lo cual ocasionaría un daño leve al concreto de la cimentación.

En la zona II predominan limos y arcillas orgánicas de consistencia blanda, olor fétido, con espesores entre 0.75 a 2.00m, con alto contenido de humedad. Subyaciendo a estos suelos, se ubican arenas finas de color gris oscuro, con mal olor y limos orgánicos, con regular porcentaje de sales (1800 ppm) aumentando en dirección al mar. El nivel freático varía entre 1.0 y 3.5m.

Para cimentaciones superficiales se debe considerar $q_a = 1.0 \text{ a } 3.50 \text{ Kg/cm}^2$. Para cimentaciones profundas la profundidad de rechazo oscila entre 5 a 9m, siendo la capacidad admisible variable.

La zona III está constituida en su mayor parte por suelo turboso, olor fétido y con intercalaciones de arena limosa. A los 6 - 7 m encontramos arena compacta gris oscura (la misma de la zona II). Presenta gran afloramiento de sales. El nivel freático se presenta en algunos casos como espejo de agua y en otros al nivel de la superficie del terreno hasta 0.50m. No es recomendable construcción alguna sobre esta área.

La zona IV presenta un perfil de suelo errático, existiendo estratificación cruzada. Se observan estratos

de espesor y profundidad variables de arcilla y limos, con intercalaciones de arena fina limosa. La presencia de caliches aislados es notoria en todo el perfil. Para cimentaciones superficiales la capacidad portante puede considerarse entre 0.6 - 0.7 kg/cm². Y para cimentaciones profundas 3.0 - 5.0 kg/cm², cimentando sobre la grava.

Los taludes presentados desde Barranco hasta el Morro Solar en Chorrillos se presentan en general estáticamente estables, habiendo pequeños derrumbes, en su mayoría ocasionado por filtraciones.

Considerando el criterio anterior la mayoría de los taludes analizados son estables, los taludes más críticos los tenemos en el Jr. Junín cuadra 2 (Talud Inferior) donde la aceleración crítica, para un factor de seguridad estático igual a 1.0, es 0.06g. Asimismo, en la esquina del Malecón Souza con el Jr. Tweddle, también en el talud inferior, donde la aceleración crítica es 0.10g. El talud inferior en el Jr. Domeyer presenta un $K_c = 0.12g$.

En cuanto a la estabilidad dinámica en la actualidad no existe una correlación clara entre la aceleración sísmica crítica de un análisis pseudo estático como es el que realiza el programa de cómputo SARMA y magnitudes y/o intensidades sísmicas. Algunos especialistas toman como valor crítico $K_c = 0.15g$ para los taludes de los acantilados de Lima.

Las microtrepidaciones son una herramienta muy útil en la Microzonificación Sísmica, pues proveen una evaluación a nivel global de las condiciones dinámicas del subsuelo en una extensa superficie del terreno. En el Perú existe una buena correlación entre los períodos medidos y los suelos encontrados. De igual forma en el presente trabajo encontramos, esta correlación.

Así, en la zona I caracterizada en general por rocas, gravas, suelos areno-limosos medianamente densos poco profundos, el 67% de los períodos medidos oscilan entre 0.08 y 0.15 seg. El 13% de los períodos medidos en la zona I oscilan entre 0.6 y 0.30 seg.

La zona II, caracterizada en general por suelos arcillosos, limosos y arcillosos orgánicos, tiene el 67% de los períodos medidos oscilando entre 0.31 y 0.50 seg. Un 20% tiene períodos en el rango 0.26 - 0.30 seg.

La zona III está conformada por turbas y suelos pantanosos; sus períodos son mayores que 0.50 sg.

En la zona IV, por ser errática, sus períodos varían en un rango bien amplio que va desde 0.08 a 0.35 seg. Los períodos más bajos se presentan cercanos a los cerros del Morro Solar (0.08 - 0.25sg) y los más altos (0.25 - 0.35 sg) en el centro de esta zona, en los terrenos de

la Escuela Técnica del Ejército, donde encontramos limos, arenas y arcillas sin ningún orden ni arreglo y con estratificación cruzada.

Los períodos de vibración del suelo son los valores mínimos esperados durante la ocurrencia de un evento sísmico. Es decir, los períodos de vibración del suelo durante un sismo probablemente son algo mayores.

Las microtrepidaciones son útiles también para determinar las velocidades de ondas de corte de los suelos.

El período natural del suelo de los acantilados se ven incrementados por la componente E-O (dirección al mar).

Existe una buena correlación entre los períodos medidos por microtrepidaciones y aquellos calculados por el programa de cómputo FRF que calcula la Función de Respuesta para un rango de frecuencia de 10 Hz, para pequeñas deformaciones.

En el análisis dinámico para deformaciones mayores usando el programa de cómputo PCSHAKE, notamos que la amplificación espectral máxima disminuye al incrementarse el nivel de aceleración de entrada en la base. La frecuencia de la señal de entrada influye sobre los espectros para cada lugar. Las señales sísmicas con menor frecuencia generan espectros con mayor rango de períodos.

Los suelos blandos generan espectros con una gran platea, abarcando períodos hasta de 1.9 seg. (terreno de la Caja de Ahorros de Lima, Barranco).

Dado que la zona en estudio es errática y existiendo varios perfiles litológicos con estratos de arcilla intermedia, se puede establecer como propuesta para esta zona de Chorrillos y Barranco ampliar el ancho de la platea de diseño del Reglamento Nacional de Construcciones, estableciendo un nuevo tipo de suelo (Tipo IV).

7.2 RECOMENDACIONES

El problema de inestabilidad de taludes en los acantilados es latente y hasta que no se haga un estudio de los parámetros de las gravas que conforman el talud, una distancia de 200m de retiro (Martínez et al 1981) debería respetarse.

Se hacen necesarias normas y control sobre las áreas verdes, conexiones de redes de desagües y cómo prever las filtraciones que pueden modificar el comportamiento de las estructuras y su interacción con el suelo.

Una política de drenaje en el tercio inferior del talud y una reducción de filtraciones en el tercio superior es

una buena previsión.

Evitar que progrese la erosión de las cárcavas con muros, etc., es un buen tratamiento, así como eliminar y no permitir rellenos de basuras en sus cavidades.

Así mismo, el uso del talud "Costa Verde", debe tender a reducir las alturas del talud por terracinas a fin de aumentar la estabilidad y disminuir el riesgo potencial de la zona (Martínez 1981).

Recopilar mayor información geotécnica de los estudios de Mecánica de suelos con fines de cimentación, las cuales se encuentran en manos de instituciones públicas y privadas, con el propósito de tener un mejor conocimiento de las condiciones del subsuelo.

Realizar investigaciones con equipos de mayor magnitud en los suelos gravosos, para tener parámetros más confiables y trabajar con métodos más rigurosos, tanto para modelar taludes y verificar su estabilidad, como para realizar modelamientos dinámicos y estudiar las amplificaciones sísmicas.

Realizar ensayos directos para la determinación de la velocidad de ondas de corte de los suelos, tales como Refracción Sísmica, PS-Well Logging, etc, equipos con que cuenta el CISMID cuyos resultados permitirán obtener

modelos dinámicos más precisos.

Con los parámetros dinámicos obtenidos como producto de los futuros ensayos citados líneas arriba, realizar el análisis dinámico en muchos más lugares de la zona estudiada, con el objeto de proponer finalmente espectros de respuesta normalizados, que conduzcan a modificar el Reglamento Nacional de Construcciones, en cuanto a los factores de diseño sísmico se refiere.

Estos mismos análisis dinámicos realizarlos con versiones más modernas del SHAKE como es el caso del SHAKE91 comparando resultados y analizando las diferencias, si las hubiere y familiarizarnos más con este tema tan poco estudiado de la amplificación dinámica en perfiles de suelos heterogéneos.

Investigar sobre la naturaleza de la forma de los Espectros de Fourier proporcionados por las microtrepidaciones, ya que éstas pueden brindar mayor información sobre la estratigrafía del terreno.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS:

- 1.- Aguilar, Z., (1992), "Peligro Sísmico. Estudio de Factibilidad de la Central Termoeléctrica a Gas Natural y Edificio de ElectroPerú", CISMID-UNI.
- 2.- Alva, J., (1989), "Diseño de Cimentaciones Superficiales", Seminario Aplicaciones de la Ingeniería Geotécnica en Obras Civiles, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 3.- Alva, J., Meneses, J., Parra, D. y Huamán, C. (1990), "Red Nacional de Acelerógrafos del CISMID y Procesamiento de Acelerogramas Registrados", VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Piura, Perú.
- 4.- Arce, J., (1987), "Importancia de las aguas subterráneas para el Abastecimiento a la ciudad de Lima". Simposio de Hidrogeología, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 5.- Bolt, B., (1981), Terremotos, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.
- 6.- Bustamante, A. (1993), Características Geotécnicas del Subsuelo de Iquitos , Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 7.- Casaverde, L. (1979), "Riesgo Sísmico del Departamento de Lima", Publicación DI-80-02, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- 8.- Castillo, J. (1994), "Peligro Sísmico en el Perú", Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 9.- Castro, L. (1969), "Geología de Lima y Vecindades", Anexo, I Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Lima, Perú.
- 10.- Diaz, J. (1990), "Estabilidad de Taludes", Diseño de Presas de Tierra. CISMID-UNI, Lima, Perú.
- 11.- Fernández Concha J. (1958), "Geología del Morro Solar", Boletín de la Sociedad Geológica del Perú, Tomo 33, Lima, Perú.
- 12.- García E. (1984), "Análisis de Estabilidad Estática y Dinámica de los Acantilados de Lima, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 13.- Huamán C. (1991), "Microzonificación Sísmica de La Punta y el Callao", Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 14.- Humala G. (1982), "Ensayo de Corte Directo In Situ en Lima", IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Lima,

Perú.

- 5.- IDESUNI (1988), "Plan de Ecodesarrollo de Chorrillos" Universidad Nacional de Ingeniería, Lima Perú.
- 6.- Kanai, K., (1957), "The Requisite Conditions for the Predominant Vibration of ground", Earthquake Research Institute, Tokio, Japan.
- 7.- Kanai, K., and Tanaka, T. (1961), "On Microtremor VIII", Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol 39, pp 94-104, Tokio, Japan.
- 8.- Kanai, K., Tanaka, T., Morishita, T. and Osada, K. (1966), "Observación of Microtremors XI", Earthquake Research Institute, Vol. 44, pp. 1297-1333, Tokio, Japan.
- 9.- Lambe W. y Whitman V. (1969), Instituto Tecnológico de Massachussetts, Estados Unidos.
- 0.- Lara J. (1994), Microzonificación Sísmica de las ciudades de Moyobamba, Rioja y Soritor, Lima, Perú.
- 21.- Lisson, C. (1907), citado por Martínez (1975), "Contribuciones al conocimiento de la Geología de Lima y Alrededores", Lima, Perú.
- 2.- Lisson, C. (1939), citado por Martínez (1975), "Geología", Geodinámica Externa, Lima, Perú.
- 3.- Lisson, C. (1939), citado por Martínez (1975), "Esquema Geológico de los alrededores de Lima", Museo de Historia Natural Javier Prado, Lima, Perú.
- 4.- Macharé, J. (1979), Investigaciones sobre la Geología del Cuaternario en la Costa de Lima", Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.
- 5.- Martínez, A. (1978), "Aspectos Geotécnicos de los Suelos de Lima", II Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Arequipa, Perú.
- 26.- Martínez, A. y Teves, N. (1966), " Estudio de Investigación sobre los Acantilados desde La Punta hasta el Morro Solar".
- 27.- Meneses J. (1991) "Ensayos de Prospección Sísmica", Seminario- Taller de Dinámica de Suelos, CISMID-UNI, Lima, Perú.
- 28.- Palacios M., Caldas V. y Churchil V. (1992), "Geología de los cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica.
- 29.- Robertson, P. y Campanella, R. (1983), "Interpretation of cone Penetration Test Part I. Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 718-733.
- 30.- Sanglerat, G. (1977), "The static-dynamic penetrometer and

its uses".

Schmertman, J. (1970), "Cone Penetration Test". U.S. Department of transportation, Washington.

- 32.- Terzaghi y Peck (1967). "Soils Mechanics in Engineering Practice", New York.
- 33.- Tokeshi, J. (1990), "Microtrepidaciones en las ciudades de Cusco y Tacna, Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- 34.- Tokeshi, Salinas, Alva (1993) "Estudio de Microtrepidaciones en la Ciudad de Mendoza, Argentina", INPRES.
- 35.- Vesic, A. (1973), "Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales", Revista Ingeniería, Vol. XLIII N° 1, Mexico D.F.
- 36.- Yuta, C. (1966), "Experiencias con Exploración Geofísica en la Provincia de Lima", I Convención Nacional de Mecánica de Suelos, Lima, Perú.