

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



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

INFORME DE INVESTIGACION

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE LA CIUDAD DE TALARA

**Autora Ing. Dina Tang Montane
Supervisado por Dr. Jorge Alva Hurtado**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES

SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



Informe de Investigación

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE LA CIUDAD DE TALARA

Por:

ING. DINA TANG MONTANE

Supervisado por:

DR. JORGE ALVA HURTADO

LIMA PERU

1992

SUMARIO

El presente trabajo titulado Características Geotécnicas de la ciudad de Talara, tiene la finalidad de conocer las diferentes propiedades geotécnicas del suelo de la ciudad y diferenciar los tipos de suelos especiales, así como también establecer las áreas relacionadas a cada problema especial de cimentación.

En el capítulo I se hace referencia a las características físicas de la ciudad de Talara, involucrando las disciplinas de Topografía, Geología, Geomorfología y Sismicidad. En el aspecto geológico se presenta la descripción de cada una de las formaciones geológicas, indicando su ubicación dentro de la ciudad. Asimismo se presenta brevemente la geomorfología local. Se muestra la secuencia de sismos ocurridos hasta el año 1988, los cuales han sido seleccionados del Catálogo Instrumental de Terremotos para América del Sur (CERESIS) con una magnitud superior a 5 Mb. Se ha realizado una evaluación del riesgo sísmico para la ciudad de Talara, revisando estudios anteriores y analizando los resultados obtenidos con el programa de cómputo RISK.

En el Capítulo II se presenta la relación de estudios geotécnicos recopilados y los trabajos de exploración de campo realizados para este estudio. La ciudad ha sido dividida preliminarmente en siete sectores para una mejor evaluación, asimismo se muestran los trabajos de campo y laboratorio para cada uno de ellos, indicándose sus características geotécnicas.

En el Capítulo III se hace un reconocimiento de los principales problemas de cimentación que afectan la ciudad de Talara. Se presenta una breve descripción de cada uno de ellos. Los tipos de suelos que se distinguen son: Suelos colapsables, suelos expansivos y suelos susceptibles al fenómeno de licuación. Asimismo se muestran los resultados de los análisis de licuación, indicándose las zonas más probables para su ocurrencia. Finalmente se hace una propuesta de la zonificación geotécnica de la ciudad de Talara.

En el Capítulo IV se explica en mayor detalle los orígenes y los factores que contribuyen a la evolución de los problemas de cimentación citados en el capítulo anterior. Asimismo se mencionan los daños ocasionados a las viviendas cimentadas tanto en suelos expansivos como en suelos colapsables. Finalmente se presentan sugerencias de diseño para la cimentación sobre estos suelos.

Finalmente en el Capítulo V se presentan las conclusiones y recomendaciones a las que se llega en este estudio.

INDICE

-INTRODUCCION	Pag. 1
- CAPITULO I GENERALIDADES	
1.1 Aspectos Generales.	3
1.2 Topografía.	3
1.3 Geología.	4
1.4 Geomorfología.	6
1.5 Sismicidad.	6
1.5.1 Riesgo Sísmico	8
1.5.2 Revisión de Estudios de Riesgo Sísmico Realizados anteriormente.	9
1.5.2.1 Peligro Sísmico en la Región de Piura.	9
1.5.2.2 Zonificación Sísmica del Perú.	10
1.5.3 Evaluación del Riesgo Sísmico en Talara.	10
1.6 Conclusiones.	11
- CAPITULO II INVESTIGACION GEOTECNICA	
2.1 Introducción.	33
2.2 Recopilación de Estudios.	33
2.3 Exploración de Campo.	33
2.3.1 Exploración de campo para este estudio.	33
2.3.2 Calicatas.	34
2.3.3 Ensayos de Penetración Estándar.	35
2.4 Ensayos de Laboratorio.	36
2.4.1 Ensayos Estándar.	36
2.4.2 Ensayos Especiales.	36
2.4.2.1 Ensayos de consolidación.	36
2.4.2.2 Ensayos de colapso.	36
2.4.2.3 Ensayos de Expansión.	37
2.4.2.4 Ensayos de Corte Directo.	37
2.4.2.5 Gravedad Específica.	37
2.4.2.6 Análisis Granulométrico-Hidrómetro.	37
2.4.2.7 Contracción.	37
2.5 Evaluación de los Ensayos de Campo y de Laboratorio.	37
2.6 Conclusiones.	41
-CAPITULO III ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE TALARA	
3.1 Introducción.	81
3.2 Reconocimiento de los problemas de cimentación en la ciudad de Talara.	81
3.3 Zonificación de la ciudad de Talara.	82
3.4 Conclusiones.	86
-CAPITULO IV PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACION EN LA CIUDAD DE TALARA	
4.1 Introducción.	95
4.2 Suelos Licuables.	95
4.2.1 Causas de Licuación de Suelos.	95
4.2.2 Factores favorables para el desarrollo de licuación.	96
4.2.3 Métodos simplificados utilizados en el Programa de Cómputo DLICUA.	97

4.3 Suelos colapsables.	100
4.3.1 Tipos de Suelos Colapsables.	100
4.3.2 Estructura de Humedecimiento del Suelo.	101
4.3.3 Causas del Fenómeno.	102
4.3.4 Reconocimiento del Problema en Campo y Laboratorio.	103
4.3.5 Sugerencias para el Diseño de Cimentaciones.	105
4.3.6 Métodos actuales de tratamiento.	105
4.3.7 Daños ocasionados a viviendas cimentadas sobre suelos colapsables.	106
4.4 Suelos Expansivos.	107
4.4.1 Factores significativos en el comportamiento de suelos expansivos.	107
4.4.2 Causas comunes que originan expansión.	108
4.4.3 Reconocimientos de suelos expansivos.	109
4.4.3.1 Parámetros de reconocimiento para determinar la existencia de suelos expansivos.	109
4.4.3.2 Reconocimiento cualitativo de arcillas expansivas.	110
4.4.3.3 Reconocimiento cuantitativo de arcillas expansivas.	111
4.4.4 Sugerencias de diseño.	112
4.4.5 Daños ocasionados a viviendas cimentadas sobre suelos expansivos.	113

-CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones.	129
5.2 Recomendaciones.	130

- BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS.

1.1 Bibliografía	133
1.2 Información Geotécnica Recopilada	134

PLANOS

- Plano I Características Físicas.
- Plano II Geología.
- Plano III Ubicación de Sondajes.
- Plano IV Zonificación Geotécnica.

INTRODUCCION

La ciudad de Talara ha estado sometida anteriormente a la acción de lluvias extraordinarias producidas por efecto del fenómeno de El Niño. Estos sucesos ocasionaron la disminución de la capacidad portante de los suelos finos y el cambio volumétrico de los suelos expansivos. La manifestación de estos problemas con los graves daños ocasionados a las edificaciones condujeron a investigar los tipos de suelos especiales y los problemas de cimentación asociados a ellos.

El presente trabajo tiene como objetivo hacer un estudio acerca de las Características Geotécnicas de la Ciudad de Talara. El estudio comprende la revisión de información relevante que involucra estudios geológicos, geomorfológicos, sísmicos, informes de estudios de suelos y los resultados de los diversos trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados para este estudio.

Uno de los principales aportes de este trabajo es identificar los tipos de suelos de comportamiento especial que existen en la ciudad de Talara, estableciendo la zonificación en base a las características geotécnicas del subsuelo.

El desarrollo del presente estudio ha sido posible gracias al interés del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, realizando estudios de investigación de las características geotécnicas y proponiendo las zonificaciones respectivas de algunas ciudades del país. Asimismo se ha contado con el auspicio del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONCYTEC) y de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), instituciones a las cuales les expreso mi agradecimiento.

La Autora

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 ASPECTOS GENERALES

La ciudad de Talara se encuentra ubicada en el Departamento de Piura, Provincia de Talara, Distrito de Pariñas, entre las latitudes 4°30' y 4°37' Sur y las longitudes 81°15' y 81°20' Oeste.

El clima en Talara es seco y cálido; la temperatura promedio en verano es de 26° C y en invierno 22° C. Los vientos son de dos tipos: marinos con dirección SO-NE y velocidad de 3.0 m/seg. y mediterráneos con dirección S-SE y velocidad de 3.5m/seg. La humedad relativa máxima es de 84% y la mínima es de 47%. Se estima que las precipitaciones máximas son de 205 mm y las mínimas de 16 mm. La vegetación está limitada a algunas quebradas.

La ciudad de Talara se conecta a Lima mediante la carretera Panamericana Norte; cuenta además con un Puerto y un Aeropuerto. La actividad industrial está orientada a la explotación petrolera.

El fenómeno climático causado durante el verano de 1983 por la Corriente de El Niño, produjo fuertes precipitaciones ocasionando graves daños a la población. El agua pluvial que discurría en Talara Alta a través de las quebradas secas causó erosión destrozando el casco urbano que encontraba a su paso durante su salida al Océano Pacífico. En las zonas bajas e inundables se formaron lagunas de aguas pluviales, cuyo volumen aumentó por la obstrucción de los canales de drenaje. Todo ello produjo enfermedades infecto-contagiosas. La zona central de la ciudad de Talara y el sector de la refinería fueron afectados por encontrarse en zonas bajas; hubo maretazos. Se produjo el ensanchamiento de la quebrada Yale, la cual tenía inicialmente un ancho de 15 m. y una profundidad de 4 m., para luego alcanzar un ancho de 50 m. y una profundidad de 15 m.. A la altura de la antigua carretera Panamericana (Punta Yale) el ancho aumentó a 110 m. y la profundidad a 18 m.. La quebrada del Politécnico "Alejandro Taboada" fue afectada, siendo el asentamiento humano "San Judas Tadeo" completamente arrasado por el flujo de lodo. Asimismo, fueron dañados tres pabellones del cementerio y el 50% de las instalaciones del Politécnico "Alejandro Taboada". Los pueblos jóvenes San Pedro y Jesús María también fueron alcanzados seriamente. Las avenidas más afectadas fueron: A, B, E, F, G y H; asimismo los parques N° 16 al 36 (zona norte) y 42 al 82 (zona central), en donde la avalancha cubrió las vías de acceso y muchas viviendas hasta 1.50 m. de altura aproximadamente. El flujo de lodo logró romper el cerco de las instalaciones de Petroperú, y luego por la fuerza del agua estas lograron irrumpir en el almacén de Petroperú. El muelle de Belco fue dañado e interrumpido, (Santos, 1984).

Las características físicas de la ciudad son descritas a continuación y pueden ser observadas en el Plano N° 1 (P-1), INADUR, (Instituto Nacional de Desarrollo Urbano, 1984). Ref. Plan Director de Talara.

1.2 TOPOGRAFIA

La costa peruana ofrece notables contrastes, así el extremo noroeste (Tumbes-Talara) muestra un paisaje de terrazas marinas disectada por aguas de escorrentía y cubiertas de vegetación. Entre Talara y Sechura el relieve se caracteriza por presentar estas terrazas, llamadas Tablazos, que terminan en el desierto de Sechura. La ciudad de Talara está dividida en dos zonas: Talara Alta, que se encuentra a una altura promedio de 80-90 m.s.n.m. y Talara Baja ubicada entre 0 y 15 m.s.n.m.

La zona de Talara Alta está formada por la zona denominada "El Tablazo", la cual bordea a la parte baja de la ciudad combinando taludes entre 8° y 75°.

La zona de Talara Baja (casco central) es de relieve suave, a excepción de la Urb. Aproviser y Fonavi ubicadas sobre las laderas, a la salida de Talara Baja (Yamunaque, 1991).

1.3. GEOLOGIA

La región Talara constituye geológicamente la zona más estudiada del Perú, debido a las investigaciones petroleras. Posee una secuencia eocénica de aproximadamente 9,000 metros de profundidad, con una deposición marina casi continua.

Algunos estiman que la secuencia Eocénica de Talara es una de las más completas del mundo, ya que debido a su extraordinaria potencia y contenido fosilífero, podría constituir una valiosa fuente de información de la estratigrafía mundial. La información fosilífera permite determinar las edades, zonas y paleoambientes en el área de estudio, (Gonzales, 1970).

En la región Talara se reconocen geológicamente las siguientes formaciones (INGEMET Vol I, 1979) : (Plano Nº 2, Petroperú, P-2).

- 1.- Formación Pariñas (Eoceno Inferior).
- 2.- Formación Chacra (Eoceno Inferior)
- 3.- Formación Grupo Talara (Eoceno Medio)
 - 3.a.- Lutitas Talara.
 - 3.b.- Areniscas Talara.
 - 3.c.- Lutitas Pozo.
- 4.- Depósitos Marinos, Tablazos, (Cuaternario Pleistocénico).
- 5.- Depósitos Aluviales y Eólicos (Cuaternario Reciente).

1.- Formación Pariñas.

Aflora en Punta Pariñas, Punta Balcones y en el sector sur de Talara. Está compuesta por areniscas de grano fino y rocas conglomerádicas de composición arcósica, localmente incluye horizontes de lutitas en laminación fina. Presenta estratos ricos en macrofauna, microfauna e incluso madera silificada. Posee una estratificación concordante con las formaciones Palegreda por debajo y Chacra por encima. Esta formación es buena productora de petróleo.

2.- Formación Chacra.

Se presenta al sur de Talara, litológicamente es de tipo lutáceo con horizontes de areniscas gris oscuro, tornándose verde olivo a causa del intemperismo. Esta formación también es conocida como "Lutitas Chacra". Su relación estratigráfica es concordante en la base con la formación Pariñas y en el techo con la formación Talara.

3.- Formación Grupo Talara.

A fines del Eoceno Inferior un movimiento vertical dió lugar a un levantamiento seguido por erosión, que marca la discordancia que cubre el grupo Talara a las unidades del Eoceno Inferior y del grupo Chira-Verdún.

El grupo Talara se extiende a lo largo de la costa al Noroeste de Talara, limitado al este por la prolongación de la falla Amotape. Sus afloramientos están desplazados por numerosas fallas de rumbo NE-SO, de extensión regional, y por otras menores en sentido transversal.

En el grupo Talara se pueden distinguir tres formaciones, dos de las cuales son de tipo lutáceo separadas por una unidad de arenisca. La sección inferior se conoce como "Lutitas Talara", la intermedia como "Areniscas Talara" y la superior, que pertenece al Eoceno superior como "Lutitas Pozo".

La sección inferior tiene en partes un conglomerado de base cuarzosa, continuando sobre ella

lutitas grises a negras bituminosas muy laminadas y compactas con abundante microfauna. En la parte superior estas lutitas pasan a niveles arenisco-cuarzosos, son de color gris-verdoso de grano grueso a medio, intercalados con lutitas oscuras plomo-grisáceas. La deposición de los sedimentos Talara corresponde a un ciclo transgresivo que luego se hace moderadamente profundo. Entre las estructuras sedimentarias notables se tienen los depósitos tipo canal presentes en lutitas marrones y areniscas verdes.

La unidad intermedia la constituye areniscas duras de grano fino a medio, con estructuras de oleaje que indica que la cuenca se iba haciendo moderadamente somera.

La unidad superior (perteneciente al Eoceno superior) indica un nuevo avance del mar, con deposición de superficies lutáceas; su secuencia está constituida por lutitas gris-verdosas a veces calcáreas de buena estratificación y muy compactas.

Todas las unidades de Grupo Talara son de facies marinas, con cambios rápidos debido al paleorelieve y a movimientos verticales, variando también las condiciones ecológicas, como pueden evidenciar los diferentes foraminíferos hallados.

Después de la deposición del Grupo Talara, el mar ingresó a la Cuenca Sechura, caracterizándose la sedimentación de materiales de arenisca mezclados con arcillas bentoníticas que integran el grupo Chira-Verdún. Este grupo se extiende ampliamente al norte del río Chira y cubre discordantemente al Grupo Talara.

4.-Depósitos Marinos: Tablazos.

Son depósitos marinos cuaternarios que señalan las últimas regresiones del mar a lo largo de toda la costa del Pacífico. Geomorfológicamente constituyen depósitos escalonados en forma de terrazas que han sido clasificados por Borworth (1922) y por Zúñiga Rivero (1970) en cuatro secuencias, que en orden cronológico son: Máncora, Talara, Lobitos y Salinas (Fisher, 1956).

Los Tablazos constituyen cubiertas horizontales de gran extensión y relativamente de poca profundidad vertical. Están formados por sedimentos de antiguas plataformas continentales, los que fueron depositadas por corrientes marinas por un lado y fluviales por otro, penetrando en el mar; posteriormente estos depósitos emergieron, emigrando la línea de playa hacia el oeste, con manifestación de sucesivas regresiones en costas emergentes.

Litológicamente se compone de conglomerados con cantos de roca de diferente naturaleza (provenientes de la Cordillera Occidental), arenas finas a gruesas con altos contenidos de fragmentos de caparzones, lumaquelas y coquinas en matriz areniscosa y salina.

5.- Depósitos Aluviales y Eólicos.

a) Depósitos Aluviales.- Los depósitos aluviales se encuentran ubicados en las llanuras y conos aluviales con materiales que son acarreados por los ríos que bajan de la Cordillera Occidental. Constituyen extensas pampas cubiertas de arena, conglomerados inconsolidados y suelos aluviales donde se desarrolla la agricultura. La estratigrafía está constituida por conglomerados de cantos redondeados a subangulosos; la matriz es areno-arcillosa. Estos paquetes de conglomerados se intercalan con arenas y arcillas en capas lenticulares.

b) Depósitos Eólicos.- Constituyen grandes acumulaciones de arena en la costa formando depósitos playeros, que son llevados tierras adentro por corrientes eólicas, formándose extensiones desérticas en forma de dunas y barcanes que están en constante migración. Estas características son importantes a tenerse en cuenta para la construcción de obras civiles. Cuando las arenas adquieren cierta humedad y salinidad se estabilizan (arenas fosilizadas), manifestando una gran influencia la vegetación que se desarrolla en las épocas de lluvias.

1.4. GEOMORFOLOGIA

En la ciudad de Talara geomorfológicamente se distinguen las siguientes zonas (Rojo, 1988):

- a) Zona Post-litoral.
- b) Zona de Costa
- c) Zona de Terrazas de Origen Marino.

La zona Post-litoral presenta un relieve típico del sector playa, de suelo compuesto de partículas arenosas, reafirmando la dinámica de sedimentación del Océano Pacífico.

La zona de costa se encuentra cubierta hasta el pie de los acantilados por terrazas de altura variable, en donde se distinguen restos de origen marino reciente, lo cual es característico de las transgresiones del mar hacia el continente. Se observa además depósitos de origen continental.

La zona de terrazas de origen marino, comúnmente llamada "Tablazo", se extiende a una altura promedio de 80-90 m. por encima de la zona de la playa. La acción de los agentes atmosféricos sobre las terrazas marinas han dado lugar a la erosión de las laderas y por lo tanto al arenamiento de la parte baja de la ciudad, asimismo han dado lugar a la formación de las quebradas, las cuales han sido perfiladas principalmente por el caudal de aguas de escorrentía, tal como pudo observarse durante el evento originado por el fenómeno de El Niño (1983). Las quebradas constituyen el patrón de drenaje principal y tiene una orientación este-oeste drenando hacia el Océano Pacífico, (Rojo, 1988).

Fuera de la zona urbana, la ciudad de Talara es atravesada por tres quebradas que conducen caudales considerables en épocas de lluvias intensas. Estas son : al norte de la Planta de Fertilizantes la Quebrada Pariñas, al sureste la Quebrada El Acholao y a la altura del Km 1085 de la carretera Panamericana Norte la Quebrada Ancha. Cuando estas quebradas ven alimentado su cauce ocasionan el destroz de las carreteras que comunican a la ciudad con el resto de las ciudades vecinas. Dentro de la zona urbana se encuentran las siguientes quebradas : Quebrada Yale, Quebrada Politécnico, Quebrada Santa Rita, Quebrada Jesús María, Quebrada Inmaculada y Quebrada Aproviser (Yamunaqué, 1991).

En la cuenca Talara se observa un cambio brusco de la faja costanera del sentido Nor-Oeste hacia el Nor-Este, tal como lo advierte el predominio de fallas normales con buzamiento hacia el Oeste, compensadas por una componente regional de estratos buzando hacia el Este. Estudios de prospección indican que la intensidad de fallamiento en el Nor-Oeste es significativa, habiéndose observado desplazamientos de fallas normales desde pocos centímetros hasta de muchos metros.

Regionalmente se observan dos estructuras: El Graben de Bellavista al Norte, con dirección Nor-Oeste y la zona de falla La Draga y Negritos al Sur de Talara, con dirección NE (INGEMET, 1979).

La actividad geodinámica de la ciudad de Talara se ha manifestado en diversas oportunidades, tal es el caso de las lluvias torrenciales de 1925 y 1983 y los terremotos a los cuales ha estado sujeta. Las fuertes precipitaciones producen un debilitamiento en las laderas. Las zonas más inestables son las laderas frente a Aproviser en la Quebrada Inmaculada, en los pueblos jóvenes del cono norte, en las laderas que se encuentran frente a la clínica Santa María, zona de Punta Arenas (Plano N°1).

El arenamiento que se produce en la ciudad no sólo se debe al debilitamiento de las laderas, sino también por la acción de fuertes vientos en taludes de material suelto.

1.5 SISMICIDAD

La historia sísmica del Perú data aproximadamente desde la época de la conquista española (siglo XIV). Conociendo la información a partir de esa fecha y los graves daños ocasionados por efectos de los sismos fuertes, es de gran interés para los sismólogos estudiar los mecanismos focales y el marco geológico-tectónico superficial que caracteriza las zonas sismogénicas del Perú. Las tres zonas sismogénicas principales del Perú son:

Subducción, Sudandina y Piedemonte.

La zona de Subducción tiene una morfología altamente variable; se identifican tres segmentos principales, el segmento Norte desde 10°S de latitud hasta el Sur de Ecuador. El Central se extiende desde 10°S hasta las vecindades de Nazca y es una zona de transición. Finalmente, el segmento Sur que está comprendido entre el sur de Nazca y alrededores de 27°S de latitud, cerca del Taltal (Chile). (Ocola, 1984).

Tomando en consideración esta zonificación, la ciudad de Talara se encuentra ubicada en la zona sísmogénica de Subducción en el segmento Norte. Esta zona está relacionada a la Subducción de la Placa Nazca por debajo de la Placa Sudamericana. Es la zona más activa y cuyos niveles de actividad superficial se encuentran por debajo del borde Continental de la fosa marina del Perú. Por lo general tiene un buzamiento de 30° hacia el continente en los primeros 100 Km. de profundidad (Grange et al., 1982).

No obstante además de este mecanismo de subducción, parece que existen otros como el de acreción del mecanismo focal del terremoto de Huaraz mostrando un fallamiento normal a lo largo de un plano casi vertical y paralelo a la costa como consecuencia de esfuerzos de tensión (Lomnitz, 1974).

Los sismos citados durante los años de 1814 a 1959, son aquellos de los cuales no se disponen datos completos y en algunos casos sólo están respaldados por el relato de los efectos causados. Estos sismos han sido recopilados del libro "Historia de los Sismos más Notables Ocurridos en el Perú 1513-1974" cuyo autor es el Dr. Enrique Silgado Ferro.

La secuencia de sismos ocurridos durante los años 1963 a 1986 han sido tomados del Catálogo Instrumental de Terremotos para America del Sur (CERESIS). Dicho catálogo fue compilado usando datos de fuentes internacionales y datos instrumentales locales. Los datos internacionales fueron obtenidos principalmente de las compilaciones y publicaciones del U.S. Geological Survey (USGS), y U.S. National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), y el Centro Internacional de Sismología (ISC).

Se incluyen también datos instrumentales de agencias locales, observatorios, estaciones y universidades. Los datos instrumentales precisos se inician en nuestro país en el año 1963.

Para la selección de sismos del Catálogo, se ha considerado una área de influencia comprendida entre los paralelos 3° y 6° Sur y meridianos 79° y 82° Oeste. Se han seleccionado los sismos de magnitudes superiores a 5 Mb (magnitud de onda superficial) Tabla Nº1.1.

Las fuentes principales incluídas en las compilaciones de USGS, NOAA e ISC y las fechas respectivas son como sigue:

G-R	Gutenberg y Richter (1954)	1906-1950.
ISS	International Seismological Summary	1918-1963.
CGS	U.S. Coast and Geodetic Survey	1933-1973.
BCI	Bureau Central International of Seismological	
		1951-1960.
ISC	International Seismological Centre	1964-Pres.
GS	U.S. Geological Survey	1973-Pres.

La relación de sismos ocurridos en el norte peruano, que afectaron la ciudad de Talara en el período de 1814 a 1970 han sido tomados de los datos históricos recopilados por el Dr. Silgado, y son:

1814 Febrero 1, a las 5:00 de la mañana en Piura, fortísimo temblor que maltrató edificios y viviendas.

1857 Agosto 20, a las 7:00 de la mañana en Piura, de 45 segundos de duración que destruyó muchas viviendas. Se abrió la tierra, de la cual emergieron aguas negras. Se produjeron numerosos daños en el puerto de Paita.

1906 Enero 9, a las 05:00 de la madrugada hubo temblor en el nor-oeste del país. Fuerte en Piura y Paita, mediano en Trujillo.

1906 Abril 28, a las 13:00 horas, temblor de grado IV en Talara y Zorritos. Grado III en Tumbes, Casitas, Paita y Piura.

1912 Julio 24, a las 06:50 horas un terremoto en el norte arruinó la ciudad de Piura y poblaciones circunvecinas ocasionando muertes y heridos. (Fig. Nº1.1). Dentro de esa área quedaron afectadas las provincias de Piura, Huancabamba, y Jaén en el Perú y las poblaciones ecuatorianas limítrofes que incluían a Las Guayas. En el terreno, en el cauce seco del río Piura, se formaron grietas con surgencia de agua

1953 Diciembre 12, a las 12:30 horas. Un fuerte y prolongado movimiento sísmico afectó seriamente a la parte nor-oeste del Perú y parte del territorio ecuatoriano. Fue sentido en un área aproximada de 700,000 Km², limitada por los paralelos 0° 30' y 11° de latitud Sur y por los meridianos 75° y 81° Oeste. El área de mayor destrucción abarcó 5,000 Km². La intensidad del movimiento se apreció entre VII y VIII de la escala de MM. (Fig. Nº 1.2). Las grietas se produjeron en el terreno húmedo, algunas de dirección N-S, y otras más extensas a lo largo de un canal de irrigación; una de ellas tenía más de 50 mt. de longitud y alcanzaba en algunos trechos de 30 a 40 cms. de ancho.

1954 Diciembre 07, a las 04:30 horas, al nor-oeste del Perú. Algunos daños en Talara, Tumbes y también en Piura.

1955 Agosto 19, a las 02:45 horas un fuerte movimiento de tierra estremeció la zona norte. Fue sentido desde Piura al norte hasta Lima al Sur.

1957 Agosto 8, a las 08:50 horas, al nor-oeste del Perú se sintió fuerte sismo, en Talara se agrietaron las paredes de varios inmuebles y cayeron objetos situados sobre estantes. La intensidad fue estimada entre V y VI MM. Fuerte en Paita, Piura, El Alto y Zorritos.

1959 Febrero 7, a las 04:35 horas. La región costera del nor-oeste entre Tumbes y Chiclayo fue sacudida por otro fuerte sismo que ocasionó ligeros deterioros en algunas viviendas de concreto en la ciudad de Talara. Intensidad: grado VI MM. El ruido y estremecimiento causaron alarmas en las poblaciones de Tumbes, Paita, Piura, Talara, Sullana, Chulucanas y Chiclayo.

1970 Diciembre 9, a las 23:55 horas, un sismo de magnitud 7.2 sacudió a las poblaciones del nor-oeste del Perú, (Fig. Nº 1.3). La máxima intensidad fue de VIII grados en la escala MM. En el área de Querecotillo, en terraza fluvial y aluvial, se formó un sistema de grietas de longitud de 500 mt., con abertura de 0.30 mt. y salto de 0.25 mt. el rumbo general era S 60 W (Taípe, 1971).

1.5.1 Riesgo Sísmico.

El peligro sísmico y el riesgo sísmico son dos términos que se hallan asociados en esta evaluación. El peligro sísmico expresa la probabilidad de la severidad del movimiento sísmico en un período de tiempo. (Severidad se puede expresar como aceleración máxima, valor espectral de velocidad, valor espectral de desplazamiento, intensidad en la Escala Modificada de Mercalli etc.). El riesgo sísmico es la evaluación probabilística de los daños en un determinado período de tiempo.

El peligro sísmico y el riesgo sísmico indican el grado de vulnerabilidad o el coeficiente de seguridad a asumir ante el peligro sísmico (Ocola, 1990).

A. Cornell (1968) desarrolló la teoría de la evaluación del riesgo sísmico que posteriormente fue modificada por R. McGuire en su programa de cómputo RISK (1976).

Para el análisis de riesgo sísmico de un determinado lugar es necesario conocer: a) sismicidad local y regional y b) Una función de atenuación de la medida de la intensidad del movimiento.

El primer requerimiento depende del lugar e involucra la síntesis de la historia sísmica y la evidencia geológica y tectónica. El segundo requerimiento es menos específico al lugar. Siendo las funciones de atenuación por lo general asumidas para aplicarse a cada escala (Mcguire, 1976).

Es necesario en primer lugar identificar las fuentes sismogénicas asociadas al lugar de estudio, es decir las zonas tectónicas en las cuales la distribución espacial de la actividad sísmica es aproximadamente uniforme, que tiene igual probabilidad de ocurrencia en cualquier lugar dentro del área de la zona (Ocola, 1974).

La asociación de la actividad sísmica con una zona sismogénica se hace tomando en cuenta no sólo la distribución homogénea en el espacio de los eventos sísmicos, sino también se toma en cuenta los siguientes parámetros:

- 1.- Patrones tectónicos y geológicos
- 2.- Información geofísica complementaria.
- 3.- Distribución de las tendencias espaciales de los mecanismos focales.
- 4.- Distribución espacial de la sismicidad.

Para definir cada zona sismogénica se requiere una descripción estadística de los sismos ocurridos, lo cual es posible evaluando los catálogos sísmicos. Para cada zona sismogénica se establece una relación frecuencia-magnitud (Ocola, 1990).

Las ecuaciones empíricas de atenuación determinan el decrecimiento de la aceleración máxima respecto a la distancia epicentral o distancia de falla según sea el caso, y su incremento con la magnitud.

1.5.2 Revisión de Estudios de Riesgo Sísmico Realizados Anteriormente.

1.5.2.1.- Peligro Sísmico en la Región de Piura.- Fue realizado por el Dr. Huaco en 1979, en donde presenta la probabilidad de riesgo sísmico en el departamento de Piura a través de mapas de isoaceleraciones para períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años.

La evaluación se hizo según la teoría de Cornell (1968), utilizando el programa de cómputo RISK implementado por Mcguire (1976). El autor define cuatro zonas sismogénicas que se muestran en la Fig. 1.4. Las características de tales fuentes son:

Fuente 1.- De sismos superficiales que ocurren en la Costa entre Bayóvar y Guayaquil.

Fuente 2.- Caracterizada por la ocurrencia de sismos intermedios entre Ecuador y la frontera Perú-Ecuador, estos sismos son de profundidad intermedia.

Fuente 3.- De sismos superficiales e intermedios ubicados en la amazonía.

Fuente 4.- Ubicada desde el departamento de Lambayeque hasta la ciudad de Chimbote.

Luego de definidas las fuentes el autor analizó la recurrencia de ellas sólo para sismos con $M_b \leq 4.0$. Para utilizar los sismos anteriores a 1960 el autor presenta una conversión de sismos de magnitud de M_s a M_b mediante la expresión : $M_b = 3.05 + 0.43 M_s$.

Para trabajar con el programa RISK el autor seleccionó los sismos cuyas magnitudes se encuentran en el rango $4.5 \leq M_b \leq 6.75$. Las profundidades focales de cada fuente así como los valores límites de las magnitudes de cada una de ellas no se presenta en el trabajo. Las ecuaciones de las rectas de recurrencia y los valores de β y tasa (r), los dos últimos utilizados en el programa de cómputo RISK, son:

Fuente	Ecuación de Recta	$\beta = b \ln 10$	r = Razón Rec./año
1	$\log N = 7.81 - 1.15 M_b$	2.648	5.60
2	$\log N = 7.35 - 1.08 M_b$	2.487	4.01
3	$\log N = 7.01 - 1.01 M_b$	2.464	2.03
4	$\log N = 7.77 - 1.15 M_b$	2.650	5.11

En lo que respecta a la ley de atenuación fue propuesta por el autor en función de la magnitud y la distancia, con datos de 23 registros de aceleraciones provenientes de Lima. La ecuación obtenida para el cálculo de la aceleración es:

$$a = 49021 e^{0.18 M_b} (R + 60)^{-1.5}$$

donde:

a = aceleración en cm/seg².

R = distancia en Km.

Mb = Magnitud de ondas de cuerpo

El autor evaluó las aceleraciones esperadas mediante el programa RISK para períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años, con lo cual elaboró un plano de isoaceleraciones (Fig. N° 1.5, 1.6, 1.7, 1.8).

1.5.2.2 Zonificación sísmica del Perú .- Realizada por Casaverde en 1980, utilizando la metodología de Cornell (1968) modificado por McGuire con su programa de cómputo RISK (1976).

Los autores trabajaron con datos sísmicos del Catálogo del Instituto Geofísico del Perú, datos históricos publicados por el Dr. Silgado, información geotécnica, geofísica, definición de fallas, etc., estableciendo 27 fuentes sismogénicas para el Perú incluyendo áreas vecinas con influencia en el Perú (Fig. N° 1.9)

Luego los autores realizaron el análisis estadístico, calculando la recurrencia sísmica de cada una de ellas. Seguidamente con los datos obtenidos, dedujeron los valores que se necesitan para correr el programa RISK que se presentan en la Tabla 1.2, en donde se indican las profundidades asignadas a cada fuente así como las magnitudes superior e inferior .

Las leyes de atenuación usadas corresponden a Vargas (1979). Se confeccionó un plano de isoaceleraciones para períodos de retorno de 30, 50 y 100 años los que se presentan en las Fig. N° 1.10, 1.11, 1.12, respectivamente.

1.5.3 Evaluación del Riesgo Sísmico en Talara.

Para realizar el análisis de riesgo sísmico de la ciudad de Talara se trabajó con las siguientes coordenadas: latitud 4°30' Sur y longitud 81°20' Oeste.

Se ha considerado 10 de las 27 fuentes sismogénicas establecidas para el riesgo sísmico del Perú en Casagrande y Vargas (1980) con las respectivas ecuaciones de recurrencia para cada una. La ley de atenuación utilizada es la calculada en base a las señales de terremotos procesados por Brady y Pérez (1977). La leyes son:

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

$$v = 13 e^{1.0 M_s} (R + 25)^{-1.5}$$

$$d = 0.41 e^{1.2M_s} (R + 25)^{-1.3}$$

donde:

a = aceleración en cm/seg².

v = velocidad en cm/seg.

d = desplazamiento en cm.

M_s = magnitud en ondas de superficie.

R = distancia hipocentral en Km.

Los resultados del análisis de riesgo sísmico, evaluados con el programa RISK para la ciudad de Talara se presentan en la Tabla Nº 1.3 para las aceleraciones máximas esperadas.

El período de retorno, en términos de la aceleración máxima del suelo sería:

30 años	a = 244 cm/seg ²
50 años	a = 295 cm/seg ² .
100 años	a = 375 cm/seg ² .
500 años	a = 623 cm/seg ² .

1.7 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones a las que se llega en este capítulo son:

a) La ciudad de Talara ha sido vulnerable en repetidas oportunidades a la acción destructiva de las fuertes precipitaciones ocasionadas por el fenómeno del niño. La parte alta de la ciudad, el Tablazo, fue erosionado y los sedimentos discurrieron hacia la parte baja, en la cual se formaron grandes lagunas y también grandes acumulaciones de arena como producto de la erosión pluvial y la acción eólica de los fuertes vientos.

b) La ciudad de Talara presenta una secuencia eocénica de gran potencia, con gran contenido fosilífero. Las formaciones que se reconocen son: Pariñas, Chacra, Grupo Talara, también depósitos del Cuaternario Pleistocénico, Tablazos, depósitos del Cuaternario Reciente, y depósitos aluviales y cólicos. Las distintas formaciones geológicas le dan a esta ciudad características especiales para la cimentación de edificaciones, debido a la presencia de suelos arenosos sueltos, suelos arcillosos expansivos, y suelos de naturaleza colapsable.

c) El sismo de mayor magnitud registrado en la historia sísmica tuvo una intensidad entre VII y VIII en la escala MM en el año 1952, produciendo grietas y surgencia de aguas negras.

d) Los niveles máximos de aceleraciones probables según estudios anteriores de riesgo sísmico que incluyen la ciudad de Talara son: aceleración en la roca base entre 165 y 275 cm/seg² para un período de 50 años y 175 y 360 cm/seg² para un período de retorno de 100 años.

e) Con los datos de la información instrumental recopilada se ha corrido el programa de cómputo RISK, el cual indica que se podría esperar aceleraciones aproximadas en la roca base de 300, 375, 470, 623 cm/seg² para periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años respectivamente

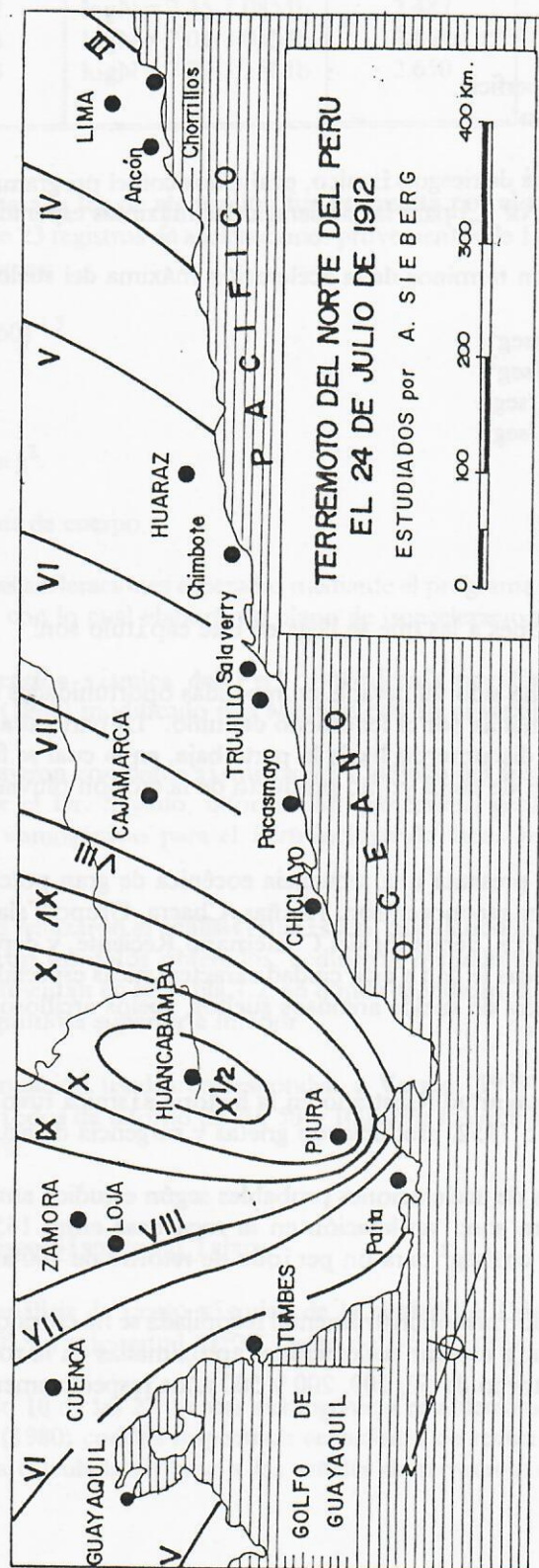


Fig. N° 1.1

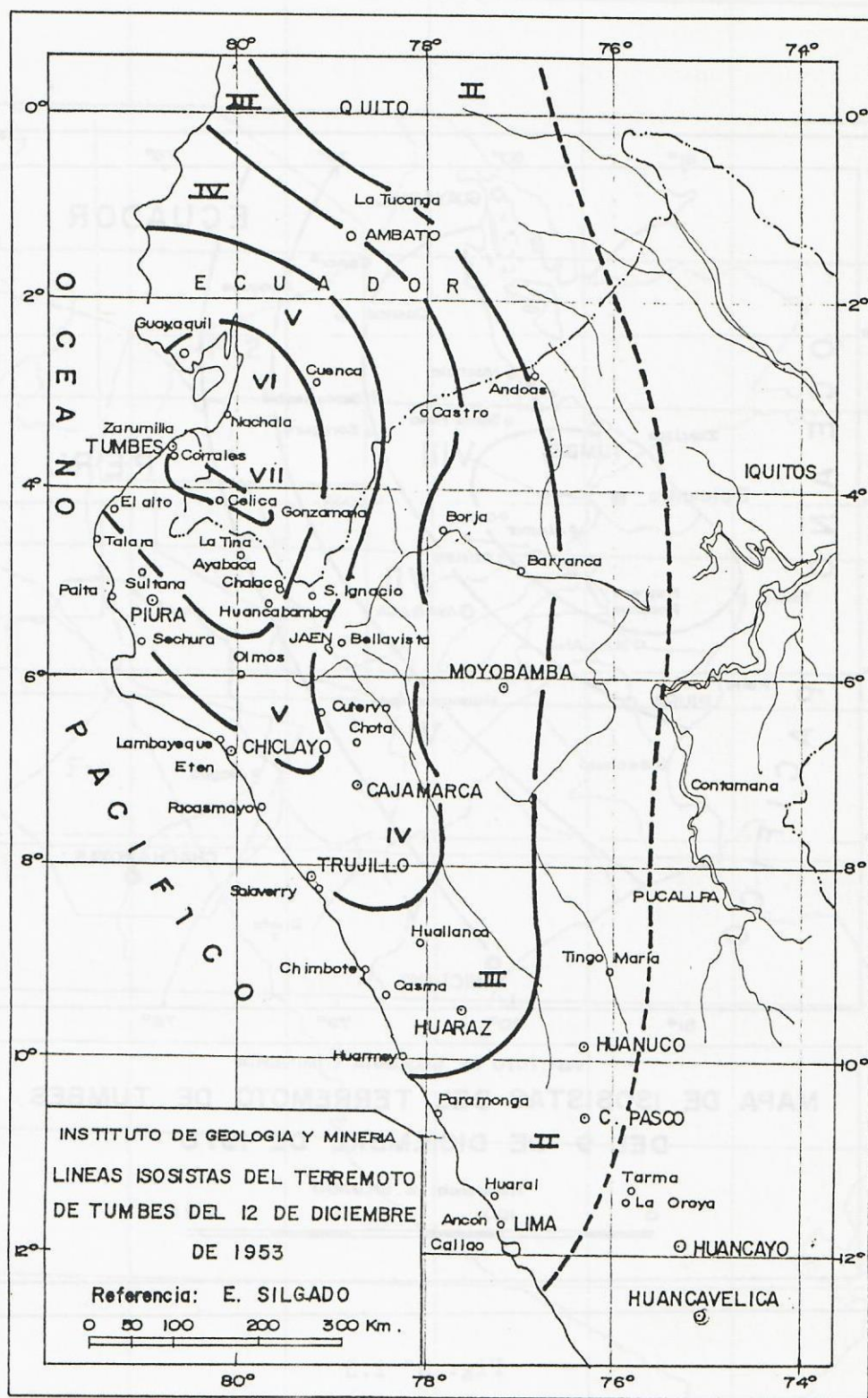


Fig. N° 1.2

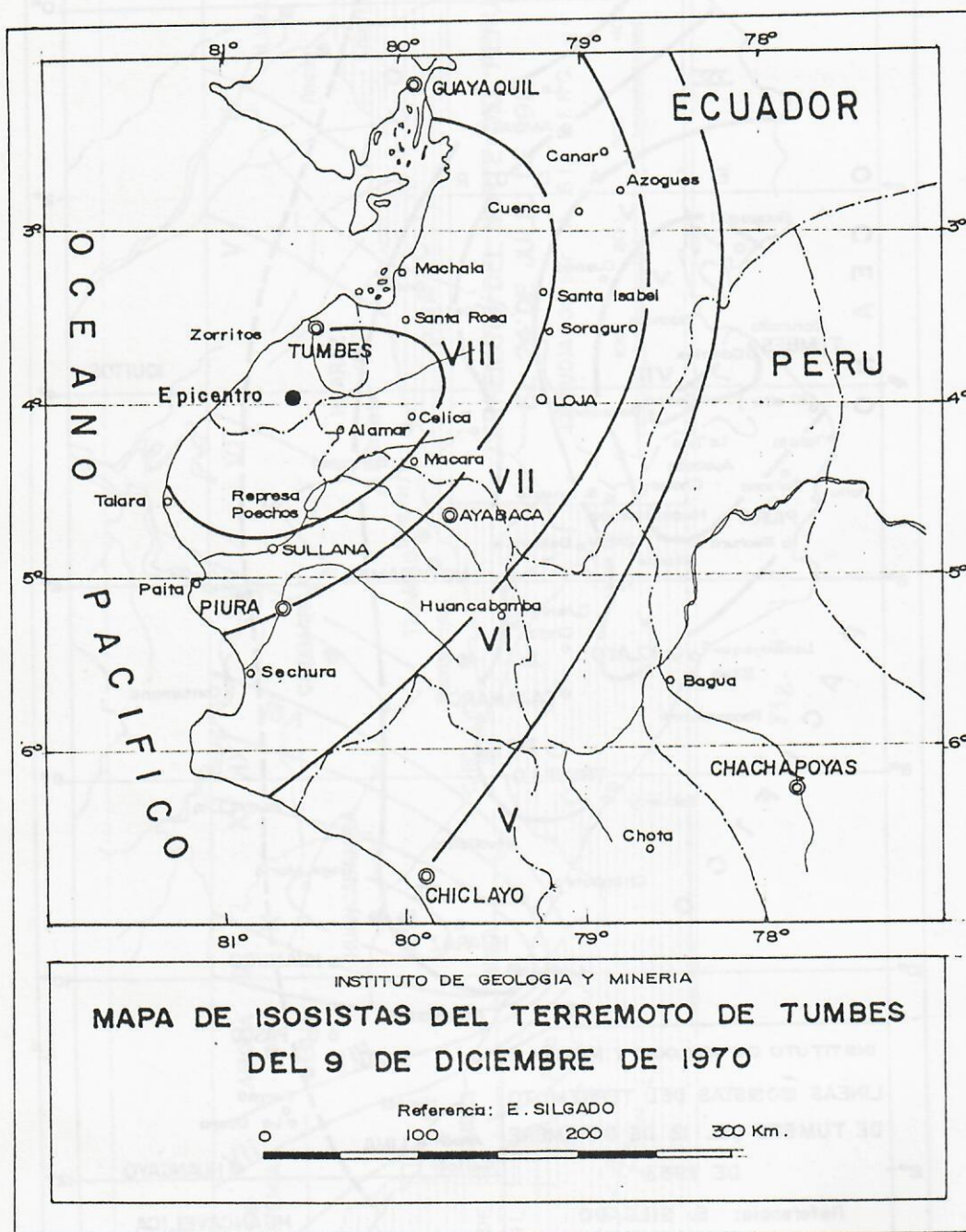


Fig. N° 1.3

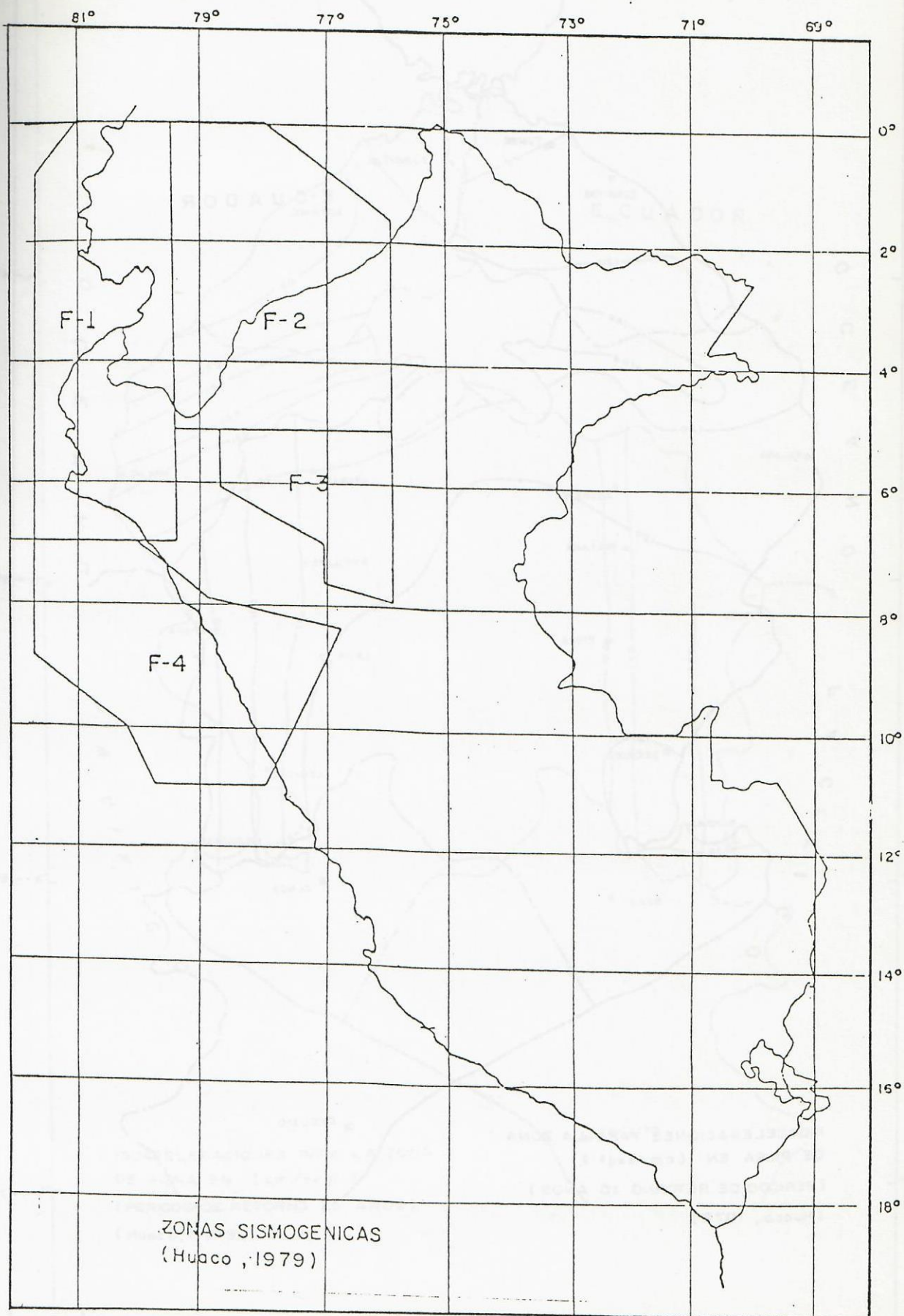


Fig. N° 1.4

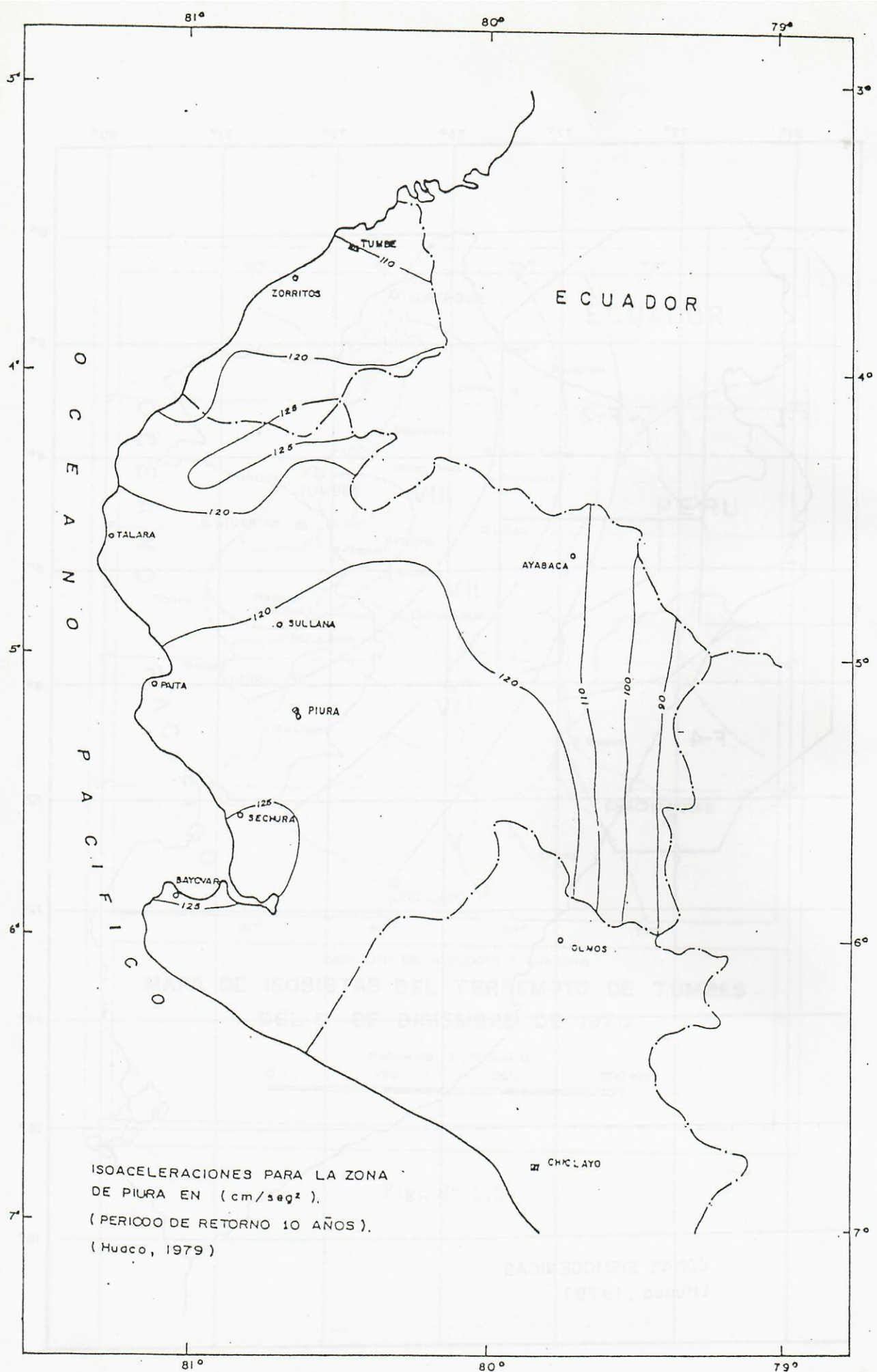


Fig. N° 1.5

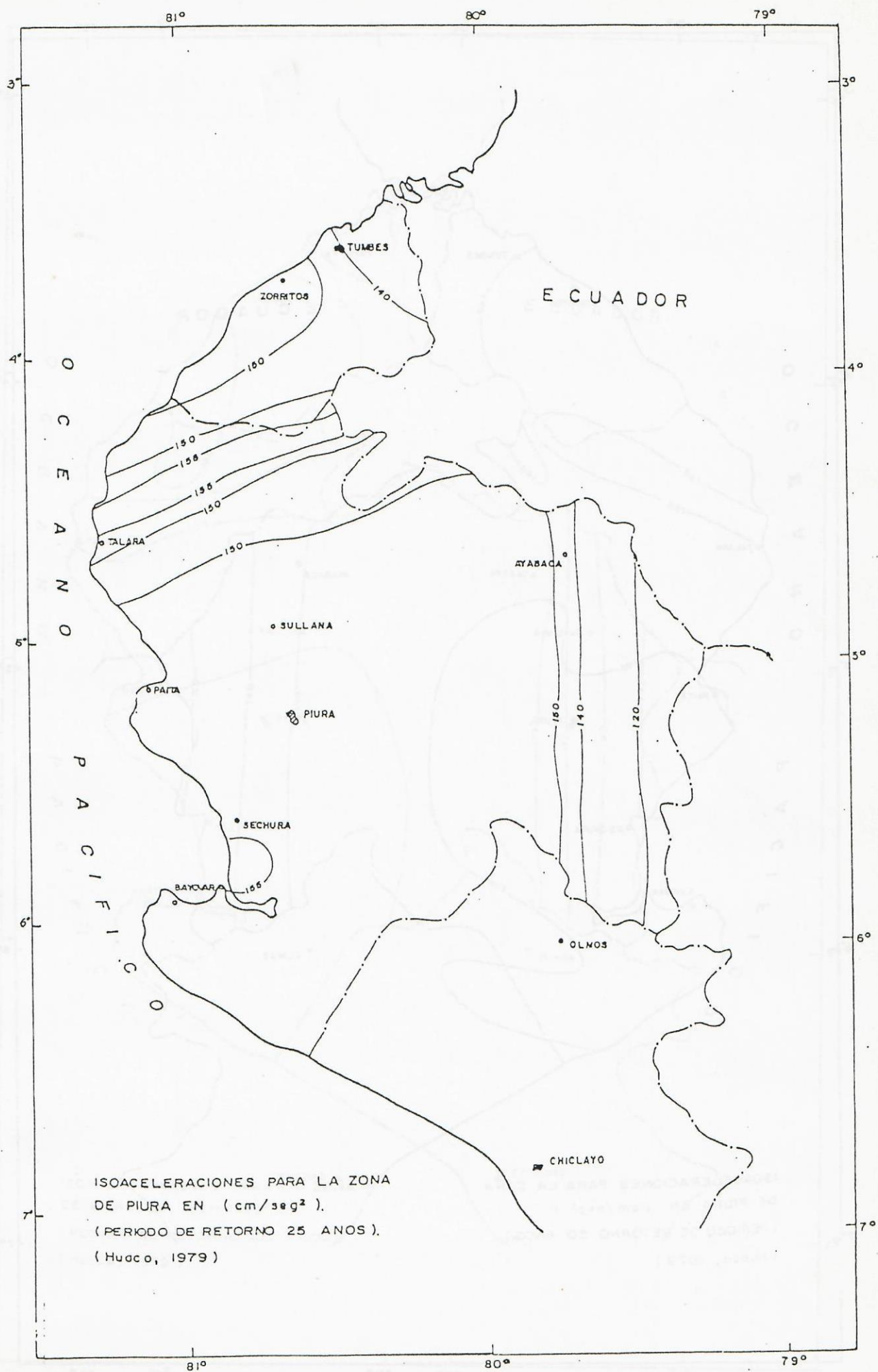


Fig. N° 1.6

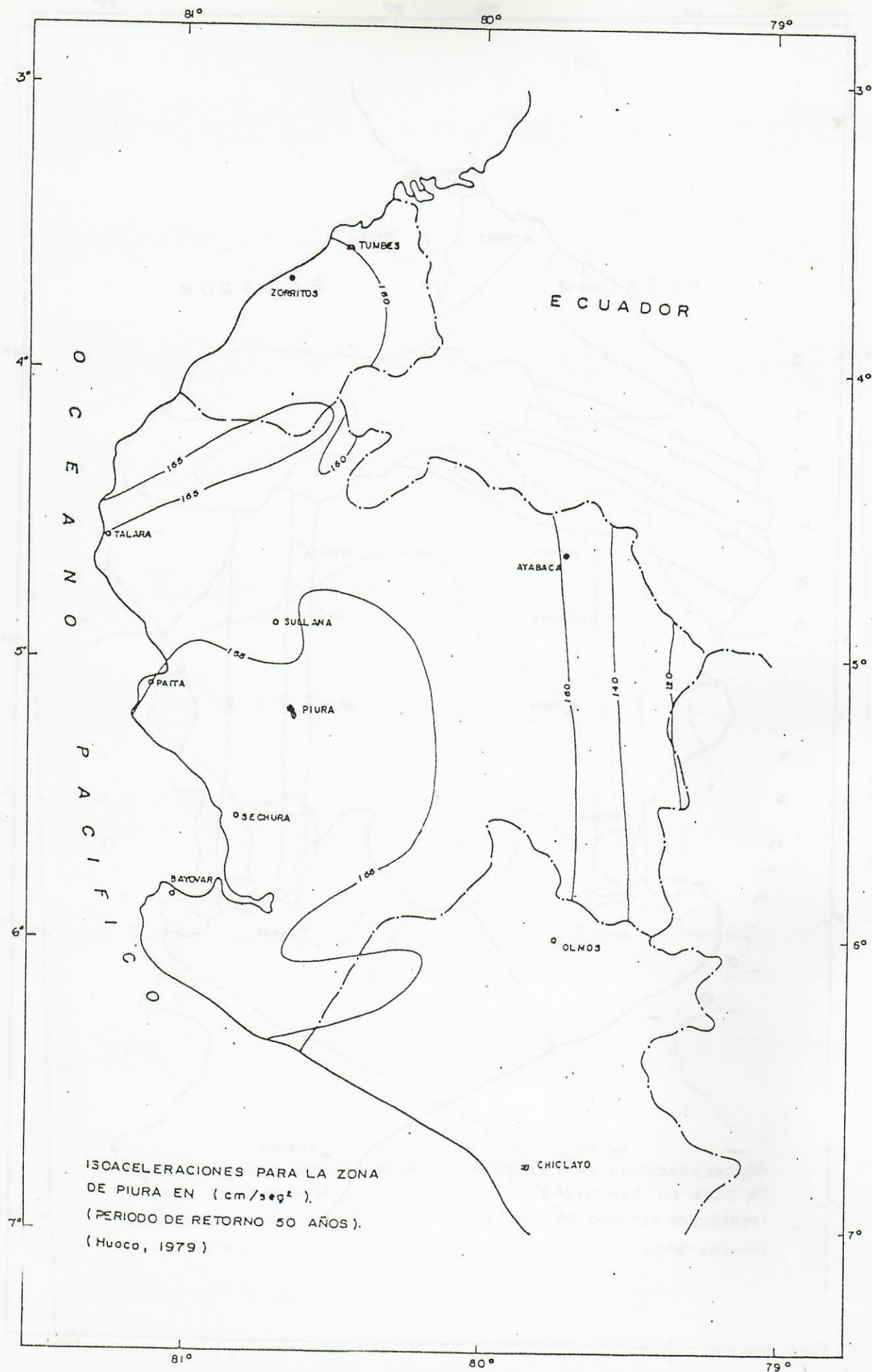


Fig. N° 1.7

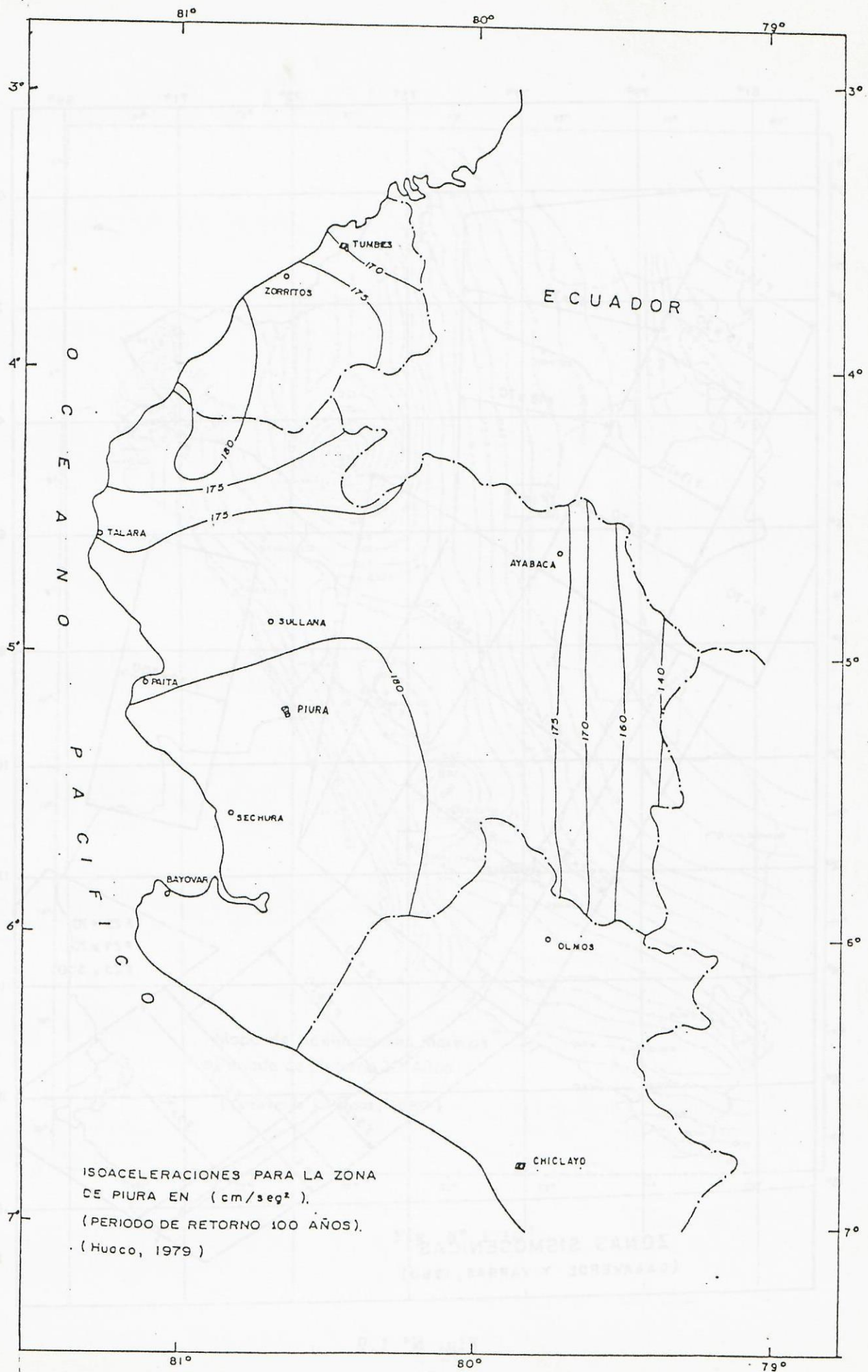


Fig. N° 1.8

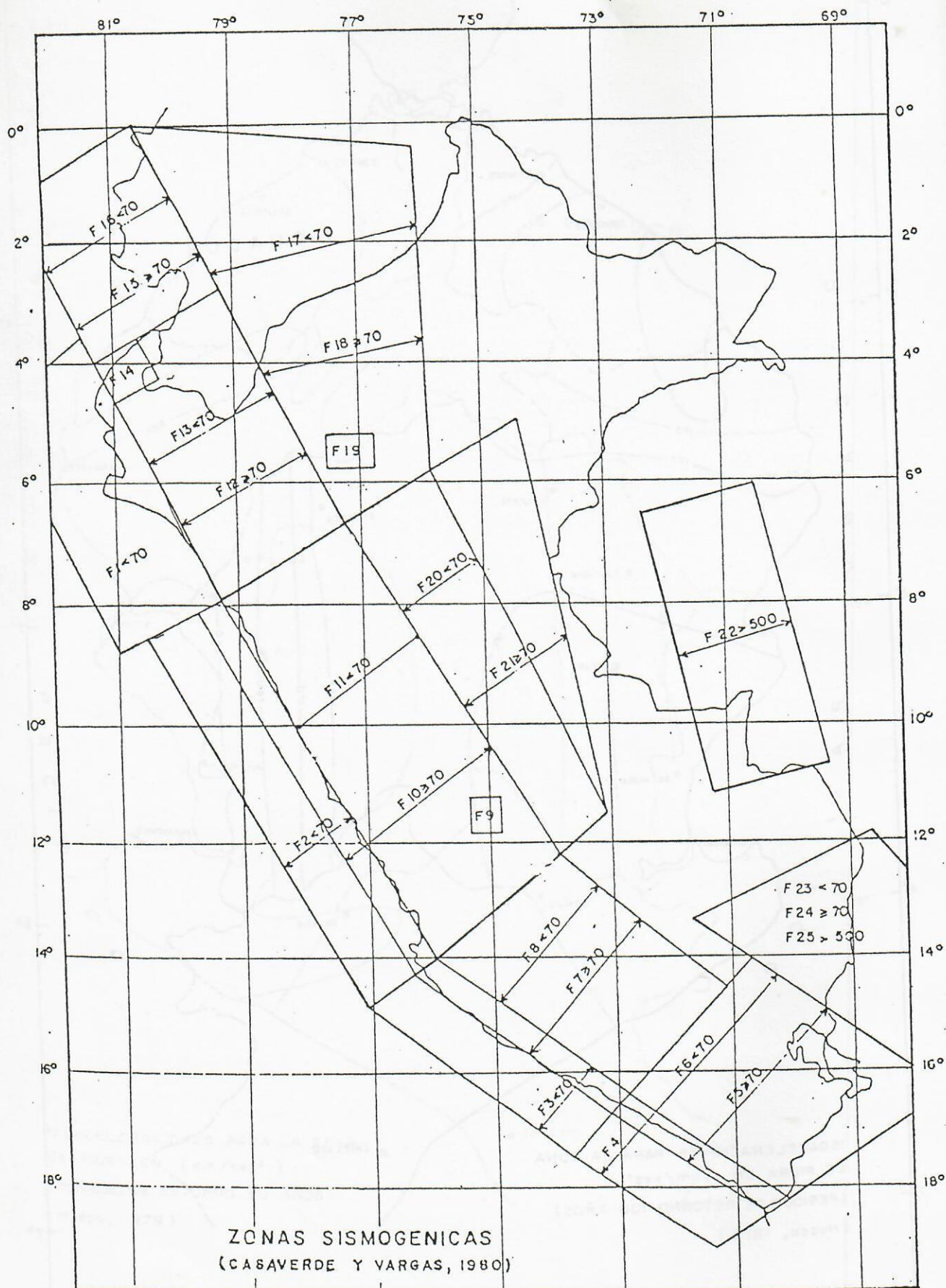


Fig. N° 1.9

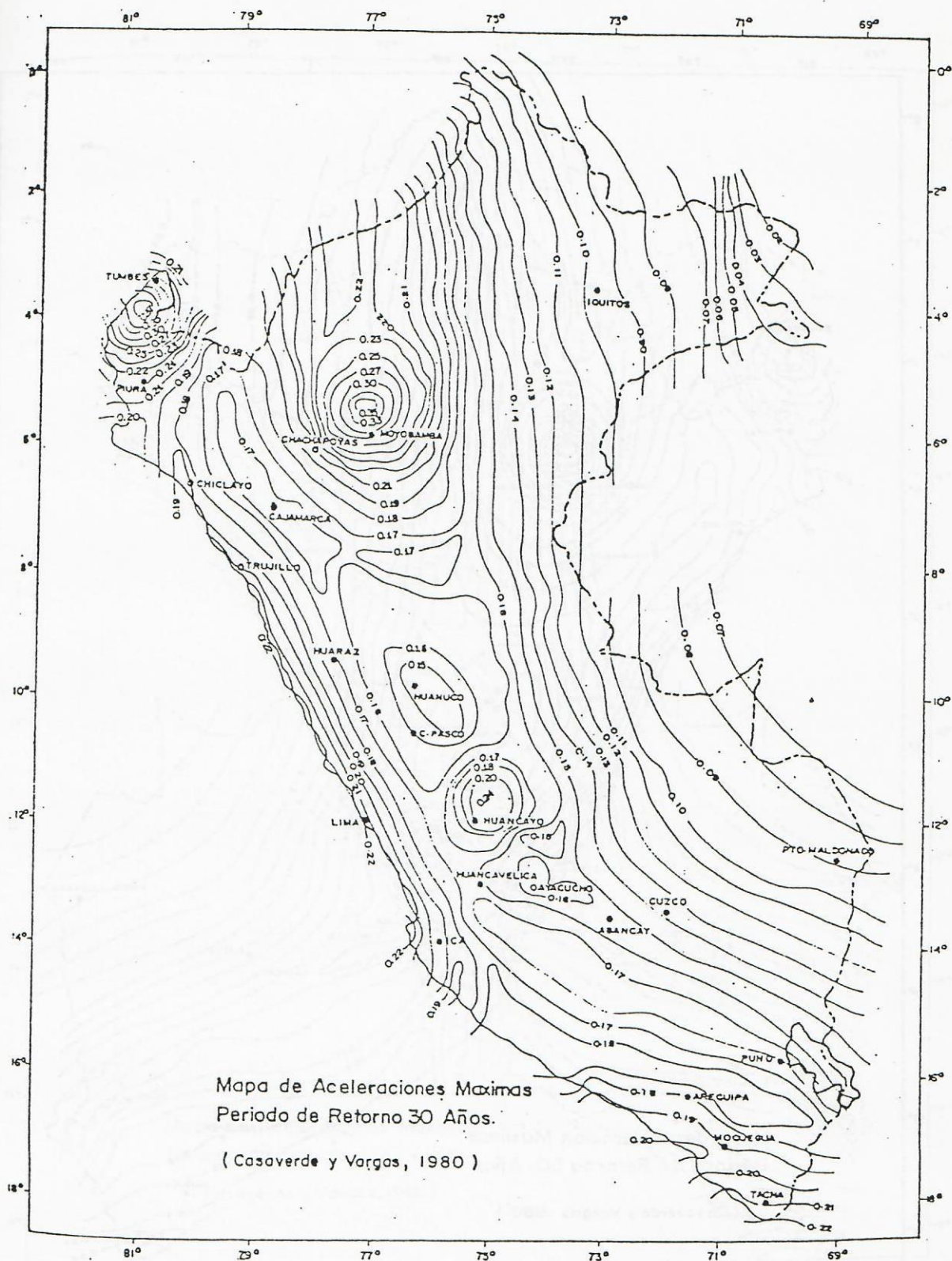
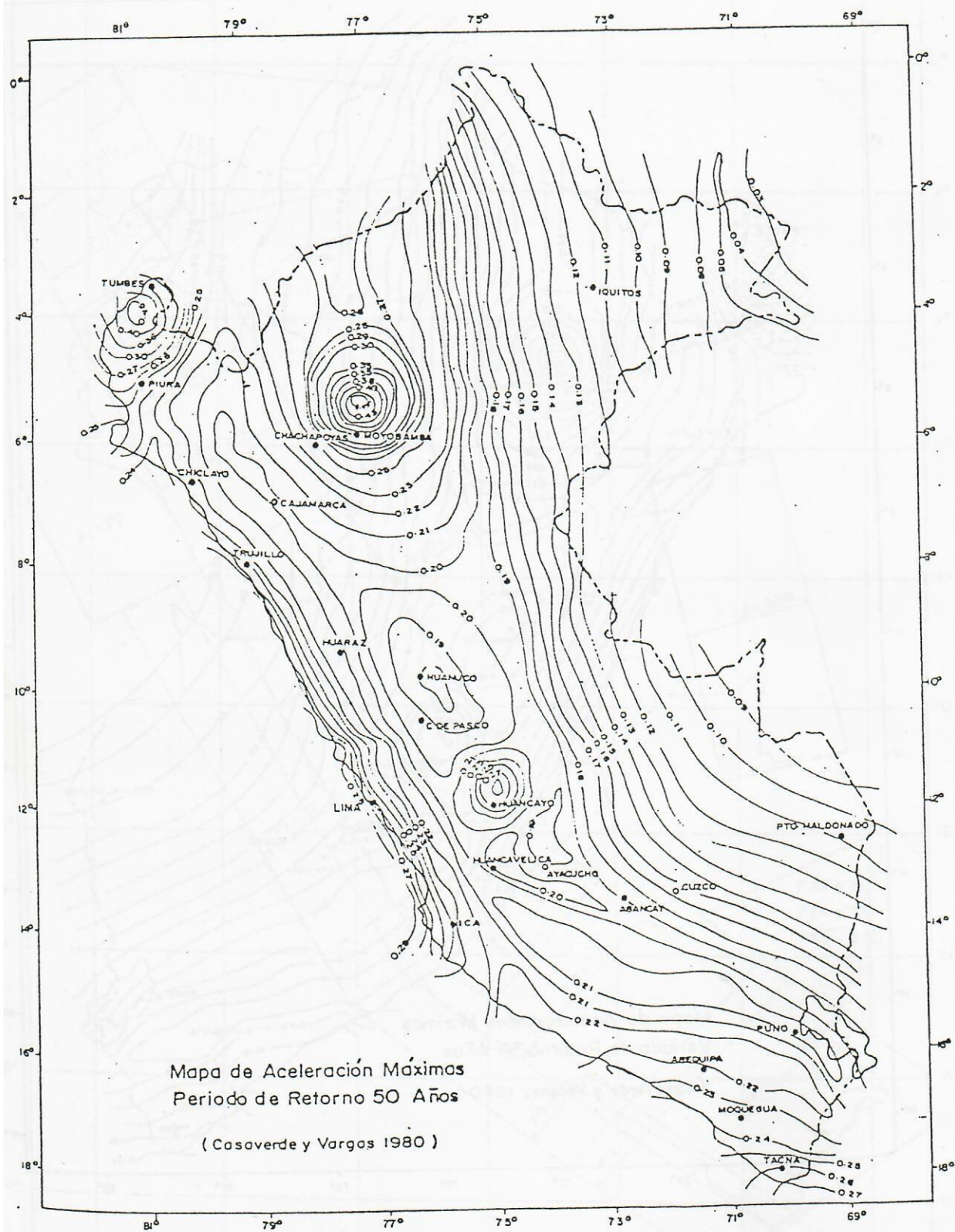


Fig. N° 1.10



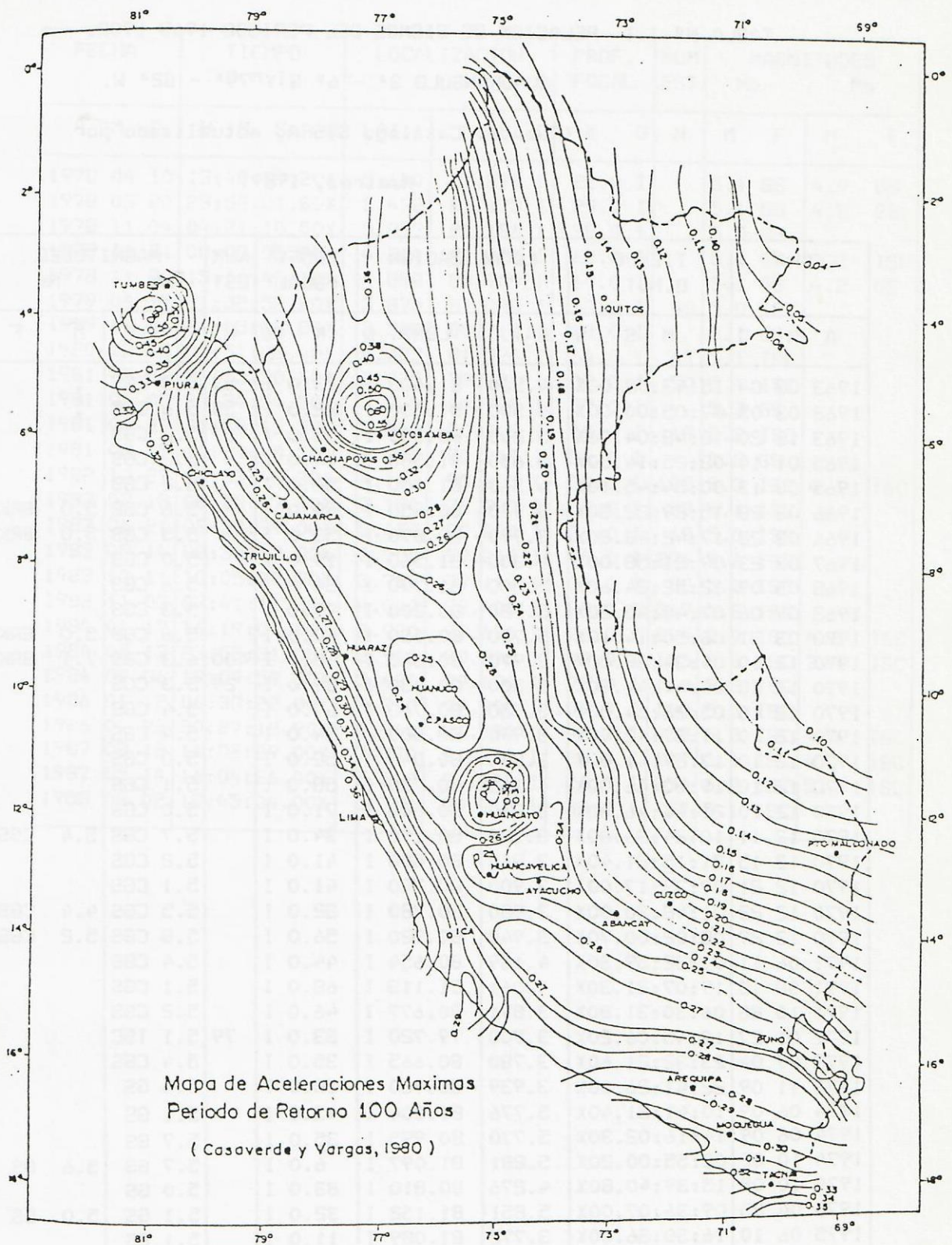


Fig. N° 1.12

TABLA Nº 1.1 RELACION DE SISMOS DEL PERIODO 1963-1988.

CUADRANGULO 3° - 6° S Y 79° - 82° W.

(Fuente: Catálogo SISRA, actualizado por

Ramirez, 1989)

FECHA			TIEMPO G.M.T.				LOCALIZACION		PROF. FOCAL		NUM EST	MAGNITUDES Mb Ms			
A	M	D	H	M	S	Q	LAT.	LONG. Q	K	Q	N	M	F	M	F
1963	03	04	15:43:02.00X				4.500	81.600 I	23.0 I		53	5.3	CGS	.	
1963	03	05	07:05:00.00X				4.500	81.500 I	22.0 I		55	5.6	CGS	.	
1963	12	20	10:48:04.00X				5.200	80.800 I	55.0 I		27	5.2	CGS		
1965	01	14	08:25:14.50X				5.650	81.380 I	14.0 I			5.3	CGS		
1965	08	13	00:54:45.10X				4.360	81.000 I	52.0 I			5.2	CGS		
1966	03	28	15:29:22.30X				3.920	80.850 I	49.0 I			5.6	CGS	5.0	BRK
1966	03	28	17:42:48.20X				3.990	80.870 I	53.0 I			5.5	CGS	5.0	BRK
1967	08	23	09:21:58.00X				4.300	81.560 I	19.0 I			5.0	CGS		
1968	05	09	12:52:24.60X				5.290	81.790 I	34.0 I			5.6	CGS		
1968	09	06	07:49:45.20X				5.780	80.200 I	97.0 I			5.3	CGS		
1970	03	31	08:50:14.10X				5.730	80.130 I	90.0 I			5.6	CGS	5.0	BRK
1970	12	10	04:34:38.00X				3.970	80.660 I	15.0 I		400	6.3	CGS	7.1	BRK
1970	12	10	04:49:44.90X				3.500	80.630 I	29.0 I		29	5.3	CGS		
1970	12	10	05:32:54.00X				3.950	80.760 I	67.0 I			5.4	CGS		
1970	12	10	11:37:42.90X				3.990	80.800 I	34.0 I			5.4	CGS		
1970	12	10	17:29:41.00X				3.990	80.840 I	52.0 I			5.0	CGS		
1970	12	10	19:50:46.00X				4.165	80.730 I	58.0 I			5.1	CGS		
1970	12	10	21:46:46.00X				3.960	80.800 I	71.0 I			5.0	CGS		
1970	12	11	10:24:36.00X				3.980	80.790 I	34.0 I			5.7	CGS	5.4	CGS
1970	12	15	21:15:21.40X				3.960	80.800 I	41.0 I			5.2	CGS		
1970	12	21	07:33:17.00X				3.900	80.780 I	41.0 I			5.1	CGS		
1970	12	22	01:48:30.00X				3.980	80.780 I	32.0 I			5.5	CGS	4.4	CGS
1970	12	29	08:02:00.70X				3.940	80.920 I	56.0 I			5.8	CGS	5.2	CGS
1971	06	11	01:32:59.30X				4.169	80.654 I	44.0 I			5.4	CGS		
1971	08	18	19:07:21.30X				4.061	81.113 I	68.0 I			5.1	CGS		
1971	10	28	06:30:31.80X				3.871	80.677 I	46.0 I			5.2	CGS		
1972	01	27	18:45:06.20X				3.900	79.720 I	83.0 I		79	5.1	ISC		
1972	09	04	23:32:21.60X				3.780	80.665 I	35.0 I			5.4	CGS		
1973	11	09	22:41:26.00X				3.939	80.960 I	18.0 I			5.6	GS		
1974	06	09	10:41:21.40X				5.776	81.004 I	43.0 I			5.1	GS		
1974	06	09	14:16:02.30X				5.770	80.995 I	35.0 I			5.7	GS		
1974	10	02	02:55:00.20X				5.881	81.097 I	6.0 I			5.7	GS	5.6	GS
1974	10	08	15:39:40.80X				4.276	80.810 I	83.0 I			5.0	GS		
1975	04	25	09:36:07.00X				5.851	81.152 I	32.0 I			5.1	GS	5.0	GS
1975	06	10	16:30:36.00X				3.772	81.089 I	11.0 I			5.1	GS		
1975	09	16	00:44:00.90X				4.413	80.855 I	50.0 I			5.0	GS		
1975	10	11	16:24:22.20X				4.117	81.097 I	59.0 I			5.2	GS		
1976	01	24	03:36:16.30X				4.044	81.801 I	42.0 I			5.1	GS		

FECHA			TIEMPO G.M.T.				LOCALIZACION		PROF. FOCAL		NUM EST	MAGNITUDES Mb Ms				
A	M	D	H	M	S	Q	LAT.	LONG.	Q	K	Q	N	M	F	M	F
1978	04	10	13:40:39.20X				5.620	81.278	I	22.0	I		5.1	GS	4.9	GS
1978	05	20	23:58:01.80X				5.472	81.173	I	29.0	I		5.1	GS	4.2	GS
1978	11	04	04:21:10.50X				5.897	81.186	I	38.0	I		5.0	GS		
1978	11	21	00:07:05.90X				4.314	81.125	I	62.0	I		5.1	GS	5.2	ISC
1978	11	24	15:16:45.10X				4.898	80.909	I	64.0	I		5.1	GS	4.2	GS
1979	06	12	21:32:52.20X				3.875	81.038	I	53.0	I	40	5.0	ISC		
1979	11	26	21:05:48.80X				3.327	80.713	I	59.0	I		5.1	GS		
1980	12	25	00:51:08.40X				4.023	81.020	I	64.0	I	47	5.1	ISC		
1981	05	26	04:55:30.60X				3.025	79.186	I	102.0	I	50	5.1	ISC		
1981	06	05	23:34:54.50X				3.903	80.709	I	37.0	I		5.3	GS		
1981	06	27	21:54:15.30X				3.058	80.345	I	55.0	I	119	5.2	ISC		
1981	08	19	14:29:43.50X				3.895	80.969	I	32.0	I		5.2	GS		
1982	10	29	15:33:40.30X				4.180	80.620	I	33.0	I	128	5.3	ISC	4.1	ISC
1983	02	18	08:55:47.90X				3.190	79.030	I	122.0	I	59	5.1	ISC		
1983	06	21	09:58:39.00X				5.690	80.800	I	36.0	I	18	5.0	ISC		
1983	09	14	08:35:17.80X				3.700	79.260	I	99.0	I	274	5.6	ISC		
1983	10	11	10:05:37.70X				3.750	79.110	I	94.0	I	82	5.0	ISC		
1983	11	03	07:41:11.20X				4.000	79.400	I	89.0	I	367	5.8	ISC		
1984	01	17	16:19:04.60X				3.920	81.410	I	26.0	I	294	5.9	ISC	4.8	ISC
1984	05	13	23:53:31.00X				3.940	80.810	I	47.0	I	135	5.3	ISC	3.4	ISC
1984	09	06	19:09:59.30X				3.630	79.690	I	73.0	I	160	5.2	ISC		
1986	01	12	06:38:22.00X				3.990	79.390	I	109.0	I	160	5.5	ISC		
1986	04	23	20:27:12.90X				3.910	81.020	I	48.0	I	258	5.5	ISC	4.4	ISC
1987	03	12	11:02:29.00X				3.870	81.490	I	38.0	I	109	5.1	ISC	4.1	ISC
1987	05	14	16:04:26.00X				5.640	81.380	I	26.0	I	350	5.7	ISC	5.7	ISC
1988	04	02	19:45:04.00X				5.750	80.950	I	33.0	I	57	5.1	ISC		

TABLA N°1.2 UBICACION GEOGRAFICA Y PROFUNDIDADES FOCALES
DE LAS FUENTES SIMOGENICAS
(Casaverde y Vargas, 1980)

FUENTE	COORDENADAS	GEOGRAFICAS	PROFUNDIDAD FOCAL
F-1	83.05W 04.35S	81.45W 03.50S	≤ 70 Kms
	80.90W 08.80S	79.25W 08.00S	
F-2	80.50W 08.60S	79.25W 08.00S	≤ 70 Kms
	77.10W 14.90S	76.00W 14.08S	
F-3	77.10W 14.90S	76.00W 14.08S	≤ 70 Kms
	73.70W 17.50S	72.70W 16.40S	
F-4	73.70W 17.50S	72.70W 16.40S	≤ 70 Kms
	71.30W 19.10S	69.90W 18.20S	
F-5	73.00W 16.75S	70.60W 14.10S	> 70 Kms
	70.2 W 18.45S	67.20W 16.35S	
F-6	72.70W 16.40S	70.60W 14.10S	≤ 70 Kms
	69.90W 18.20S	67.20W 16.35S	
F-7	76.30W 14.30S	73.80W 12.45S	> 70 Kms
	73.00W 16.75S	71.00W 14.60S	
F-8	76.00W 14.08S	73.80W 12.45S	≤ 70 Kms
	72.70W 16.40S	71.00W 14.60S	
F-9	75.30W 11.40S	74.80W 11.40S	≤ 70 Kms
	75.30W 12.00S	74.80W 12.00S	
F-10	79.65W 08.20S	77.20W 06.80S	> 70 Kms
	76.30W 14.30S	73.80W 12.45S	

TABLA N°1.2 UBICACION GEOGRAFICA Y PROFUNDIDADES FOCALES
DE LAS FUENTES SISMOGENICAS
(Casaverde y Vargas, 1980)

FUENTE	COORDENADAS	GEOGRAFICAS	PROFUNDIDAD FOCAL
F-11	79.25W 08.00S	77.20W 06.80S	≤ 70 Kms
	76.00W 14.08S	73.80W 12.45S	
F-12	81.25W 03.90S	79.20W 02.80S	> 70 Kms
	79.25W 08.00S	77.20W 06.80S	
F-13	81.25W 03.90S	79.20W 02.80S	≤ 70 Kms
	79.25W 08.00S	77.20W 06.80S	
F-14	81.25W 03.90S	80.60W 03.55S	≤ 70 Kms
	80.95W 04.55S	80.25W 04.20S	
F-15	82.70W 01.10S	80.60W 00.05S	> 70 Kms
	81.25W 03.90S	79.20W 02.80S	
F-16	82.70W 01.10S	80.60W 00.05S	≤ 70 Kms
	81.25W 03.90S	79.20W 02.80S	
F-17	80.60W 00.05S	76.00W 00.55S	≤ 70 Kms
	77.20W 06.80S	75.80W 05.90S	
F-18	80.60W 00.05S	76.00W 00.55S	> 70 Kms
	77.20W 06.80S	75.80W 05.90S	
F-19	77.50W 05.25S	76.75W 05.25S	≤ 70 Kms
	77.50W 05.85S	76.75W 05.85S	
F-20	77.20W 06.80S	75.80W 05.90S	≤ 70 Kms
	73.80W 12.45S	73.00W 11.90S	

TABAL N° 1.3

1 RIESGO SISMICO PARA LA CIUDAD DE TALARA- PIURA (aceleraciones).

NSTEP = 20 JCALC = 0 JPRNT = 1

LISTA DE INTENS. EXAMINADAS 4.61 5.30 5.70 5.99 6.21 6.40
 (CONTINUACION) 6.55 6.68 6.80 6.91

RIESGOS DESEADOS .0333 .0200 .0100 .0050 .0025 .0020 .0010 .0000

DATOS DE ATENUACION C1 C2 C3 SIGMA RZERO RONE AAA BBB
 4.23 .80 -1.00 .70 25.00 .00 100000.00 .00

NUMERO DE FUENTES 16

NUMERO DE SUBFUENTES EN FUENTES 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
 (CONTINUACION DE SUBFUENTES) 1 1 1 1 1 1

FUENTE	L/S	COEF	M0	M1	BETA	TASA/AN	PROF.
1	0	.25	5.00	7.38	1.9143	.8060	20.0000
2	0	.25	5.00	7.38	1.9143	.8060	30.0000
3	0	.25	5.00	7.38	1.9143	.8060	40.0000
4	0	.25	5.00	7.38	1.9143	.8060	50.0000
5	0	1.00	5.00	7.60	1.7581	2.2036	35.0000
6	0	1.00	5.00	6.50	2.5671	.0493	90.0000
7	0	.50	5.00	7.00	1.0669	.1682	30.0000
8	0	.50	5.00	7.00	1.0669	.1682	40.0000
9	0	1.00	5.00	7.60	1.8951	.6029	35.0000
10	0	1.00	5.00	6.90	1.6461	.0668	90.0000
11	0	1.00	5.00	6.30	1.8715	.2438	35.0000
12	0	1.00	5.00	7.30	1.6520	.4283	35.0000
13	0	.33	5.00	7.50	1.5149	1.1314	90.0000
14	0	.33	5.00	7.50	1.5149	1.1314	130.0000
15	0	.33	5.00	7.50	1.5149	1.1314	170.0000
16	0	1.00	5.00	6.90	1.6800	.3785	35.0000
(SISM. FONDO)	0	.00	.00	.00	.0000	.0000	.0000

INDICADOR DE COORDENADAS = 1
 0=CARTESIANAS, 1=GEOGRAFICAS

FUENTE	COORDENADAS DE SUBFUENTE	X1 X3	Y1 Y3	X2 X4	Y2 Y4
FUENTE 1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	83.05	4.35	81.45	3.50
FUENTE 1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.90	8.80	79.25	8.00
FUENTE 2	COORDENADAS DE SUBFUENTE	83.05	4.35	81.45	3.50
FUENTE 2	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.90	8.80	79.25	8.00
FUENTE 3	COORDENADAS DE SUBFUENTE	83.05	4.35	81.45	3.50
FUENTE 3	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.90	8.80	79.25	8.00
FUENTE 4	COORDENADAS DE SUBFUENTE	83.05	4.35	81.45	3.50
FUENTE 4	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.90	8.80	79.25	8.00

FUENTE 5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.50	8.60	79.25	8.00	76.00	14.08
FUENTE 5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	77.10	14.90	76.00	79.25	8.00	14.08
FUENTE 6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	81.25	3.90	79.20	77.20	2.80	6.80
FUENTE 6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	79.25	8.00	77.20	77.20	6.80	2.80
FUENTE 7	COORDENADAS DE SUBFUENTE	81.25	3.90	79.20	79.20	2.80	6.80
FUENTE 7	COORDENADAS DE SUBFUENTE	79.25	8.00	77.20	77.20	6.80	2.80
FUENTE 8	COORDENADAS DE SUBFUENTE	81.25	3.90	79.20	79.20	2.80	6.80
FUENTE 8	COORDENADAS DE SUBFUENTE	79.25	8.00	77.20	77.20	6.80	2.80
FUENTE 9	COORDENADAS DE SUBFUENTE	81.25	3.90	80.60	80.60	3.55	4.20
FUENTE 9	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.95	4.55	80.25	80.25	4.20	3.55
FUENTE 10	COORDENADAS DE SUBFUENTE	82.70	1.10	80.60	80.60	.05	2.80
FUENTE 10	COORDENADAS DE SUBFUENTE	81.25	3.90	79.20	79.20	2.80	.05
FUENTE 11	COORDENADAS DE SUBFUENTE	82.70	1.10	80.60	80.60	.05	.05
FUENTE 11	COORDENADAS DE SUBFUENTE	81.25	3.90	79.20	79.20	2.80	.05
FUENTE 12	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.60	.05	76.00	76.00	.55	.55
FUENTE 12	COORDENADAS DE SUBFUENTE	77.20	6.80	75.80	75.80	5.90	.55
FUENTE 13	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.60	.05	76.00	76.00	.55	.55
FUENTE 13	COORDENADAS DE SUBFUENTE	77.20	6.80	75.80	75.80	5.90	.55
FUENTE 14	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.60	.05	76.00	76.00	.55	.55
FUENTE 14	COORDENADAS DE SUBFUENTE	77.20	6.80	75.80	75.80	5.90	.55
FUENTE 15	COORDENADAS DE SUBFUENTE	80.60	.05	76.00	76.00	.55	.55
FUENTE 15	COORDENADAS DE SUBFUENTE	77.20	6.80	75.80	75.80	5.90	.55

FUENTE	16	COORDENADAS DE SUBFUENTE	77.50	5.25	76.75	5.25
FUENTE	16	COORDENADAS DE SUBFUENTE	77.50	5.35	76.75	5.35

FUENTE	1	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	111450.4
FUENTE	1			AREA TOTAL	111450.4

FUENTE	2	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	111450.4
FUENTE	2			AREA TOTAL	111450.4

FUENTE	3	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	111450.4
FUENTE	3			AREA TOTAL	111450.4

FUENTE	4	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	111450.4
FUENTE	4			AREA TOTAL	111450.4

FUENTE	5	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	116769.3
FUENTE	5			AREA TOTAL	116769.3

FUENTE	6	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	130516.4
FUENTE	6			AREA TOTAL	130516.4

FUENTE	7	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	130516.4
FUENTE	7			AREA TOTAL	130516.4

FUENTE	8	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	130516.4
FUENTE	8			AREA TOTAL	130516.4

FUENTE	9	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	6814.2
FUENTE	9			AREA TOTAL	6814.2

FUENTE	10	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	90083.0
FUENTE	10			AREA TOTAL	90083.0

FUENTE	11	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	90083.0
FUENTE	11			AREA TOTAL	90083.0

FUENTE	12	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	228477.3
FUENTE	12			AREA TOTAL	228477.3

FUENTE	13	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	228477.3
FUENTE	13			AREA TOTAL	228477.3

FUENTE	14	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	228477.3
FUENTE	14			AREA TOTAL	228477.3

FUENTE	15	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	228477.3
FUENTE	15			AREA TOTAL	228477.3

FUENTE	16	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	5537.9
FUENTE	16			AREA TOTAL	5537.9

RESULTADOS PARA LUGAR		81.30	4.50
-----------------------	--	-------	------

INTENSIDAD:	4.61	5.30	5.70	5.99	6.21	6.40	6.55	6.68	6.80	6.91
ANTILOG(INTENSIDAD):	100.46	200.34	298.87	399.41	497.70	601.85	699.24	796.32	897.85	

1002.25

FUENTE 1	1	1	E(NO/AÑO):	.340E-01	.587E-02	.199E-02	.867E-03	.447E-03	.245E-03	.150E-03	.962E-04	.630E-04
.423E-04												
FUENTE 2	1	1	E(NO/AÑO):	.293E-01	.496E-02	.166E-02	.707E-03	.357E-03	.192E-03	.115E-03	.725E-04	.467E-04
.308E-04												
FUENTE 3	1	1	E(NO/AÑO):	.253E-01	.423E-02	.138E-02	.575E-03	.285E-03	.150E-03	.882E-04	.546E-04	.346E-04
.224E-04												
FUENTE 4	1	1	E(NO/AÑO):	.219E-01	.360E-02	.115E-02	.470E-03	.228E-03	.118E-03	.679E-04	.414E-04	.257E-04
.164E-04												
FUENTE 5	1	1	E(NO/AÑO):	.222E-02	.126E-03	.171E-04	.339E-05	.898E-06	.267E-06	.977E-07	.392E-07	.163E-07
.715E-08												
FUENTE 6	1	1	E(NO/AÑO):	.141E-02	.118E-03	.239E-04	.675E-05	.242E-05	.949E-06	.438E-06	.218E-06	.112E-06
.595E-07												
FUENTE 7	1	1	E(NO/AÑO):	.528E-02	.961E-03	.308E-03	.121E-03	.558E-04	.274E-04	.152E-04	.886E-05	.529E-05
.324E-05												
FUENTE 8	1	1	E(NO/AÑO):	.506E-02	.917E-03	.282E-03	.103E-03	.490E-04	.237E-04	.129E-04	.743E-05	.438E-05
.265E-05												
FUENTE 9	1	1	E(NO/AÑO):	.193E+00	.348E-01	.120E-01	.524E-02	.268E-02	.145E-02	.869E-03	.547E-03	.351E-03
.230E-03												
FUENTE 10	1	1	E(NO/AÑO):	.150E-02	.164E-03	.357E-04	.104E-04	.380E-05	.150E-05	.698E-06	.349E-06	.180E-06
.959E-07												
FUENTE 11	1	1	E(NO/AÑO):	.852E-02	.143E-02	.458E-03	.187E-03	.900E-04	.462E-04	.266E-04	.162E-04	.100E-04
.639E-05												
FUENTE 12	1	1	E(NO/AÑO):	.263E-02	.225E-03	.404E-04	.100E-04	.319E-05	.112E-05	.467E-06	.213E-06	.100E-06
.494E-07												
FUENTE 13	1	1	E(NO/AÑO):	.300E-02	.297E-03	.585E-04	.156E-04	.522E-05	.191E-05	.827E-06	.389E-06	.189E-06
.954E-07												
FUENTE 14	1	1	E(NO/AÑO):	.282E-02	.273E-03	.528E-04	.138E-04	.459E-05	.166E-05	.715E-06	.334E-06	.161E-06
.807E-07												
FUENTE 15	1	1	E(NO/AÑO):	.259E-02	.244E-03	.463E-04	.119E-04	.390E-05	.139E-05	.593E-06	.274E-06	.131E-06
.653E-07												
FUENTE 16	1	1	E(NO/AÑO):	.133E-02	.750E-04	.101E-04	.199E-05	.526E-06	.155E-06	.561E-07	.226E-07	.935E-08
.392E-08												
(SISM. FONDO) E(NO/AÑO):				.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00
.000E+00												
TOD. FUENTES E(NO/AÑO):				.340E+00	.583E-01	.195E-01	.835E-02	.421E-02	.226E-02	.135E-02	.846E-03	.541E-03
.354E-03												
TODAS FUENTES RIESGO:				.288E+00	.567E-01	.193E-01	.831E-02	.420E-02	.226E-02	.135E-02	.846E-03	.541E-03
.354E-03												

.00100	RIESGOS:	.03330	.02000	.01000	.00500	.00250	.00200
6.63	INTENSIDAD:	5.50	5.69	5.93	6.15	6.37	6.44
759.93	ANTILOG(INTENSIDAD):	244.11	295.03	374.81	470.62	583.30	623.34

FIN DEL PROBLEMA

CAPITULO II

INVESTIGACION GEOTECNICA

2.1 INTRODUCCION

Numerosos accidentes o catástrofes ocurridos desde algunos años en diferentes países han reafirmado de manera alarmante que no todos los problemas de mecánica de suelos están resueltos. Actualmente existe la tendencia a descuidar los estudios geotécnicos, lo cual ocasiona grandes dificultades, obligando a hacer modificaciones de último momento en las especificaciones de los proyectos "estudiados" y en los montos de los costos y plazos de ejecución de la obra.

La geotecnia utiliza para la investigación de suelos dos técnicas muy importantes, la exploración de campo y los ensayos de laboratorio.

La exploración de campo conlleva a definir un programa de trabajo que involucra necesariamente la revisión de información existente (si es que la hay), el conocimiento de las necesidades del proyecto, formular hipótesis del subsuelo y también fórmulas para el análisis.

Estas fórmulas requieren parámetros que son determinados en los ensayos de campo y de laboratorio. Esto conduce a establecer que tipo de muestras son necesarias para los ensayos e implícitamente que tipos de pruebas de campo son necesarias para la obtención de las muestras seleccionadas.

Finalmente, implementar un programa de exploración en base al tipo de sondeo, a su profundidad. Verificar en el laboratorio las hipótesis iniciales del suelo, ensayándolo con las pruebas adecuadas y determinando sus características físicas y los parámetros de resistencia.

También es de gran importancia y constituye una limitación para la ejecución del trabajo la disponibilidad de recursos en lo que respecta a: equipos, personal especializado y recursos económicos.

En el presente capítulo se presentará una breve explicación de los ensayos de campo y de laboratorio efectuados en este estudio.

2.2 RECOPILACION DE ESTUDIOS

La revisión de los estudios recopilados de la ciudad de Talara comprende treinta y un trabajos realizados por entidades particulares.

La información obtenida de estos estudios ha sido un valioso aporte para la evaluación de las características del subsuelo, así como también para establecer la zonificación geotécnica de la ciudad.

Se tiene un total de 220 calicatas y 60 Ensayos de Penetración Estándar, disponiendo de información adicional de Conos Peck (15 ensayos) y Cono Alemán (4 ensayos), cuyas ubicaciones se encuentran en el Plano de Ubicación de Sondajes (Plano Nº 3). Cada estudio está numerado (1 al 31) y su procedencia indicada en el Anexo I.

2.3 EXPLORACION DE CAMPO

2.3.1. Exploración de Campo en este Estudio.

La exploración de campo en la ciudad de Talara se realizó teniendo en mente varios objetivos,

los cuales fueron :

- Explorar zonas críticas en donde se han presentado problemas especiales de cimentación de suelos.
- Examinar algunas zonas en las cuales se presume la ocurrencia de problemas de cimentación bajo condiciones especiales (licuación, expansión, colapso.)
- Determinar in-situ algunas propiedades y características del suelo, así como también obtener algunas muestras alteradas e inalteradas para ser llevadas al laboratorio y realizar ensayos sobre las condiciones del suelo.

La ciudad de Talara se dividió preliminarmente en siete sectores como se muestra en la Fig. Nº2.1 (sectores I,II,III,IV,V,VI,VII).

El objetivo de esta sectorización era determinar las zonas con características geotécnicas similares en base a los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio . Así mismo también permitió definir en que áreas eran necesarios proyectar los ensayos de campo, tomando en consideración los objetivos mencionados anteriormente y la densidad de estudios recopilados.

Los sectores definidos fueron:

SECTOR I : Comprende toda el área de Punta Arenas, hasta los límites de la refinería.

SECTOR II : Incluye la Urb. Sudamérica y la Urb. Vencedores hasta la Av. Ignacio Merino.

SECTOR III : Abarca el área de la refinería limitando por el norte y oeste con el Océano Pacífico y por el este con el casco urbano de la ciudad, (Av. Salaverry "C").

SECTOR IV : Se ubica el centro urbano de la ciudad y está limitado por el norte con la Quebrada Yale, al sur con la Av. Ignacio Merino, al este con la Av. Mariscal Cáceres "D" hasta la Urb Terrazas y el estadio, al oeste colinda con la refinería.

SECTOR V : Comprende la Urb. Fonavi y la Urb. Aproviser, hasta la Av. Ignacio Merino y el talud del Tablazo.

SECTOR VI : Incluye la Villa FAP y parcialmente el pueblo joven "9 de Octubre" ubicados en el tablazo.

SECTOR VII : Abarca desde la Quebrada Yale hasta las instalaciones de la compañía de petróleos Belco.

Se programaron y ejecutaron para el presente estudio nueve calicatas de profundidad variable, denominadas C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6, C-7, C-8, C-9 y cinco sondajes con la realización de ensayos de penetración estándar, a los cuales se les ha denominado S-1, S-2, S-3, S-4, S-5, y se encuentran ubicados según muestra el Plano de Ubicación de Sondajes (Plano Nº 3).

2.3.2. Calicatas.

Se realizó la excavación con pico y pala con aproximadamente 1.20 m. de diámetro y una profundidad variable, según se presenten las condiciones del suelo y el nivel de investigación.

Las muestras alteradas se colocaron en bolsas plásticas que luego fueron selladas e identificadas debidamente. Este tipo de muestra se utilizó para: análisis granulométricos, ensayos de contenidos de humedad, ensayos de plasticidad.

Las muestras inalteradas son aquellas que se sacan en bloques y son protegidas con capas de parafina y yute, evitando que pierdan su humedad y estructura original.

Las calicatas programadas para este estudio fueron nueve y se ubicaron de la siguiente forma:

-SECTOR II :

- Cuatro en Urb. Sudamérica. (C-3, C-4, C-5, C-6).
- Dos en la Urb. Vencedores. (C-1, C-2).

-SECTOR V :

- Una en la Urb. Aproziser.(C-7).

-SECTOR VI :

- Una en P. J. "9 de Octubre". (C-9).
- Una en la Urb. Popular.(C-8).

2.3.3. Ensayos de Penetración Estándar.

El Ensayo Normal de Penetración Estándar (SPT) nació en los Estados Unidos de Norteamérica en la década de 1920, con la finalidad de estimar el grado de densificación de los suelos. La prueba está normalizada por la norma ASTM D-1586.

Originalmente los penetrómetros dinámicos como el SPT fueron concebidos para apreciar la compacidad de los suelos sin cohesión, en los cuales es a menudo difícil extraer muestras inalteradas. El equipo utilizado es liviano y poco voluminoso, por lo tanto es más conveniente su uso en regiones de difícil acceso.

Los resultados obtenidos pueden ser alterados por diversos factores, como:

- El suelo puede refluir alrededor de la punta y descomprimirse encima de ella.
- La velocidad de hincado hace que en los suelos poco permeables sumergidos una parte notable de la energía de hincado puede transmitirse al agua intersticial, aumentando instantáneamente la resistencia a la penetración.
- Una proporción variable de la fricción lateral se añade a la resistencia de punta.

El Ensayo de Penetración Estándar consta de un muestreador con un diámetro interno de 1 3/8" y un diámetro exterior de 2", que es hincado en el suelo utilizando un peso de 140 lb. que es soltado a una altura de 30 pulgadas. El muestreador se hincado 18 pulgadas por debajo del fondo de la perforación, el número de golpes se registra cada 6 pulgadas de penetración hasta un máximo de 100 golpes.

La resistencia a la penetración N es el número de golpes requeridos para introducir el muestreador las últimas 12 pulgadas (de la 6 a la 18). Si el número de golpes llega a 100, la resistencia a la penetración se registra como el número de golpes requeridos para hincado el muestreador las últimas 12 pulgadas, o si no se alcanzan 12 pulgadas de resistencia a la penetración, se registra como 100 entre el número de pulgadas hincadas, por ejemplo 100/4".

La resistencia a la penetración estándar no se puede convertir a la densidad relativa, D_r , pero sin embargo se aplican términos descriptivos a la densidad del suelo, existiendo una diferencia de criterios para ello según se trate de suelo arenoso o arcilloso. (Tablas Nº 2.1 y 2.1.1).

La ubicación y distribución de los sondeos y calicatas en la ciudad se realizó de acuerdo a la inspección visual, ubicando las zonas críticas y teniendo en cuenta la densificación de estudios recopilados. El muestreo se hizo en los perfiles donde se encontraba cambio de tipo de suelo. Todas las muestras fueron examinadas cuidadosamente en el campo y clasificadas de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y ensayadas por medio de pruebas especiales como corte directo, consolidación, etc. Para la ejecución de estas perforaciones se empleó equipo y personal especializado.

Los registros de los sondeos, así como las secciones transversales de los perfiles estratigráficos se muestran en los Anexo II y III respectivamente.

2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de las calicatas y de los ensayos de penetración estándar fueron realizados en el Laboratorio Geotécnico del Cismid de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, en donde se realizaron ensayos estándar y ensayos especiales.

2.4.1. Ensayos estándar.

Son aquellos que sirven para identificar y clasificar a los materiales y preparar sus correspondientes perfiles estratigráficos. La relación de los ensayos realizados es:

- | | |
|----------------------------|--------------|
| - Análisis granulométricos | 85 muestras. |
| - Contenidos de Humedad | 85 muestras. |
| - Límites de Atterberg | 85 muestras. |

2.4.2.2.- Análisis Granulométricos.- Comprende el ensayo mecánico por tamizado, normado por la norma ASTM - D2487, "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos". Este método fue propuesto por Dr. Arthur Casagrande en 1942 y adoptado por algunas agencias de gobierno de los Estados Unidos de Norte América en 1952. El método determina una delimitación de los grupos de suelos basado en el predominio de los diámetros de los granos, graduación y plasticidad. Los suelos están divididos en tres grupos: suelos de grano grueso, suelos de grano fino, y suelos orgánicos. La clasificación se hace por medio de los Análisis Granulométricos y Límites de Consistencia, llamados también Límites de Atterberg, ensayos de hidrómetro.

2.4.2. Ensayos Especiales

Denomínase así a las pruebas de comportamiento mecánico, necesarias para la evaluación y correlación de las condiciones de resistencia y deformación del suelo investigado.

La relación de los ensayos realizados es:

- | | |
|------------------------------|-------------|
| - Ensayos de Consolidación | 8 muestras. |
| - Ensayos de Colapso. | 4 muestras. |
| - Ensayos de Expansión Libre | 8 muestras. |
| - Ensayos de Corte Directo | 6 muestras. |
| - Gravedad Específica. | 8 muestras. |
| - Prueba del Hidrómetro. | 7 muestras. |

2.4.2.1. Ensayo de Consolidación.- Este ensayo tiene por objeto calcular los parámetros que describan la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o deformación. El ensayo de consolidación requiere de un elemento de suelo que esté restringido lateralmente y cargado axialmente en incrementos constantes, siendo aplicado hasta que todo exceso de presión de poros se haya disipado en cada incremento.

En la zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe encontrarse la máxima presión que el suelo ha soportado en su historia geológica antes de la ejecución de la prueba a la que se le está sometiendo, dicha presión se denomina "Carga de Preconsolidación". El índice de compresión C_c representa la variación de vacíos en un ciclo logarítmico de las presiones verticales. El índice de expansión C_s se calcula en la etapa de descarga de la prueba. C_s es siempre mucho más pequeño que el índice de compresión C_c .

2.4.2.2. Ensayo de Colapso.- Este ensayo fue sugerido por Knight y consiste en moldear una muestra de suelo y colocarla en el anillo del consolidómetro, aplicando progresivamente cargas hasta que se alcance un valor aproximado de 2 Kg/cm². Al final de esta carga la muestra es inundada con agua y es dejada por un día, luego el ensayo es cargado a su límite de carga como en el ensayo de consolidación.

2.4.2.3. Ensayo de Expansión.- El equipo empleado para esta prueba es similar al equipo utilizado para estudiar la consolidación. El consolidómetro puede ser utilizado para medir la cantidad de expansión bajo varias condiciones de carga. Es posible evaluar la presión de expansión cargando la muestra expandida hasta que alcance su volumen original. Los resultados de las pruebas de laboratorio serán confiables dependiendo del estado de la muestra. Una muestra gravemente disturbada no será representativa del estrato y dará resultados no solamente inútiles sino que crearán confusión en el análisis. Es importante la frecuencia de las pruebas en un determinado lugar.

2.4.2.4. Ensayo de Corte Directo.- Normado por la norma ASTM D3080 - 72. El objetivo del ensayo es deducir la ocurrencia de una falla a través de un plano de ubicación predeterminado. En este plano actúan dos fuerzas, una que produce un esfuerzo normal, σ , debido a una carga vertical P_v aplicada externamente y un esfuerzo cortante, τ , debido a la aplicación de una carga horizontal P_h . Estos esfuerzos se calculan dividiendo las cargas mencionadas entre el área (A) de la muestra, $\sigma = P_v/A$, $\tau = P_h/A$. Usualmente el área no se corrige para tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra P_n . Estos esfuerzos deben satisfacer la ecuación de Coulomb:

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi$$

2.4.2.5. Gravedad Específica.- Normado por la norma ASTM D854 - 58. La gravedad específica se toma como el valor promedio para los granos del suelo. Este valor es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo; se utiliza también en el análisis del hidrómetro y es útil para predecir el peso unitario del suelo. Se busca calcular el volumen de un peso conocido de granos de suelos y dividirlo por el peso del mismo volumen de agua.

2.4.2.6. Análisis Granulométrico - Método del Hidrómetro.- Normado por la norma ASTM D421 - 58 y D422 - 63. Este ensayo es utilizado para obtener un estimado de la distribución granulométrica de los suelos finos, con partículas cuyos diámetros en un mayor porcentaje se encuentran desde el tamiz Nº 200 (0.075 mm) hasta alrededor de 0.001 mm. El objetivo principal de este método es obtener el porcentaje de arcilla, (más fino que 0.002 mm). El comportamiento del suelo cohesivo depende principalmente del tipo y porcentaje de arcilla del suelo presente, de su historia geológica y del contenido de humedad más que de la distribución misma de los tamaños de partículas.

2.4.2.7 Contracción.- Normado por la norma ASTM D427-61. Es una relación que indica cuanto cambio de volumen puede presentarse por cambio en la humedad de los suelos. Se define como la relación del cambio de volumen del espécimen como un porcentaje de su volumen seco al cambio correspondiente en humedad por encima del límite de contracción, expresado como un porcentaje del peso seco del suelo obtenido luego de ser secado al horno.

Los estudios revisados y los ensayos de laboratorio realizados indican que existe la presencia de suelos de comportamiento especial en la ciudad de Talara, tales como: suelos colapsables, suelos expansivos y suelos susceptibles al fenómeno de licuación. Cada uno de ellos bajo condiciones externas apropiadas tales como, posición del nivel freático superficial, ocurrencia de un sismo fuerte, condición de saturación o de sumergencia temporal, manifiestan el riesgo inherente que representa cimentar edificaciones en ellos sin tomar consideraciones adecuadas para cada tipo especial de suelo.

2.5 EVALUACION DE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO.

Habiendo efectuado la sectorización preliminar de la ciudad de Talara, se presentará y evaluará los resultados de los ensayos realizados en cada sector para luego definir las zonas con características geotécnicas similares. La evaluación es la siguiente:

Sector I.-

Los ensayos de penetración estándar recopilados para este sector son 16. Se ha utilizado el

método de wash boring para los casos en que el nivel freático se encuentra a nivel superficial. La profundidad máxima alcanzada es de 11 m. También se dispone de información de 32 ensayos de penetración dinámica realizados mediante la introducción en el terreno de una varilla de fierro de 1/2" de diámetro y 75 cms. de largo con una comba de 5 lb., midiendo el número de golpes necesarios para introducir la varilla 30 cms. El valor N' obtenido se relacionó con el N de la prueba de penetración estándar mediante relaciones de áreas y esfuerzos en cada prueba y considerando el tipo de terreno.

La relación establecida fue la siguiente:

- Suelos granulares : $N = 0.8 * N'$
- Suelos arcillosos : $N = 0.5 * N'$

Siendo N : número de golpes para el SPT.

N' : el número de golpes obtenidos mediante la varilla de 1/2"

La evaluación de los ensayos de perforación se indican en la Tabla 2.2 Se tiene información de 43 pozos exploratorios de hasta 7.5 m. de profundidad. Así mismo se tienen resultados de 139 análisis granulométricos por tamizado, 9 ensayos de hidrómetro, 78 límites líquidos, 52 índices plásticos, 105 contenidos de humedad, 14 ensayos de expansión, 13 ensayos de consolidación, 5 de compresión simple y 5 ensayos triaxiales de tipo consolidado no drenado.

El nivel freático es variable encontrándose a nivel muy superficial, de 1.55 a 2.5 m. de profundidad en los sondeos ubicados cerca a la línea de playa; en otros casos el nivel freático se encontró de 5.70 m. a 9.60 m. de profundidad e incluso a veces no ha sido hallado hasta la profundidad investigada.

El tipo de suelo en esta zona es arenoso y arcilloso. El estrato arenoso es de compacidad suelta a medianamente densa, es decir, la compacidad aumenta con la profundidad. El estrato arcilloso se encuentra por lo general húmedo y es de consistencia blanda.

Los resultados de clasificación indican que existen dos tipos de arcilla, una de plasticidad alta y otra de plasticidad media, siendo las primeras de color pardo a marrón café y las otras presentan un color variable de gris claro a gris verdoso, dependiendo del grado de alteración que presenten. (gráfico N° 1, Tabla N° 2.3). Ciertos ensayos químicos en la zona dan indicios de contenidos variables de sulfatos, de leves a moderados. (Tabla N° 2.3.1).

La información obtenida a través de los ensayos de consolidación para arcillas expansivas en Punta Arenas, edificios W-9, manifiestan que las cargas de preconsolidación varían de 0.95 kg/cm² a 4.30 Kg/cm². La arcilla expansiva analizada es de clasificación SUCS CH. Los contenidos de humedad fluctúan de 6.5% a 56%.

Las muestras cuyos contenidos de humedad natural varían de 22% a 56% presentan cargas de preconsolidación de 0.95 Kg/cm² a 1.38 Kg/cm² con índices de compresibilidad entre 0.096 y 0.63 y un índice de expansión entre 0.0094 y 0.149.

Las muestras cuyos contenidos de humedad varían de 6.5% a 8.1% tuvieron cargas de preconsolidación variables de 2.50 Kg/cm² a 4.50 Kg/cm², índices de compresibilidad entre 0.048 y 1.64 e índices de expansión de 0.052 a 0.084, (Tabla N° 2.4). Los resultados de los ensayos de expansión controlada indican cargas de control de 2.5 a 6.4 Kg/cm² (Tabla N° 2.4.1).

Los resultados de los ensayos de expansión libre indican grados de expansión altos, (Tabla N° 2.5). Estos ensayos pertenecen al área donde se ubican los edificios W-9. Los resultados indican un máximo de 64% de expansión, con un contenido de humedad final de 47% durante un período máximo de 62 días.

Los ensayos de la prueba del hidrómetro (Tabla Nº 2.6) señalan que para arcillas de baja plasticidad, el porcentaje de partículas menores de 2 micras es aproximadamente de 19.5% con un peso específico de 2.72. Para arcillas de gran plasticidad se indican porcentajes de hasta 56%.

Los resultados de los ensayos de compresión triaxial y de compresión no confinada se indican en la Tablas Nº 2.7 y 2.7.1 respectivamente.

Los índices de actividad para arcillas de tipo CH, Formación Lutitas Talara, varían de 0.92 a 1.70 y para arcillas de tipo CL, Formación Chacra, varían de 0.95 a 1.06.

Sector II.-

En este sector se tiene la siguiente información de campo: 2 ensayos SPT y 6 perforaciones con perforador motorizado tipo Mobil Drill 7IIP, 63 calicatas de hasta 4.0 m. de profundidad.

Según estos ensayos de campo se pueden distinguir 2 estratos de suelo, uno arenoso y otro arcilloso. La evaluación de los ensayos de penetración estándar para este sector se indican en la Tabla Nº 2.8.

Los resultados de los ensayos de corte directo indican que para suelos arenosos del tipo SM y SP los ángulos de corte varían de 24° a 40° con contenidos de humedad natural de 1.9% a 15.9%. (Tabla Nº 2.9).

Los ensayos de expansión señalan porcentajes de expansión de 5% a 28%, esto indica que existen arcillas con potencial de expansión medio y alto; es decir arcillas de tipo CL y tipo CH.

Existe presencia de contenidos moderados de sulfatos en la Urb. James Storm (1375 ppm).

Las pruebas de hidrómetro (Tabla Nº 2.10) indican lo siguiente:

- Porcentaje de partículas menores de 0.002mm:
 - Urb. Sudamérica de 32% a 49.4%
 - Urb. Vencedores de 38% a 49.4%.

Sector III.-

En este sector se tiene información de 14 ensayos de penetración estándar, 11 calicatas y reportes de análisis químicos.

Los ensayos SPT alcanzan una profundidad máxima de hasta 20 m. Los resultados de estos ensayos señalan que para profundidades de 2.5m. a 3.0 m. aproximadamente, el número de golpes varía de 4 a 23. Los valores más bajos de N corresponden a un relleno arcilloso de consistencia blanda, los valores de N comprendidos entre 10 y 23 corresponden a un estrato arenoso de compacidad suelta a media según la descripción de Terzaghi-Peck, Tabla Nº 2.1. A mayor profundidad el valor se incrementa, es decir la compacidad aumenta de media a densa. La evaluación de los ensayos SPT se muestran en la Tabla Nº 2.11.

Los ensayos granulométricos por tamizado indican mayor proporción de suelos granulares, arenas.

Los resultados de análisis químicos de 9 muestras (Michelena, 1985) señalan contenidos moderados de sulfatos, 2216 ppm. como máximo. El mismo ensayo hecho en 6 muestras (CPS Ingeniería, 1977) indican un contenido de sales solubles de 4.15%.

Sector IV.-

La información disponible en este sector consta de: 4 ensayos de penetración estándar, 14 calicatas, 1 ensayo de permeabilidad.

Los ensayos de penetración estándar indican que se trata de un estrato arenoso de hasta 7.5 m. de profundidad. Los valores de N varían de 5 a 21, lo que lo describe como una arena de suelta a medianamente densa, Tabla Nº 2.12. Las calicatas con profundidad máxima de 4.80 m. presentan un perfil uniforme, arenas limpias, de finas a medias.

El ensayo de permeabilidad de carga variable reporta lo siguiente:

-Arena en estado denso:

Relación de vacíos, e : 0.59.

Coefficiente permeabilidad: $K_{20}(\text{m/seg}): 2.52 \cdot 10^{-5}$

-Arena en estado suelto:

Relación de vacíos, e : 0.78.

Coefficiente permeabilidad: $K_{20}(\text{m/seg}): 6.75 \cdot 10^{-5}$

Un análisis químico (Michelena, 1986) señala contenidos de sales solubles de 112 ppm.

Sector V.-

La información de campo para este sector consiste de 31 calicatas de 3.0 m. de profundidad máxima.

El perfil que presenta consiste de arena fina a media de compacidad suelta a media. La calicata C-7 en la Urb. Aproviser confirma la presencia de material arcilloso de alta plasticidad, el cual se presenta a una profundidad de 0.85 m. y cuyo espesor continúa aún debajo de la profundidad investigada.

Sector VI.-

En este sector se tiene información sobre 8 ensayos de penetración estándar, 34 calicatas de hasta 5.0 m. de profundidad, 85 análisis granulométricos, 72 contenidos de humedad, 68 límites líquidos, 68 límites plásticos, 4 ensayos de consolidación, 3 ensayos de colapso y 3 ensayos de corte directo.

No ha sido posible realizar un estudio de toda el área pero la información disponible detalla que los suelos colapsables (en Villa FAP) tienen una consistencia media a densa, (Tabla Nº 2.13); los límites de consistencia se indican en la Tabla Nº 2.14. Estos suelos tienen un alto contenido de sales solubles que varía de 600 a 8800 ppm y contenidos calcáreos variables de 15% a 75% (Alva, 1987) y 0.43% a 0.51% (Tecsusa, 1972), Tabla Nº 2.15. El nivel freático no fue detectado en ninguno de los estudios mencionados.

Comparando el contenido de humedad de la zona (Villa FAP) en 1987 con el que existía antes de las lluvias de 83, se concluye que existe un aumento del 6 al 11%. Además en áreas localizadas y como consecuencia del riego de jardines y roturas de tuberías, existe acumulación del contenido de humedad hasta el 20%. Lo anterior significa que el agua ha percolado desde la superficie, produciendo el lavado de sales, causando el colapso de las estructuras. (Alva, 1987).

Los ensayos de colapso para el estudio Cimentación de 40 viviendas en Villa FAP (Alva, 1987), muestran índices de colapso de 0.40 a 1.24%. Estos resultados indican colapsos moderados a graves (Ref. Tabla de Jennings & Knight Nº 4.3.1). Los contenidos de humedad de los ensayos

anteriores fluctúan entre 11% a 20%, con una carga de saturación de 0.5 Kg/cm².

En esta zona también se encuentran lentes de arcilla limosa y arcilla expansiva, de esta última muestra se tienen registros de ensayos de expansión-controlada (Tecsusa, 1972), los cuales se han realizado controlando la expansión por 24 horas hasta cargas de 0.4 Kg/cm² y 0.6 Kg/cm², luego se inició el ensayo de consolidación.

Sector VII.-

La información de campo disponible consta de 7 ensayos estándar SPT hasta de 6.70 m. de profundidad; 7 calicatas hasta de 2.50 m. y la información de laboratorio consiste de 41 ensayos granulométricos, 4 ensayos de corte directo, 3 ensayos de compactación estándar modificado, 10 ensayos de densidad de campo y 4 ensayos químicos.

El nivel freático fluctúa de 3.80 a 6.00 m. de profundidad, dependiendo de la cercanía al mar, así como de la cota topográfica.

El suelo se caracteriza por ser una arena mal graduada (SP), de compacidad entre suelta y media, (Tabla N° 2.16). Se indican ángulos de corte entre 23° y 30°. Los análisis químicos señalan porcentajes de sulfatos entre 132 y 1335 ppm, asimismo la presencia de cloruros entre 117 y 3830 ppm.

2.6 CONCLUSIONES

De los trabajos ejecutados en este estudio y de la revisión de los estudios anteriores, se obtienen las siguientes conclusiones:

1.- Debido a la constitución del suelo se distinguen diversos tipos de suelos que bajo la acción de agentes externos representan problemas latentes de cimentación, los cuales son: suelos expansivos, suelos colapsables, suelos susceptibles al fenómeno de licuación.

2.- Los suelos de carácter expansivo son de tipo CH y CL. Los suelos de mayor expansividad corresponden a las arcillas lutáceas de la formación Talara encontrados parcialmente en Punta Arenas, Urb. Vencedores y Urb. Sudamerica, y las arcillas de menor expansividad corresponden a la formación Chacra en Punta Arenas.

Características físicas para las arcillas CH son:

- El límite líquido varía de 50.0 a 88.3, con valor promedio de $\bar{x} = 59.54$ y una desviación estándar $\sigma = 12.17$ para un espacio muestral $n = 65$.
- El Índice Plástico varía de 22.00 a 57.5, con un valor promedio de $\bar{x} = 35.07$ y una desviación estándar $\sigma = 9.90$.
- El Límite contracción varía de 17 a 19.
- Actividad es de 0.97 a 1.13.

Para las arcillas tipo CL:

- El Límite Líquido varía de 31.5 a 43.2, con un valor promedio $\bar{x} = 38.18$ y una desviación estándar $\sigma = 7.13$ para un espacio muestral $n = 77$.
- El Índice Plástico varía de 14.5 a 24.1, con un valor promedio $\bar{x} = 21.46$ y una desviación estándar $\sigma = 4.56$.

- Límite de Contracción 18.

- Actividad 0.91 a 1.06.

3.- El porcentaje de expansión de las arcillas de Talara se ha cuantificado por medio de ensayos de expansión libre y controlada. El porcentaje de expansión para las arcillas de tipo CL fluctúan entre 5% y 28%, para las arcillas de tipo CH varían entre 39% y 64% para un período máximo de 62 días; las cargas de expansión son mayores que 2.5 Kg/cm².

4.- Los ensayos de campo realizados en la ciudad de Talara indican que en la parte baja de la ciudad, (Centro de la ciudad, sector de la refinería, Quebrada Yale, y parcialmente Punta Arenas), se encuentran suelos arenosos de tipo SP, SM, SP-SM (es decir depósitos aluviales y eólicos) de consistencia suelta a media tendiendo a ser más densa a mayor profundidad. El nivel freático se ubica entre 1.50 a 5.0 m. Bajo tales condiciones se presume la posibilidad de la ocurrencia del fenómeno licuación ante la acción de un sismo severo, lo cual será evaluado posteriormente.

5.- Los suelos de naturaleza colapsable se ubican en la parte alta de la ciudad, zona comúnmente llamada el Tablazo. Los ensayos de campo (SPT), lo sitúan como un suelo de consistencia media a densa. Poseen altos contenidos de sales solubles, habiéndose encontrado cantidades de hasta 8800 ppm. Los ensayos de colapso arrojan índices de moderados a graves. (ref. Tabla Finbarr).

CONCLUSIONES

RESISTENCIA Y PROPIEDADES DEL SUELO EN BASE
A LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

TABLA Nº 2.1 SUELOS ARENOSOS

Densidad Relativa	Penetración Estándar (golpes/pie)
Muy Suelta	0-4
Suelta	4-10
Media	10-30
Densa	30-50
Muy Densa	>50

(Ref. Terzaghi, Peck 1948).

TABLA Nº 2.1.1 SUELOS ARCILLOSOS

Consistencia Relativa	Penetración Estándar (golpes/pie)
Muy Blanda	0-2
Blanda	2-4
Media	4-8
Rígida	8-15
Muy Rígida	15-30
Dura	>30

(Ref. Terzaghi, Peck 1948).

TABLA Nº 2.2 EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

SECTOR I

Pozo	Prof m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip.	Ref.
P-5	3.00	8	SP-SM	2.30	6/80	Suelta	(5)
	4.50	14	CH			Rígida	
	6.00	6	CH			Media	
	7.50	6	SM			Suelta	
P-6	1.50	10	SM	2.50	6/80	Suelta	(5)
	3.00	12	SM			Media	
	4.50	40	SM			Densa	
	6.00	15	SM			Media	
	7.50	12	SM			Media	
	9.00	10	SM			Suelta	
	9.75	12	SM			Media	
P-7	3.00	4	SP-SM	1.70	6/80	Muy Suelta	(5)
	4.50	3	SM			Muy Suelta	
	6.00	31	SM			Densa	
	7.50	18	SM			Media	
	9.00	4	CH			Blanda	
P-8	3.00	10	SC-SM	2.30	6/80	Suelta	(5)
	4.50	12	SM			Media	
	6.00	6	SM			Suelta	
	7.50	15	SM			Media	
P-9	3.00	3	SM	2.20	6/80	Muy Suelta	(5)
	4.50	12	SM			Media	
	6.00	5	SM			Suelta	
	7.50	23	SM			Media	
P-10	2.00	7	SM-SC	1.55	6/80	Suelta	(5)
	3.00	12	SM-SC			Media	
	4.50	14	SM			Media	
	6.00	22	SM			Media	
	7.50	10	SM			Suelta	
P-11	6.00	8	SM	5.70	6/80	Suelta	(5)
	7.50	10	SM			Suelta	
P-15	3.00	7	SP	N.A.	6/80	Suelta	(5)
	4.50	24	SP			Media	
	6.00	18	SP			Media	
	7.50	14	SP			Media	
P-21	6.00	7	SM	5.0	/80	Suelta	(5)
	7.50	7	SM			Suelta	
	9.00	14	SM			Media	
P-22	3.00	2	CL	1.60	6/80	Muy Blanda	(5)
	4.50	6	CL			Media	
	6.00	18	SM-SC			Media	
	7.50	15	SM			Media	
	9.00	12	SM			Media	

SECTOR I

Pozo	Prof m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip.	Ref.
P-3	1.00	6	SP	N.A.	12/84	Suelta	(7)
	2.00	8	SP			Suelta	
	3.00	14	GC			Media	
	5.00	20	SP			Media	
P-4	1.50	36	Lut.	N.A.	12/84		(7)
	3.00	34	Lut.				
	4.50	40	Lut.				
P-5	1.50	27	SP-SM	N.A.	12/84	Media	(7)
	3.00	16	SP			Media	
	4.50	24	SP			Media	
P-6	2.00	22	SM	N.A.	12/84	Media	(7)
	3.00	27	SP			Media	
	4.50	25	SP			Media	
P-7	1.50	8	Lut.	N.A.	12/84		(7)
	2.50	11	SC			Media	
	3.50	23	Lut.				
	4.50	38	Lut.				
PC-4	2.45	9	SP	1.80	9/87	Suelta	(28)
	3.45	8	ML			Suelta	
	4.45	11	SP-SM			Media	
D2A	0.45	15	SP	2.50	1/84	Media	(11)
	0.75	19	SP-SM			Media	
D4A	0.70	36	SP	2.00	1/84	Densa	(11)
	1.10	15	SP-SM			Media	
D6A	0.40	32	SP-SM	1.85	1/84	Densa	(11)
	0.60	28	SM			Media	
	1.70	6	CL			Media	
J10A	0.30	12	SP	N.A.	1/84	Media	(11)
J9A	0.40	9	SP	N.A.	1/84	Suelta	(11)
	1.75	4	CL			Blanda	
J6A	0.35	26	SP	3.00	1/84	Media	(11)
	0.55	20	SP-SM			Media	
	1.70	9	SP			Suelta	
J10B	0.40	14	SP	N.A.	1/84	Media	(11)
	0.65	12	CL			Media	
	1.40	11	CL			Rígida	
	2.10	4	CL			Blanda	
C1C	0.30	26	SP	N.A.	1/84	Media	(11)
	0.85	30	SM			Media	
	1.40	14	SM			Media	
C1B	0.30	28	SM	N.A.	1/84	Media	(11)
	0.90	26	GP			Media	
	1.40	30	SW-SM			Media	
C2A	0.90	30	GW-GM	N.A.	1/84	Media	(11)
	1.50	12	SP-SM			Media	

SECTOR I

Pozo	Prof m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip	Ref.
C2B	0.30	28	SP	2.50	1/84	Media	(11)
	0.50	36	SW-SM			Densa	
	1.40	14	SP-SM			Media	
C3A	0.30	16	SP	2.55	1/84	Media	(11)
	0.75	13	SW-SM			Media	
	1.20	9	SP-SM			Suelta	
C3B	0.70	37	GP	2.10	1/84	Densa	(11)
	1.50	20	SM			Media	
C4B	0.35	22	SP-SM	2.10		Media	(11)
	1.05	15	SP			Media	
C5C	0.35	20	SM	2.20		Media	(11)
	0.95	7	SM			Suelta	
C5D	0.80	22	SM	2.00	1/84	Media	(11)
	1.15	14	SP			Media	
	1.70	14	GW			Media	
	2.40	6	SP-SM			Suelta	
K10A	0.60	14	SM	N.A.	1/84	Media	(11)
	1.05	12	CL			Rígida	
	1.60	8	ML			Media	
K7A	0.30	10	SP-SM	---	1/84	Suelta	(11)
	1.20	3	CL			Blanda	
K6B	0.30	10	SP-SM	---	1/84	Suelta	(11)
	1.30	3	ML			Blanda	
K10B	0.70	9	ML	---	1/84	Rígida	(11)
	1.10	11	ML			Rígida	
H6B	0.30	14	SP-SM	N.A.	1/84	Media	(11)
H6A	0.30	19	SP-SM		1/84	Media	(11)
	1.30	10	SP			Suelta	
H4D	0.70	24	SP	N.A.	1/84	Media	(11)
	1.75	24	SP-SM			Media	
H4C	0.80	12	SP-SM	N.A.	1/84	Media	(11)
	2.00	9	SP			Suelta	
H4B	0.70	24	SP	N.A.	1/84	Media	(11)
H3A	0.50	22	SM	N.A.		Media	(11)
	0.95	8	SP			Suelta	
X8B	0.60	15	ML	N.A.	1/84	Rígida	(11)
	0.90	22	SP			Media	
X8A	1.50	13	GP	N.A.	1/84	Media	(11)
	1.90	21	SP			Media	
W8A	0.50	24	SP-SM	N.A.	1/84	Media	(11)
	0.80	23	GP			Media	
	1.10	22	SM			Media	
PC-4	2.00	9	SP	1.80	9/87	Suelta	(30)
	3.00	8	ML			Suelta	
	4.00	11	SP-SM			Media	

TABLA Nº2.3 LIMITES DE CONSISTENCIA

SECTOR I

Pozo	Muestra	LL	LP	IP	Porcent. <.002mm	Actividad	Limite Contrac	SUCS	Ref .
P-2	M-2			45.3	38.00%	1.62	--	CH	(11)
P-3	M-2	69.9	24.6	78.7	56.00%	1.71	--	CH	(11)
P-2	M-2	111.4	32.7	45.3	38.00%	---	--	CH	(12)
P-3	M-2	50.4	20.0	78.7	56.00%	---	--	CH	(12)
	MI-3	60.0	28.2	30.4	43.00%	0.92	17	CH	CISMID
		88.8	32.7	31.8	43.10%	0.96	17	CH	CISMID
	MI-4	34.5	20.0	56.1	42.90%	1.70	17	CH	CISMID
		36.5	19.6	14.5	25.30%	0.95	18	CH	CISMID
		36.0	20.2	16.9	25.90%	1.06	18	CH	CISMID
				15.8	26.00%	0.99	18	CH	CISMID

* MI-3, MI-4 se indican en el Plano Nº 3.

TABLA Nº 2.3.1 ANALISIS QUIMICO

SECTOR I

Pozo	Muestra	Profundidad m.	Sulfato ppm	SUCS	Ref.
P-1	M-2	1.40-2.40	1364	GP-GM	(5)
P-3	M-1	0.30-5.00	478	Lutita	(5)
P-14	M-1	0.00-0.90	1058	SP	(5)
P-15	M-2	1.50-2.65	133	SP	(5)
P-19	M-1	0.00-1.50	29	SP	(5)
P-21	M-1	1.80-3.80	1472	SM-SC	(5)

TABLA Nº 2.4 RESULTADOS DE ENSAYOS DE EXPANSION LIBRE

Muestra	Descripcion de Estratos	Relac. Vacíos Inic.	Densidad Seca gr/cc	Humedad Inicial (%)	Humedad Final (%)	Tiempo días	Expansión (%)
EL-1	Horizontal	0.42	1.94	5.3	45.1	21	58
EL-11	Lig. Incl.	0.41	1.94	8.7	37.6	19	45
EL-16	Horizontal	0.35	2.04	7.1	36.4	85	49
EL-24	Horizontal	0.38	1.98	4.8	47.7	62	64
EL-25	Horizontal	0.38	1.99	4.1	40.3	78	50
EL-26	Horizontal	0.40	1.96	7.1	42.7	42	45

Las muestras EL-* pertenecen a MI-3

TABLA Nº 2.4.1 RESULTADOS DE ENSAYOS DE CARGA CONTROLADA

Muestra	Descripcion de Estratos	Carga Máx. (Kg/cm ²)	Tiempo (días)	Ref.
EC-4	Horizontal	6.40	7	CISMID
EC-5	Horizontal	3.00	17	CISMID
EC-7	Ligeramente Inclinado	7.80	6	CISMID
EC-8	Ligeramente Horizontal	4.10	3	CISMID
EC-9	Horizontal	2.60	17	CISMID
EC-1 2	Horizontal	2.50	6	CISMID
P-3	---	2.00	---	(5)
P-10	---	0.83	---	(5)
P-12	---	3.60	---	(5)
P-10	---	2.50	---	(5)
P-17	---	0.50	---	(5)
	---		---	(5)

Las muestras EC-* pertenecen a MI-3

TABLA N°2.5 RESULTADOS DE ENSAYOS DE CONSOLIDACION

Pozo	Prof. m.	Wo %	eo	ef	Pc Kg/cm ²	Cc	Cs	Dias	SUCS
P-9	1.40	32.5	1.09	0.65	1.25	0.346	0.071		CL
P-7	9.00	56.0	1.58	1.23	1.09	0.631	0.150		CH
P-10	1.00	39.0	1.05	1.47	1.38	0.347	0.119		CH
P-22	4.50	22.0	0.78	0.70	0.95	0.096	0.094		CL
C-3	---	8.10	0.36	0.34	2.27	0.140	0.055	37	CH
C-6	---	8.09	0.42	0.53	3.20	0.104	0.090	34	CH
C-13	---	7.82	0.47	0.55	3.20	0.152	0.073	34	CH
C-14	---	7.27	0.37	0.43	2.17	0.120	0.620	30	CH
C-15A	---	6.42	0.46	0.48	2.25	0.120	0.052	33	CH
C-18	---	7.21	0.50	0.59	3.11	0.136	0.051	38	CH
C-20	---	7.73	0.45	0.62	2.92	0.158	0.076	38	CH

TABLA Nº 2.6 RESULTADOS DE ENSAYOS DE HIDROMETRO

SECTOR I

Pozo	Profundidad m.	Tamaño Diám. (mm)	Acumulado que pasa (%)	SUCS	Ref.
D6A	1.85-2.50	0.0469	54.29	CL	(11)
		0.0333	52.08		
		0.0214	49.86		
		0.0166	44.80		
		0.0125	34.68		
		0.0091	12.53		
		0.0066	6.20		
		0.0013	3.80		
J70B	1.40-2.10	0.0452	69.12	CL	(11)
		0.0320	67.55		
		0.0205	65.35		
		0.0159	59.68		
		0.0120	54.02		
		0.0088	31.35		
		0.0065	12.47		
		0.0013	4.41		
	2.10-2.50	0.0401	59.61	CL	(11)
		0.0326	58.04		
		0.0209	57.41		
		0.0161	56.46		
K10A	1.05-1.60	0.0120	54.88	CL	(11)
		0.0085	50.15		
		0.0061	46.37		
		0.0013	6.62		
		0.0469	52.84		
		0.0335	50.94		
		0.0214	49.67		
		0.0166	43.98		
		0.0125	37.65		
		0.0092	9.18		
X8B	0.60-0.90	0.0067	2.85	ML	(11)
		0.0013	1.27		
		0.0429	48.86		
		0.0305	46.00		
		0.0198	42.19		
		0.0156	38.06		
		0.0116	36.63		
		0.0082	34.24		
P-2		0.0060	28.53	CH	(12)
		0.0013	10.17		
		0.0461	91.2		
		0.0332	83.3		
		0.0216	74.7		
		0.0168	70.5		
		0.0126	66.4		
		0.0088	61.3		
		0.0064	56.2		
		0.0014	33.2		

REULTADOS DE ENSAYOS DE HIDROMETRO

SECTOR I

Muestra	Prof. m.	Tamaño Diám. (mm)	% que pasa	SUCS	Ref.
P-3		0.0453 0.0320 0.0205 0.0159 0.0119 0.0084 0.0061 0.0013	94.5 92.6 89.1 86.3 84.0 80.2 74.9 48.9	CH	(12)
W-9 Punta Arenas	0.00	0.0720 0.0520 0.0370 0.0270 0.0170 0.0130 0.0090 0.0066 0.0054 0.0044	94.0 91.0 88.0 85.0 78.0 72.0 70.0 60.0 55.0 49.0	CH	CISMID
Chacra Punta Arenas		0.0014 0.0740 0.0560 0.0410 0.0300 0.0200 0.0140 0.0100 0.0073 0.0059 0.0044 0.0014	33 92 79 68 57 49 42 39 36 32 29 16	CL	CISMID

TABLA Nº 2.7 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESION
TRIAXIAL (UU)

MUESTRA	PROF. (m.)	σ	τ gr/cm ²	w (%)	τ_d gr/cm ²	ϕ	C	SUCS	Ref.
P-5	6.00	0.5	1.65	52.0	1.08	0.0	0.25	CH	(5)
		1.0	1.64	51.8	1.08				
		2.0	1.65	52.3	1.08				
P-6	4.50	0.5	1.81	19.0	1.52	19°	0.55	SM	(5)
		1.0	1.81	19.3	1.52				
		2.0	1.82	19.0	1.52				
P-13	0.50	0.5	1.46	4.6	1.40	32°	0.20	SP	(5)
		2.40	1.44	4.5	1.40				
		2.0	1.46	4.6	1.40				
P-16	2.00	0.5	2.13	15.0	1.85	33°	1.78	SP	(5)
		1.0	2.14	15.0	1.86				
		2.0	2.12	15.0	1.84				

TABLA Nº 2.7.1 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESION SIMPLE

POZO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m.)	τ gr/cm ²	w (%)	τ_d gr/cm ²	σ_{max}	SUCS	Ref
P-7	M-6	9.00-9.80	1.61	49	1.08	0.60	CH	(5)
P-9	--	1.40	1.79	33	1.35	0.70	CL	(5)
P-10	--	1.00	1.68	47	1.15	0.65	CH	(5)
P-17	M-5	7.50-8.00	2.13	20	1.77	1.65	CL	(5)
P-22	M-3	4.50-5.00	2.08	20	1.74	0.63	CL	(5)

TABLA Nº 2.8 EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

SECTOR II

Pozo	Prof m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip.	Ref.
PS1	0.35	10	SM	3.90	7/88	Suelta	(24)
	1.20	6	SP			Suelta	
	1.65	15	SP			Media	
	2.10	11	SP			Media	
	2.55	19	SP			Media	
	3.00	19	SP			Media	
	3.90	15	SP			Media	
PS2	1.30	13	CL	N.A.	7/88	Rígida	(24)
	1.75	34	CL			Dura	
	2.20	42	CL			Dura	

TABLA Nº 2.9 ENSAYOS DE CORTE DIRECTO.

SECTOR II

Cálicata	Profundidad m.	wi %	φ	SUCS	Ref.
C-1	0.85	15.9	24°	SM	(24)
	2.00	5.3	30°	SM	
C-2	1.00	1.3	39°	SP	(24)
	2.00	1.9	40°	SP	
C-1	3.00	5.7	34°	SP	(25)
C-2	3.00	7.2	35°	SP	(25)
C-5	2.25-2.75	19.2	23°	SM	CISMID
C-6	1.80-2.50	1.8	30°	SP-SM	CISMID

TABLA Nº 2.9.1 LIMITES DE CONSISTENCIA

SECTOR II.-

Pozo	Muestra	LL	LP	IP	Porcent. <.002mm	Actividad	Limite Contrac	SUCS	Ref.
C-2	Sudam. MI-1	62.5	24.6	37.9	49.00%	0.97	19.0	CH	CISMID
		67.0	28.6	38.0	49.20%	0.97	19.0	CH	CISMID
	Venced. MI-2	63.0	22.9	40.1	47.10%	1.08	17.0	CH	CISMID
		67.0	25.3	41.7	46.90%	1.13	17.0	CH	CISMID
		64.0	24.6	39.5	46.90%	1.07	17.0	CH	CISMID

TABLA Nº 2.9.2 ANALISIS QUIMICO

SECTOR II

Pozo	Muestra	Profundidad m.	Cloruros	% Sales Solubles	PH	SO4 (%)	SUCS	Ref.
PT-1		1.50		3.23			SM	(2)
		3.00		3.69			SM	(2)
		4.50		2.81			SM	(2)
PT-2		1.50		3.80			SM	(2)
		3.00		4.15			SM	(2)
		4.50		3.16			SM	(2)
--	M-1	--			8.0	34		(9)
--	M-2	--			7.8	<5		(9)
P-1	M-2	1.50-3.00	426		7.6	851	SP-SM	(28)
	M-3	3.00-4.50	213		7.6	123	SM	(28)
P-2	M-2	0.70-1.30	241		7.8	2216	SM	(28)
	M-4		511		7.8	711	SM	(28)
P-3	M-1	0.30-1.50	724		8.0	1279	SM	(28)
	M-2	1.50-3.00	142		7.6	191	SM	(28)
P-4	M-1	0.00-1.50	227		7.8	1612	OL	(28)
	M-2	3.00-4.50	405		7.7	852	SM	(28)
	M-3	1.80-3.00	28		7.7	756	SM	(28)

TABLA Nº 2.10..RESULTADOS DE ENSAYOS DE HIDROMETRO

SECTOR II

Muestra	Prof. m.	Tamaño Diám. (mm)	% que pasa	SUCS	Ref.
Urb. Sudame.		0.0700	100	CH	CISMID
		0.0500	99		
		0.0360	95		
		0.0260	92		
		0.0170	89		
		0.0120	85		
		0.0086	81		
		0.0062	74		
		0.0051	71		
		0.0040	66		
		0.0013	39		
Urb. Sudame. C-2	0.60- 2.70	0.073	97	CH	CISMID
		0.0520	95		
		0.0370	94		
		0.0270	90		
		0.0170	87		
		0.0140	82		
		0.0088	80		
		0.0063	77		
		0.0051	74		
		0.0041	69		
Urb. Sudame. C-2	2.70- 3.00	0.0014	40	CH	CISMID
		0.0730	93		
		0.0520	92		
		0.0370	89		
		0.0270	87		
		0.0170	84		
		0.0120	81		
		0.0088	77		
		0.0063	73		
		0.0052	68		
		0.0038	64		
		0.0014	32		

SECTOR II

Muestra	Prof. m.	Tamaño Diám. (mm)	% que pasa	SUCS	Ref.
Urb. Venced.		0.0710	100	CH	CISMID
		0.0510	97		
		0.0370	93		
		0.0260	90		
		0.0170	87		
		0.0120	80		
		0.0089	73		
		0.0064	68		
		0.0053	63		
		0.0040	52		
		0.0014	37		
Urb. Venced.	0.40- 1.80	0.0730	100	CH	CISMID
		0.0530	98		
		0.0380	95		
		0.0270	93		
		0.0170	91		
		0.0120	86		
		0.0088	84		
		0.0064	77		
		0.0052	74		
		0.0040	63		
		0.0014	46		

TABLA Nº 2.11 EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

SECTOR III

Pozo	Prof. m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip.	Ref.
PS-1	5.70	36	SP-SM	1.95	5/74	Densa	(1)
	6.70	39	SP-SM			Densa	
	7.70	25	SP-SM			Media	
	8.70	35	SP			Densa	
	9.70	20	SM			Media	
	10.70	30	SP			Media	
	11.70	34	SP			Densa	
	12.70	39	SP			Densa	
	13.70	42	SP			Densa	
PS-2	2.80	9	SP-SM	1.85	5/74	Suelta	(1)
	3.80	23	SP			Media	
	4.80	24	SP-SM			Media	
	5.80	32	SP			Densa	
	6.80	37	SP			Densa	
	7.80	36	SP-SM			Densa	
	8.80	36	SP-SM			Densa	
	9.80	31	SM			Densa	
	10.80	28	SP-SM			Media	
	11.80	43	SP-SM			Densa	
	12.80	51	SP-SM			Muy Densa	
PS-3	13.80	40	SP-SM	1.60	5/74	Densa	(1)
	1.60	9	SP-SM			Suelta	
	2.60	14	SM			Media	
	3.60	19	SP-SM			Media	
	4.60	24	SP			Media	
	5.60	20	SP-SM			Media	
	6.60	34	SP-SM			Densa	
	7.60	37	SP-SM			Densa	
	8.60	32	SP-SM			Densa	
	9.60	39	SP			Densa	
	10.60	34	SM			Densa	
	11.60	39	SP-SM			Densa	
P-1	12.60	44	SP-SM	1.60	1/77	Densa	(2)
	13.60	47	SP-SM			Densa	
	14.60	54	SP-SM			Muy Densa	
	0.60	3	CL			Blanda	
	1.50	3	SM			Muy Suelt	
	3.00	24	SM			Media	
	4.50	34	SM			Densa	
	6.00	22	SM			Media	
	7.25	16	SM			Media	
	8.75	24	SM			Media	
P-2	1.00	3	CL			Blanda	(2)
	1.50	14	SM			Media	
	3.00	14	SM			Media	
	4.50	12	SM			Media	
	6.00	60	SM			Muy Densa	
	7.50	26	SM			Media	
	9.00	20	SM			Media	

EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION

SECTOR III

Pozo	Prof. m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip.	Ref.
PS-1	2.00	20	SM	1.75	11/72	Media	(15)
	3.50	74	SM			Muy Densa	
	5.00	64	SM			Muy Densa	
	6.50	55	SM			Muy densa	
	8.00	50	SM			Muy densa	
	9.50	64	SM			Muy densa	
	12.00	54	SM			Muy densa	
PS-2	2.00	13	SM	1.00	11/72	Media	(15)
	3.50	15	SM			Media	
	5.00	31	SM			Densa	
	6.50	32	SM			Densa	
	8.00	31	SM			Densa	
	9.50	45	SM			Densa	
	12.00	34	SM			Densa	
PS-3	2.00	6	SM	1.25	11/72	Suelta	(15)
	3.50	27	SM			Media	
	5.00	33	SM			Densa	
	6.50	51	SM			Muy Densa	
	8.00	35	SM			Densa	
	9.50	36	SM			Densa	
	12.00	29	SM			Media	
P-1	0.75	10	SM	3.25	6/88	Suelta	(31)
	2.25	18	SM-SP			Media	
	3.75	35	SM			Densa	
	5.25	27	SM-SP			Media	
P-2	1.00	4	SM	3.20	6/88	M. Suelta	(31)
	1.50	10	SM-SP			Suelta	
	2.25	20	SM			Media	
	3.70	34	SM-SP			Densa	
P-3	5.20	36	SM-SP	3.20	6/88	Densa	(31)
	0.85	14	SM			Media	
	2.20	50	SM			Densa	
	3.70	33	SM			Densa	
P-4	5.20	28	SM	2.50	6/88	Media	(31)
	1.25	4	OH			M. Suelta	
	2.20	16	SM			Media	
	3.65	32	SM			Densa	
	5.20	33	SM			Densa	

SECTOR III

Pozo	Prof. m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip.	Ref.
S-3	1.00	18	SP-SM	0.45	1/90	Media	CISMID
	2.05	17	SP-SM			Media	
	3.10	17	SM			Media	
	4.00	7	SM			Suelta	
	5.00	9	SM			Suelta	
	6.00	13	SM			Media	
S-4	2.00	2	SM	1.50	1/90	M. Suelta	CISMID
	3.00	11	SP-SM			Media	
	4.00	7	SM			Suelta	
	5.00	4	CL			Blanda	
	6.00	25	SM			Media	
	7.30	11	SM			Media	

TABLA Nº 2.12 EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

SECTOR IV

Pozo	Prof m.	N	SUCS	N.F. m.	Fecha	Descrip	Ref.
S-1	1.00	5	SM	1.50	1/90	Suelta	CISMID
	2.00	6	SM			Suelta	
	3.00	11	SM			Media	
	4.00	8	SM			Suelta	
	5.00	7	SP-SM			Suelta	
	6.00	3	CL			Blanda	
S-2	1.00	15	SM	N.A.	1/90	Media	CISMID
	2.00	18	SM			Media	
	3.00	6	SM			Suelta	
	4.55	4	CL			Blanda	
	5.10	11	SM			Media	
S-5	1.00	7	SM	5.10	1/90	Suelta	CISMID
	2.00	11	SP-SM			Media	
	3.00	16	SP-SM			Media	
	4.00	14	SP-SM			Media	
	5.00	20	SM			Media	
	6.10	17	SM			Media	
P-1	1.00	11	SP	4.10	10/97	Media	(16)
	2.00	11	SP			Media	
	3.00	21	SP			Media	
	4.00	9	SP			Blanda	
	5.00	8	CL			Media	
	6.00	13	SM			Media	

TABLA Nº 2.13 EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

SECTOR VI

Pozo	Prof m.	N	SUCS	N.F m.	Fecha	Descrip.	Ref.
PC-1	1.00	45	SC	N.A	9/87	Densa	(28)
	2.00	50	SM			Densa	
PC-2	1.00	9	SM	N.A	9/87	Suelta	(28)
	2.00	50	SC			Densa	
PC-1	0.70	12	SC	N.A	12/84	Media	(29)
	2.20	15	SM			Media	
PC-2	0.70	9	CL	N.A.	12/84	Rigida	(29)
	2.00	32	SM			Densa	
PC-5	1.00	16	SC	N.A.	12/84	Media	(29)
	2.00	28	CL			Muy Rigida	
PC-6	1.00	24	ML	N.A.	12/84	Media	(29)
	2.00	13	SC			Media	
PC-1	1.00	45	SM	N.A.	9/84	Densa	(30)
	1.90	50	RSC			Densa	
PC-2	1.00	9	SC	N.A.	9/84	Suelta	(30)
	2.00	50	RSC			Densa	

TABLA Nº 2.14 LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM-D423-D424

SECTOR VI

Pozo	Muestra	Profundidad m.	Limite Líquido (%)	Limite Plast. (%)	Limite Contrac. (%)	SUCS	Ref.
P-1	M-1	0.00-1.00	25.80	21.60		SM-SC	(4)
	M-2	1.00-1.30	22.9	20.60		SM	(4)
	M-3	1.30-3.20	18.90	N.P.		SP-SM	(4)
	M-4	3.20-3.60	32.50	N.P.		SP	(4)
	M-5	3.60-4.30	22.30	N.P.		SP-SM	(4)
	M-6	4.30-4.60	26.20	N.P.		SP-SM	(4)
P-2	M-1	0.00-0.40	22.10	19.20		SM	(4)
	M-2	0.40-1.20	26.80	18.20		SC	(4)
	M-3	1.20-1.50	19.90	18.20		SM	(4)
	M-4	1.50-2.90	26.50	N.P.		SP	(4)
	M-5	3.50-4.50	N.P.	N.P.		SP	(4)
A		0.40-1.10	20.50	14.00		GM	(17)
		1.10-1.50	23.00	20.00		SM	(17)
		0.00-0.40	20.50	14.00		SM	(17)
C		0.40-1.50	17.60	N.P.		SM	(17)
		0.30-1.40	24.40	N.P.		SP-SM	(14)
		0.20-0.65	24.90	20.40	15.50	SM	(14)
J-12 J-20	M-2	0.65-1.15	25.20	N.P.		SM	(14)
	M-3	Inalterada	36.80	22.40	19.60	CL	(14)
	M-4	1.50-1.75	31.20	24.30	10.60	ML	(14)
	M-4	1.75-1.80	37.80	21.20	17.30	CL	(14)
	M-6	1.80-2.60	36.40	20.40	17.70	CL	(14)
	M-1	0.50-0.80	22.70	18.60	13.60	SM	(14)
J-22	M-1	1.20-1.50	26.20	21.50	17.60	SM	(14)
	M-2	0.80-1.00	22.20	N.P.		SM	(14)
	M-3	1.00-1.80	26.80	21.40	18.20	SM	(14)

SECTOR VI

Pozo	Muestra	Profundidad m.	Limite Líquido (%)	Limite Plast. (%)	Limite Contrac. (%)	SUCS	Ref.
I-4	Inalt.	0.40-1.20	25.60	N.P.	---	SP-SM	(14)
I-11	Inalt.	1.00-1.40	23.50	19.40	16.00	CL-ML	(14)
	M-1	0.40-1.20	26.80	24.00	19.00	SM	(14)
	M-2	1.20-1.70	27.20	N.P.	---	SM	(14)
	M-3	1.70-1.90	30.00	19.00	17.60	CL	(14)
I-18	M-1	1.00-1.75	24.80	N.P.	---	SM	(14)
	M-2	1.75-2.45	24.90	23.50	19.60	SM	(14)
P-1		0.60-0.80	29.50	21.50	---	SC	(28)
P-3		0.00-0.75	27.50	22.50	---	SM	(28)
P-5		0.00-0.85	30.60	21.20	---	SC	(28)
X-1	T-1	0.00-0.90	19.80	16.30	14.30	SM	(28)
	T-2	0.90-1.00	23.80	21.60	18.40	ML	(28)
	T-3	1.00-1.35	25.50	N.P.	---	SM	(28)
	T-4	1.40-1.90	26.50	21.50	18.50	CL-ML	(28)
X-2	T-7	0.55-0.65	23.70	20.90	---	SM	(28)
	T-8	0.65-1.30	23.60	21.30	---	SM	(28)
	T-10	1.65-1.75	24.40	19.70	18.60	SC-SM	(28)
X-3	T-13	0.55-1.50	25.00	19.60	14.90	CL-ML	(28)
	T-14	1.50-2.00	29.80	23.30	20.9	SM	(28)
X-4	T-16	0.40-0.95	21.90	16.20	15.90	SM-SC	(28)
	T-17	0.95-1.10	25.00	N.P.	---	SM	(28)
	T-18	1.10-1.35	26.80	15.90	13.60	SC	(28)
	T-19	1.35-1.55	24.90	N.P.	---	SM	(28)
	T-20	1.55-1.85	34.60	19.00	18.30	CL	(28)
	T-22	0.80-1.30	26.10	20.90	20.60	SC-SM	(28)
	T-23	1.30-1.60	26.90	21.10	18.90	SC	(28)
	T-24	1.60-1.80	29.70	24.90	22.10	SP-SM	(28)
X-5	T-25	1.80-1.90	27.00	20.40	19.80	SC-SM	(28)

SECTOR VI

Pozo	Muestra	Profundidad m.	Limite Líquido (%)	Limite Plást. (%)	Limite Contrac. (%)	SUCS	Ref.
X-5	T-26	1.90-2.10	24.80	N.P.	---	SM	(28)
X-7	T-31	1.60-2.60	35.00	22.00	17.00	SC	(28)
X-8	T-33	0.50-1.25	24.60	N.P.	---	SM	(28)
PC-1	M-1	0.00-1.40	26.00	16.00	---	SC	(29)
	M-2	1.40-3.00	16.00	N.P.	---	SM	(29)
PC-2	M-1	0.00-0.80	29.00	16.00	---	CL	(29)
	M-2	0.80-1.50	27.00	N.P.	---	ML	(29)
PC-3	M-1	0.00-1.20	31.00	19.00	---	SC	(29)
	M-2	1.20-1.90	32.00	18.00	---	CL	(29)
PC-5	M-1	0.00-1.80	35.00	17.00	---	SC	(29)
	M-2	1.80-3.00	33.00	15.00	---	CL	(29)
PC-6	M-3	1.80-3.00	29.00	21.00	---	SC	(29)
PC-7	M-1	0.00-1.50	28.00	14.00	---	SC	(29)
PC-8	M-1	0.00-1.60	24.00	12.00	---	SC	(29)

TABLA Nº 2.15 ANALISIS QUIMICO - SECTOR VI

Departamento: PIURA
Provincia: TALARA
Distrito: VILLA F.A.P.

Nº DE MUESTRA DE CAMPO	Calcareo %	pH Satur.	YESO %	C.E	SALES SOLUBLES meg./n.						ANIONES		
					CATIONES				CO	HCO	S.S.T.		
					Ca++	Mg++	Na+	K+				Cl+	SO
M-3-I-11	1.70-1.90	7.6	0.0	1.05	1.2	1.2	9.9	0.07	2.5	5.0	0	6.0	798.2
M-1-I-18	1.00-1.90	7.5	0.028	2.32	8.9	2.1	13.2	0.14	10.0	13.0	0	2.2	1,532.6
M-3-J-20	1.15-1.50	8.0	Traz.	1.32	1.1	1.4	12.2	0.15	4.8	7.10	0	3.6	978.3
M-1-J-22	1.20-1.80	7.3	0.451	8.30	26.0	5.0	81.0	0.54	42.0	49.86	0	2.2	6,188.2
M-J-22	1.20-1.80	7.1	1.376	11.30	25.2	5.6	115.7	0.50	65.0	63.20	0	3.0	8,840.2
M-7-1-J-20	0.65-1-15	7.7	0.038	0.75	0.96	0.36	8.1	0.06	3.5	1.46	0	5.0	589.0
M-I-11	1.00-	7.2	0.052	1.00	7.9	0.9	3.9	0.10	2.5	8.42	0	2.2	788.0

(Ref. Alva, 1987)

TABLA Nº 2.16 EXPANSION CONTROLADA - CONSOLIDACION

SECTOR VI

MUESTRA (m)	PROF.	TIPO	ϕ (cm)	h (cm)	Wi (%)	Wf. (%)	τ (gr/cm3)	τ_d
X-7,M-1	0.9-1.2	Inalte.	11.2	3.8	7.0	21.8	1.67	1.56

EXPANSION			
Carga Unitaria (Kg/cm2)	Tiempo Hr-min	Expansion (mm)	%
0.06	0h 10'	0.09	0.236
0.065	1h	0.07	0.184
0.065	24h	0.04	0.105
CONSOLIDACION			
Tiempo (horas)	Presion (kg/cm2)	Deformacion total (mm)	Relación vacíos
24	0.25	0.710	0.784
97	0.50	1.193	0.751
121	1.00	2.024	0.728
145	2.00	3.009	0.689
193	4.00	3.887	0.643
265	2.00	3.820	0.602
289	1.00	3.710	0.605
313	0.50	3.648	0.610
337	0.25	3.600	0.614
		3.332	0.615
			0.628

(inicial)

(final)

*Ref. Tecusa, 1972.

TABLA Nº2.16 EXPANSION CONTROLADA - CONSOLIDACION
SECTOR VI

MUESTRA	PROF. (m)	TIPO	ϕ (cm)	h (cm)	Wi (%)	Wf. (%)	τ (gr/cm ³)	τ_d
X-4,M-1	0.95-1.0	Remol.	11.2	3.8	4.0	22.2	1.51	1.45

EXPANSION			
Carga Unitaria (Kg/cm ²)	Tiempo Hr-min	Expansion (mm)	%
0.03	0h 10'	0.06	0.158
0.04	1h	0.05	0.132
0.04	24h	0.04	0.105
CONSOLIDACION			
Tiempo (horas)	Presion (kg/cm ²)	Deformacion total (mm)	Relación vacios
			0.910 (inicial)
24	0.25	1.687	0.825
48	0.50	2.540	0.783
96	1.00	3.650	0.727
169	2.00	4.810	0.669
193	4.00	5.927	0.612
217	2.00	5.879	0.615
241	1.00	5.752	0.622
265	0.50	5.713	0.623
336	0.25	5.603	0.629
		5.410	0.639 (final)

* Ref. Tecusa, 1972.

TABLA Nº 2.16 EXPANSION CONTROLADA - CONSOLIDACION

SECTOR VI

MUESTRA	PROF. (m)	TIPO	ϕ (cm)	Ss	Wi (%)	Wf. (%)	τ (gr/cm ³)	τ_d
I-4	1.0-1.3	Inalte.	11.28	2.67	11.0	23.8	1.65	1.48

Presion (kg/cm ²)	Relación vacíos
0.00	0.799
0.50	0.764
0.50	0.749
1.00	0.717
2.00	0.673
4.00	0.631
2.00	0.634
1.00	0.638
0.50	0.641
0.25	0.655

* La muestra se saturó a partir de 0.5 Kg/cm²
 * Ref. Alva, 1987.

MUESTRA	PROF. (m)	TIPO	ϕ (cm)	Ss	Wi (%)	Wf. (%)	τ (gr/cm ³)	τ_d
I-11	1.0-1.40	Inalte.	11.28	2.72	19.5	21.5	1.78	1.49

Presion (kg/cm ²)	Relación vacíos
0.00	0.829
0.50	0.718
0.50	0.696
1.00	0.656
2.00	0.607
4.00	0.560
2.00	0.562
1.00	0.566
0.50	0.568
0.25	0.585

* La muestra se saturó a partir de 0.5 Kg/cm²
 * Ref. Alva, 1987.

TABLA Nº 2.16 EXPANSION CONTROLADA - CONSOLIDACION

SECTOR VI

MUESTRA	PROF. (m)	TIPO	ϕ (cm)	Ss	Wi (%)	Wf. (%)	τ (gr/cm ³)	τ_d
J-20	0.65-1.15	Inalt	11.28	2.68	11.7	17.6	1.91	1.71

Presion (kg/cm ²)	Relación vacios
0.00	0.569
0.50	0.544
0.50	0.538
1.00	0.533
2.00	0.514
4.00	0.445
2.00	0.446
1.00	0.450
0.50	0.453
0.25	0.472

* La muestra se saturó a partir de 0.5 Kg/cm²

* Ref. Alva, 1987.

TABLA Nº 2.17 EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

SECTOR VII

Pozo	Prof. m.	N	SUCS	N.F.	Fecha	Descrip.	Ref.
P-1	2.45	10	SP	N.A.	6/89	Suelta	(18)
	2.90	9	SP			Suelta	
	3.35	11	SP			Media	
	3.80	11	SP			Media	
	4.55	10	SP			Suelta	
	5.00	13	SP			Media	
	5.65	12	SP			Media	
	6.10	10	SP			Suelta	
	6.55	9	SP			Suelta	
P-2	0.85	27	SP	N.A.	6/89	Media	(18)
	1.30	29	SP			Media	
	1.75	22	SP			Media	
	2.20	15	SP			Media	
	2.65	11	SP			Media	
	3.10	8	SP			Suelta	
	3.75	8	SP			Suelta	
	4.20	11	SP			Suelta	
P-3	0.95	8	SP	5.90	6/89	Media	(18)
	1.45	9	SP			Suelta	
	1.90	8	SP			Suelta	
	2.40	7	SP			Suelta	
	2.90	9	SP			Suelta	
	3.40	6	SP			Suelta	
	4.00	10	SP			Suelta	
	4.50	8	SP			Suelta	
PS-1	1.00	19	SP	N.A.	5/88	Media	(19)
	1.45	10	SP			Suelta	
	1.90	11	SP			Media	
	2.35	11	SP			Media	
	2.80	14	SP			Media	
	3.25	13	SP			Media	
	3.70	15	SP			Media	
	4.15	11	SP-SM			Media	
	4.60	21	SP			Media	
	5.05	24	SP			Media	
	5.90	8	SP			Suelta	
PS-2	0.90	10	SP	N.A.	5/88	Suelta	(19)
	1.35	9	SP			Suelta	
	1.80	12	SP			Media	
	2.25	8	SP-SM			Suelta	
	2.70	11	SP			Media	
	3.15	8	SP			Suelta	
	3.60	6	SP			Suelta	
	4.40	11	SP			Media	
	4.85	15	SP			Media	
	5.30	10	SP			Suelta	
	5.75	9	SP			Suelta	
	6.20	11	SM			Media	
	6.65	14	SP			Media	

TABLA Nº 2.17 EVALUACION DE ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR

SECTOR VII

Pozo	Prof. m.	N	SUCS	N.F.	Fecha	Descrip.	Ref.
P-1	2.45	10	SP	N.A.	6/89	Suelta	(18)
	2.90	9	SP			Suelta	
	3.35	11	SP			Media	
	3.80	11	SP			Media	
	4.55	10	SP			Suelta	
	5.00	13	SP			Media	
	5.65	12	SP			Media	
	6.10	10	SP			Suelta	
	6.55	9	SP			Suelta	
P-2	0.85	27	SP	N.A.	6/89	Media	(18)
	1.30	29	SP			Media	
	1.75	22	SP			Media	
	2.20	15	SP			Media	
	2.65	11	SP			Media	
	3.10	8	SP			Suelta	
	3.75	8	SP			Suelta	
	4.20	11	SP			Suelta	
P-3	0.95	8	SP	5.90	6/89	Media	(18)
	1.45	9	SP			Suelta	
	1.90	8	SP			Suelta	
	2.40	7	SP			Suelta	
	2.90	9	SP			Suelta	
	3.40	6	SP			Suelta	
	4.00	10	SP			Suelta	
	4.50	8	SP			Suelta	
PS-1	1.00	19	SP	N.A.	5/88	Media	(19)
	1.45	10	SP			Suelta	
	1.90	11	SP			Media	
	2.35	11	SP			Media	
	2.80	14	SP			Media	
	3.25	13	SP			Media	
	3.70	15	SP			Media	
	4.15	11	SP-SM			Media	
	4.60	21	SP			Media	
	5.05	24	SP			Media	
PS-2	5.90	8	SP	N.A.	5/88	Suelta	(19)
	0.90	10	SP			Suelta	
	1.35	9	SP			Suelta	
	1.80	12	SP			Media	
	2.25	8	SP-SM			Suelta	
	2.70	11	SP			Media	
	3.15	8	SP			Suelta	
	3.60	6	SP			Suelta	
	4.40	11	SP			Media	
	4.85	15	SP			Media	
	5.30	10	SP			Suelta	
	5.75	9	SP			Suelta	
	6.20	11	SM			Media	
	6.65	14	SP			Media	

SECTOR VII

Pozo	Prof. m.	N	SUCS	N.F.	Fecha	Descrip.	Ref.
P-1	1.00	15	SP	3.75	7/89	Media	(20)
	1.45	11	SP			Media	
	1.90	7	SP			Suelta	
	2.70	8	SP			Suelta	
	3.15	13	SP			Media	
	3.60	18	SP			Media	
	4.05	16	SP			Media	
	4.90	47	SP			Densa	
	5.35	25	SP			Media	
P-2	2.60	7	CH	3.90	7/89	Media	(20)
	3.15	18	SP			Media	
	3.60	19	SP			Media	
	4.05	15	SP			Media	
	4.50	16	SP			Media	
	5.45	29	SP			Media	

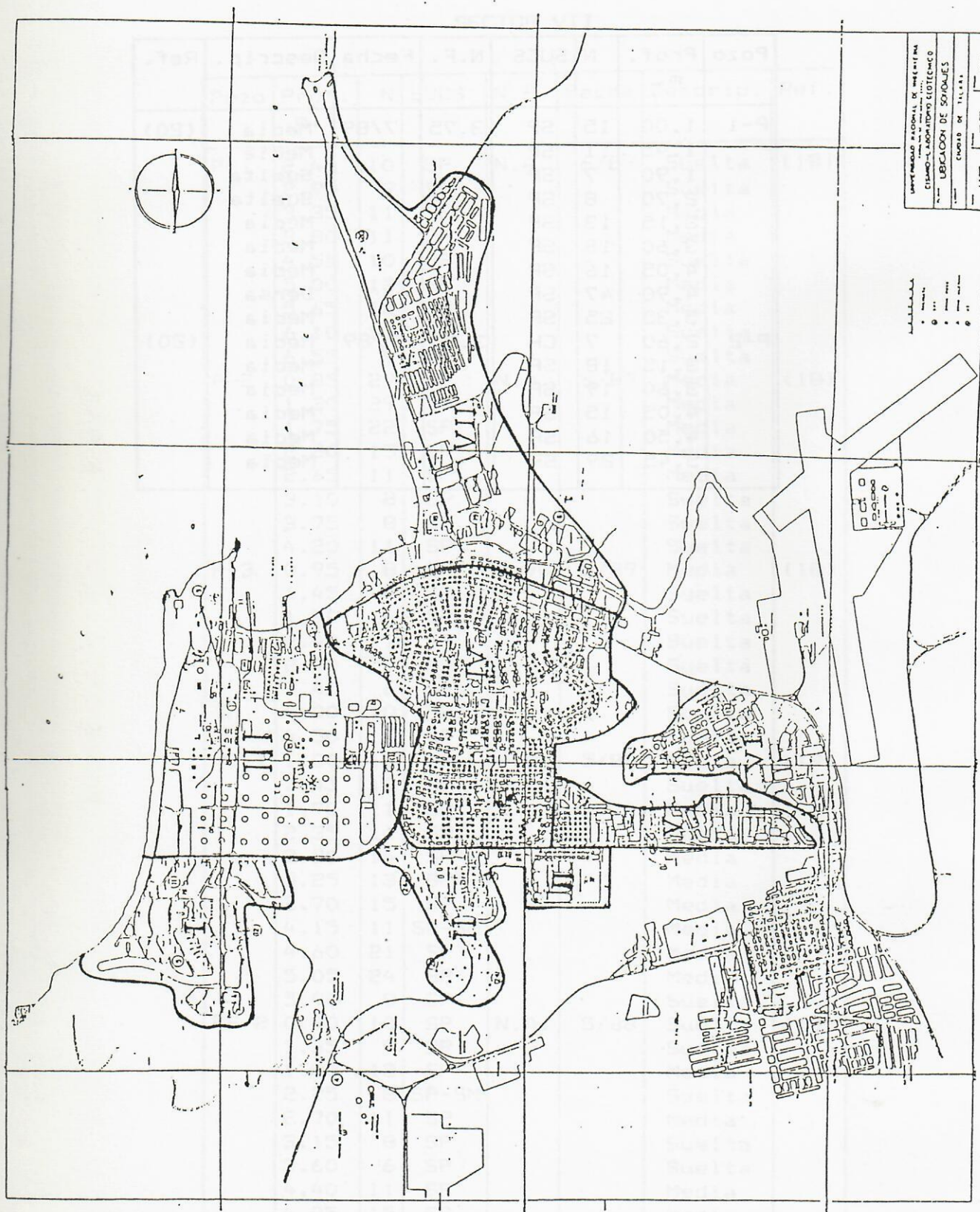


Fig. N° 2.1

CARTA DE PLASTICIDAD

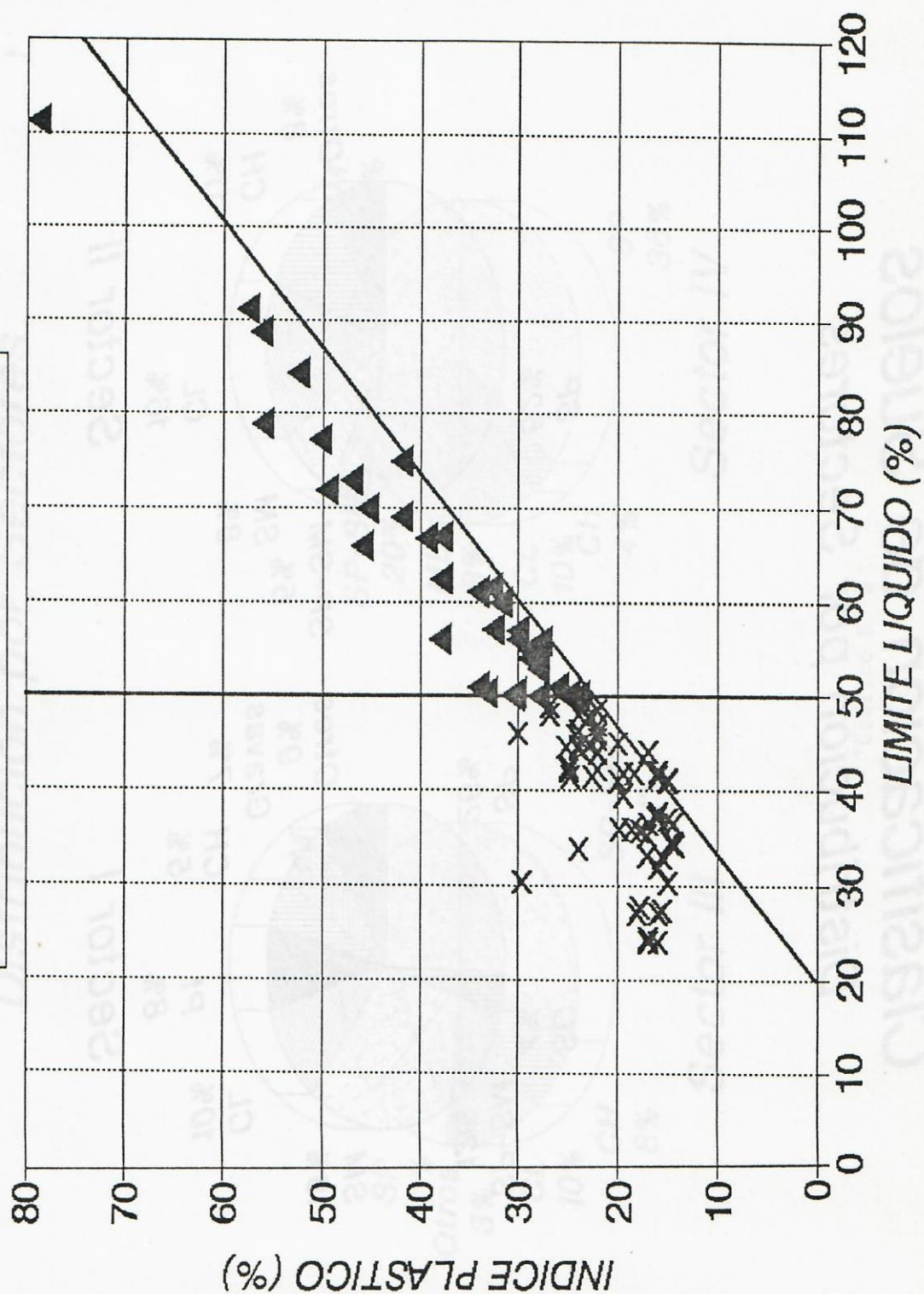


Gráfico N° 1

Clasificación de Suelos

Distribución por Sectores

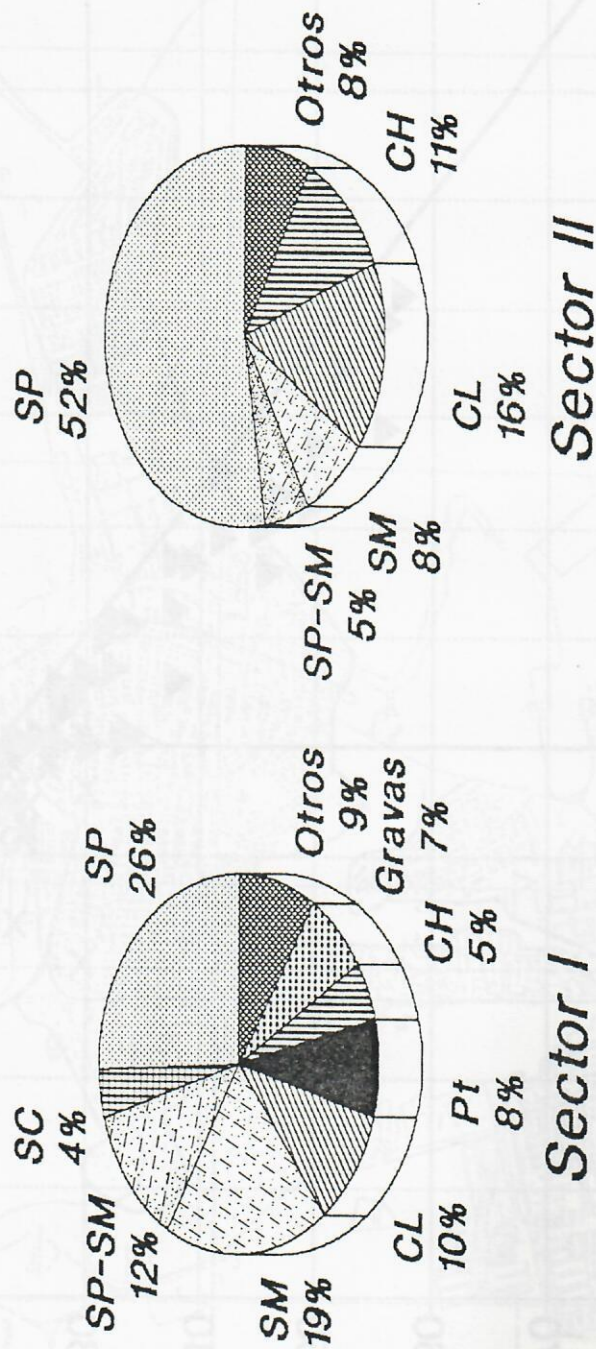


Gráfico N° 2

Clasificación de Suelos

Distribución por Sectores

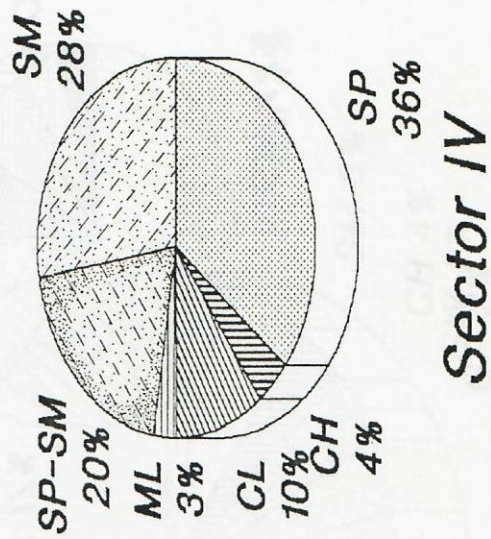
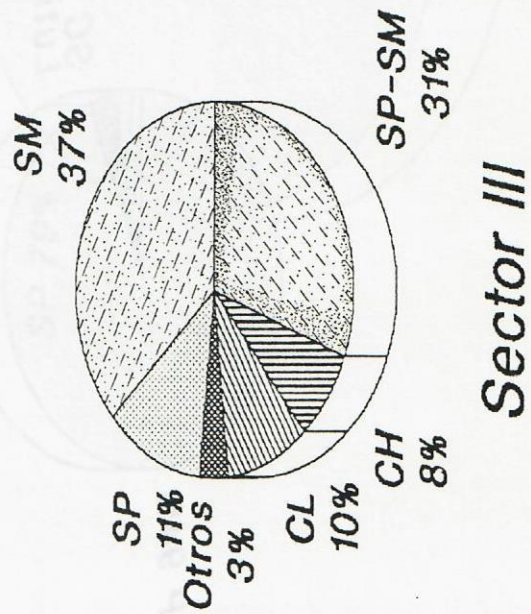
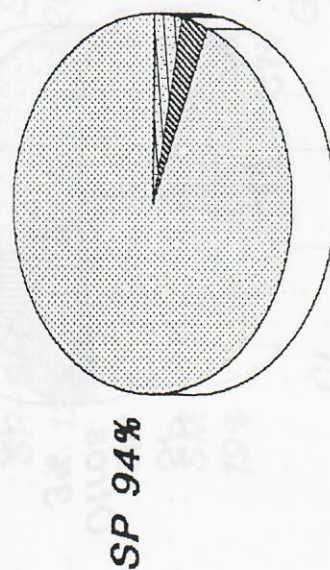


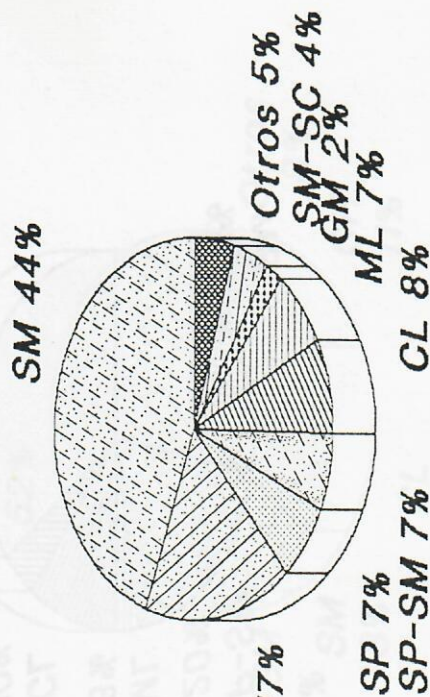
Gráfico N° 3

Clasificación de Suelos

Distribución por Sectores

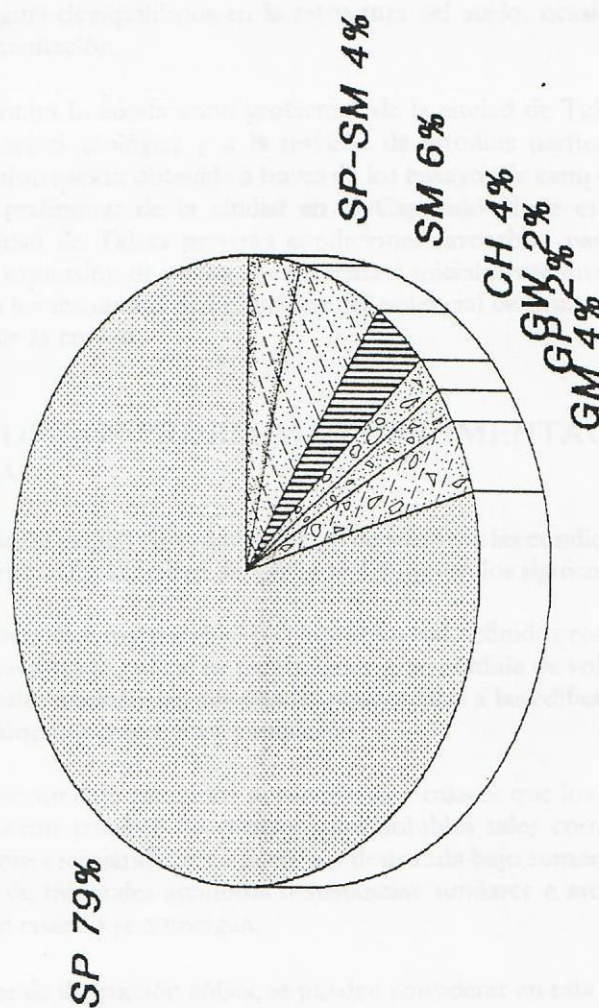


Sector V



Sector VI

Clasificación de Suelos *Distribución por Sector*



Sector VII

Gráfico N° 5

ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE TALARA

3.1 INTRODUCCION

La ciudad de Talara al estar ubicada en un área sísmica, se encuentra sujeta a riesgos potenciales originados no sólo por la actividad sísmica sino también, en general, por la actividad geodinámica natural y aún por otros fenómenos inducidos. Eventos como las lluvias extraordinarias producidas en los años 1972 y 1983 en el norte peruano y los daños ocasionados a la población son un ejemplo de ello. La actividad del hombre también origina desequilibrios en la estructura del suelo, ocasionando a veces la manifestación de problemas de cimentación.

En este capítulo se presentará la zonificación geotécnica de la ciudad de Talara. El trabajo se ha realizado en base a la información geológica y a la revisión de estudios particulares disponibles, asimismo por la evaluación de la información obtenida a través de los ensayos de campo y de laboratorio, efectuados para la sectorización preliminar de la ciudad en el Capítulo II de este estudio. Como se mencionó anteriormente, la ciudad de Talara presenta condiciones favorables para el desarrollo de problemas de licuación, colapso y expansión de suelos. Se presentará inicialmente una breve descripción de estos problemas y se mostrarán los resultados de los análisis del potencial de licuación en Talara, para finalmente definir la zonificación de la ciudad.

3.2 RECONOCIMIENTO DE LOS PROBLEMAS DE CIMENTACION EN LA CIUDAD DE TALARA

Los problemas de cimentación están relacionados al tipo de suelo y a las condiciones externas que favorezcan el desarrollo de los mismos. En la ciudad de Talara se distinguen los siguientes tipos de suelos:

a) Suelos Colapsables.- Los suelos metaestables o colapsables son definidos como cualquier suelo que sin saturar va a través de un reacomodo radical de partículas y gran pérdida de volumen por remojo, con o sin carga. La existencia de estos suelos y las dificultades ocasionadas a las edificaciones cimentadas sobre ellos han sido reconocidos ampliamente a nivel mundial.

Los suelos colapsables parcialmente saturados pueden poseer enlaces que los doten de cohesión y rigidez considerable. Si la relación consiste de componentes solubles tales como la precipitación química, favorecidas bajo condiciones semiáridas, ésta puede ser destruída bajo sumergencia prolongada; en cambio si la relación consiste de minerales arcillosos o sustancias similares a arcillas amorfas éstas pueden absorber agua y debilitarse cuando se sumergan.

En lo que respecta a suelos de deposición eólica, se pueden considerar en esta categoría a arenas arcillosas ligeramente sueltas. Los rellenos compactados con un contenido de agua debajo del óptimo contenido de humedad son propensos a mostrar una cohesión aparente debido a la humedad capilar y poseer una rigidez que puede ser fácilmente destruída por inundación.

A través de los estudios realizados se concluye que los suelos de naturaleza colapsable se ubican en la parte alta de la ciudad de Talara, definido como el sector VI, en el estudio previo de sectorización. Los componentes solubles consisten en sales solubles, carbonatos de calcio, etc.

b) Suelos Expansivos.- En la costa norte del Perú es donde se presentan los mayores problemas de suelos expansivos, dadas las condiciones favorables para ello. La ciudad de Talara es una región de clima semiárido, en donde los suelos expansivos existen en condición no saturada y tienden a sufrir variaciones en el contenido de humedad con los cambios estacionales cíclicos, lluvias extraordinarias o como consecuencia de alterar las condiciones naturales del terreno, por ejemplo crear una capa de cubierta

impermeable, la rotura de tuberías, riego de jardines, etc.

La zona de Punta Arenas al suroeste de Talara presenta problemas de expansión de suelos, especialmente en zonas cercanas a los taludes de las lutitas Talara. En las urbanizaciones Vencedores, Sudamérica y Aproviser también existen problemas de expansión de suelos, puesto que están en contacto con la formación Lutitas Talara. Principalmente en la urbanización Vencedores se muestran mayores problemas de expansión de suelos.

c) Licuación de Suelos.- Una de las causas más dramáticas de daños ocasionados en estructuras civiles durante sismos, ha sido el desarrollo del fenómeno de licuación en depósitos de arena saturada, ya sea por la formación de erupciones y rastros de montículos de arena en la superficie del terreno por infiltración del agua a través de las fallas, o en algunos casos por el desarrollo de condiciones de arena movediza sobre grandes áreas.

Dependiendo de la compacidad del suelo arenoso, del contenido de finos, de la posición del nivel freático, de la magnitud y duración del movimiento sísmico, es factible la ocurrencia de la licuación de suelos.

En lo que respecta al estudio sobre la licuación de suelos en la ciudad de Talara, se hará una evaluación del potencial de licuación en sondeos SPT a través de un programa de cómputo. No es posible delimitar las zonas propensas a sufrir este problema, ya que ello requiere un estudio más detallado y no está dentro de los alcances de este trabajo; sin embargo se hará referencia de los lugares en los cuales pueda ocurrir la licuación de suelos.

Realizando un análisis de la información obtenida, es decir geología, sismología, sondeos de exploración de campo y considerando los criterios para la identificación de depósitos potencialmente licuables, se ha llegado a reconocer que las áreas propensas a sufrir el fenómeno de licuación son los sectores I, III, IV y parcialmente el VII. Los estudios realizados son de carácter preliminar y se sugiere que se hagan más investigaciones en el lugar.

Para el análisis del potencial de licuación se ha considerado un sismo de magnitud 7.5 Ms y aceleraciones de 0.15, 0.20 y 0.30 g. (Anexo IV). Los resultados fueron los siguientes:

Sector I.- (Punta Arenas) Para una aceleración de 0.15g en general no se presentan problemas. Con una aceleración de 0.20g cabe la posibilidad de la ocurrencia de licuación (licuación marginal), existe licuación en algunos estratos. Un sismo de 0.30g de aceleración producirá licuación en los sondeos analizados.

Sector III.- El análisis realizado considerando una aceleración de 0.20g producirá licuación en algunos estratos y para una aceleración de 0.30g la licuación es en todos los estratos del sondeo.

Sector IV.- Para la aceleración de 0.30g los resultados indican una mayor probabilidad de la ocurrencia del fenómeno de licuación.

Como consecuencia de la sectorización preliminar y la evaluación de las características geotécnicas que las identifica se las ha agrupado de la siguiente manera: Al sector I y II se les ha denominado como zonas A y B respectivamente, el sector III se definió como C, el sector IV y V como zona E, el sector VI comprende a la zona F y el sector VII la zona D.

3.3 ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE TALARA.

Debido a la formación geológica y a los agentes climáticos actuantes en la zona, la ciudad de Talara constituye una región de gran interés en la investigación geotécnica, debido a los diversos problemas de cimentación que en ella se presentan.

La ciudad se ha zonificado en base a los estudios recopilados de entidades particulares y a los sondeos ejecutados, habiendo sido dividida en seis zonas. Se ha considerado que cada una de estas zonas

comprende características geotécnicas similares, mencionando los problemas de cimentaciones que las afecta. Estas zonas se han denominado desde A a F (Plano Nº 5), también se han hecho perfiles estratigráficos en cada zona (Anexo III).

Zona A.- Comprende la región de Punta Arenas, a la cual corresponde una morfología de playa de forma semicircular. En esta zona se ubican las viviendas de Petroperú y está delimitado al Sur, Este y Norte por cerros de taludes de gran pendiente de material expansivo, de la formaciones Lutita Talara y Lutitas Chacra.

La variación de pendiente es mínima en la zona y puede ser considerada como plana. El terreno está constituido superficialmente por depósitos de arena suelta que cubren suelos aluviales formados por arenas, limos, arcillas y en pequeña proporción gravas, bolones y boleos que presentan restos marinos a partir de los 5.0 m. de profundidad, sobretodo en las áreas cercanas al mar. El área urbanizada hacia la playa presenta alternancia de arena y arcillas cuyo espesor es superior a los 10.0 m. de profundidad.

Las arcillas son bastantes plásticas asignando su procedencia a las lutitas, de igual modo se considera a los limos; en cambio las arenas son de procedencia marina y eólica y mayormente sirven de horizonte de migración del manto acuoso. Las lutitas que se encuentran están cubiertas por sedimentos recientes y las que afloran son de color gris claro a ligeramente verdoso, húmedas, muy alteradas por meteorización en las partes expuestas y por hidratación en las cubiertas por sedimentos recientes, son fácilmente disgregables y muy fracturadas.

El nivel freático fluctúa entre 1.55 a 5.70 m. de profundidad. En el área circundante cerca a los cerros se ubicó el nivel freático entre 7.0 y 9.70 m. (Agosto, 1980). En estudios realizados en los parques CH, T, y V el nivel freático no fue ubicado a la profundidad investigada.

EL estudio Nº 5 muestra un plano de Punta Arenas, el cual es el resultado de un estudio de expansión urbana en esta zona. Tres son las áreas definidas. Fig. Nº 3.1 (C.P.S. de Ingeniería S.A. (5)).

Area A-I.- Presenta una morfología variada con zonas planas y zonas accidentadas constituidas por formaciones de Lutitas y rellenos procedentes de este mismo material sobre éstos ó depósitos de arenas y/o acumulación de materiales de derrumbes de las partes altas. Superficialmente se encuentran depósitos eólicos que ocupan mayormente las partes bajas. En las partes medias y altas se encuentran las formaciones de lutitas dispuestas en estratos.

Area A-II.- Ubicada al lado Este y en la base inferior de los cerros, correspondiéndole una topografía moderada. Los derrumbes se limitan a las partes altas, debido a las pendientes moderadas que presentan los cerros en esta zona.

Superficialmente está constituido por sedimentos aluviales y eólicos. Las arenas eólicas son pobremente graduadas que cubren suelos aluviales de la misma naturaleza, los que a su vez presentan pequeños lentes de gravas y cantos rodados con intercalación de restos marinos y estratos de arcilla de mediana a alta plasticidad.

Area A-III.- Corresponde a un remanente de lutitas, de taludes altos y verticales, delimitados por una topografía plana tanto al Norte como al Sur del mismo. Las lutitas son de color gris verdoso muy alterado por meteorismo en las partes expuestas.

Superficialmente las cubre una capa de limo-arcilla y/o arena en las parte en donde los taludes no son verticales. Los sedimentos finos se localizan en las partes bajas y consisten de arenas pobremente graduadas intercaladas con limos y arcillas.

El área Sur se encuentra formada por un relleno superficial de restos de lutitas con arena pobremente graduada (0.90 m.), cubriendo un estrato de arena limpia pobremente graduada poco húmeda y medianamente densa (alcanza 1.60 m.) hasta el contacto de arena arcillosa. La arena arcillosa es de graduación fina, baja plasticidad, húmeda, (0.95 m. de espesor) que descansa sobre una formación de lutitas gris verdoso, húmeda, fracturada, fácilmente disgregable y poco compacta. Hacia el Oeste este

espesor de suelo aumenta considerablemente. El nivel freático no se detectó en esta zona. (Formación Chacra). En la Tabla Nº 3.1 se indica un resumen de los parámetros de resistencia del suelo para diversas cimentaciones provenientes de los estudios recopilados para este trabajo.

Zona B.- En esta zona se encuentra ubicada la Urb Vencedores (1era. y 2da. etapa), y se proyecta la construcción de las urbanizaciones Los Jazmines y James Storm, las cuales se localizarán a ambos lados de la autopista que conduce a Negritos, intersectando formaciones geológicas del Eoceno Medio del Grupo Talara correspondiente a la formación Lutitas Talara. También se ubica la Urb. Sudamérica, la cual también tiene problemas de suelo expansivo.

La zona B está ubicada en la parte baja de Talara sobre un depósito de origen marino del Cuaternario reciente que está en contacto con los cerros de Lutitas Talara. De acuerdo a los estudios realizados en el lugar se observa que la zona presenta una característica estratigráfica definida, estando conformada por arenas superficiales y arcillas.

El estrato arenoso es de origen aluvial, su potencia es variable y se estima que alcanza una profundidad mínima de 3.00 m. El otro estrato es un suelo natural arcilloso altamente plástico y expansivo, que es la continuación de la formación del cerro adyacente. (Lutitas Talara).

El depósito arenoso está constituido de una arena fina que a su vez está formada por dos estratos de arena: SM y SP, lográndose esta última cierta consolidación natural, siendo medianamente densa. Ambos estratos no se presentan en forma simultánea en toda el área.

El segundo estrato es arcilloso y presenta características de una arcilla expansiva, constituyendo la prolongación del basamento poco profundo de la formación Lutitas Talara, encontrándose a veces bastante intemperizada. El basamento de lutita está a poca profundidad especialmente en los lotes ubicados cercanos al cerro.

El nivel de la napa freática depende de la cota topográfica del suelo y de la época del año en la que se realiza la medición. En Mayo de 1980 según el estudio de Michelena-Repetto S.A.(20), no se encontró el nivel freático, siendo la profundidad máxima de perforación de 2.50 m.; luego en Noviembre de 1984, en la misma zona, según un estudio de suelos de Olcese (21), se ubicó el nivel freático de 1.65 m. a 2.35 m. de profundidad. La Tabla Nº 3.2 hace referencia a los parámetros de resistencia del suelo para el diseño de cimentaciones proyectadas en esta área, encontrados en los estudios particulares.

Zona C.- Esta zona corresponde al sector industrial de la ciudad de Talara, en ella se encuentran los tanques de almacenamiento de petróleo, el nuevo caldero Babcock y Wilcox de la refinería, la estación terrena de Talara, un hospital y la capitanía del puerto.

El relieve topográfico tiene poca variación, es casi plano, a excepción de la formación de arenisca que se ubica cerca de la línea de playa alcanzando una altura aproximada de 80 m. y sobre la cual se ubica el Faro y la Estación Terrena de Talara.

Debido a las características encontradas se pueden diferenciar dos áreas. Una corresponde al Campo de Tanques de Almacenamiento y Planta de Solventes de la refinería y la otra área comprende desde el Nuevo Caldero hasta la Estación Terrena de Talara.

En la primera área, en la Planta de Solventes, se encuentra un material de relleno compuesto de arcilla de mediana plasticidad en estado blando desde la superficie hasta 5.70 m. en promedio, luego continúa un estrato de arena fina limosa pobremente graduada de baja a mediana densidad relativa (SP-SM) que alcanza una profundidad aproximada de 10.0 m. Siguiendo luego un estrato de arena (SM) de mediana densidad relativa cuyo espesor es de 1.0 m., continúa una arena (SP-SM) con una densidad relativa de media a densa.

El nivel freático en esta área se ubica de 1.50 a 2.00 m. aproximadamente. En el Campo de Tanques de Almacenamiento se observa un perfil estratigráfico similar al de la Planta de Solventes, pero en este caso el relleno de arcilla de mediana plasticidad sólo alcanza una profundidad máxima de 1.50 m.;

la diferencia radica en que el nivel freático se ubica a 1.0 m. lo cual es muy perjudicial para fines de cimentación.

En la segunda área, desde el Nuevo Caldero hasta la Estación Terrena, se encuentra un relleno artificial de composición variada que se extiende de 0.20 m. a 2.90 m. en profundidad (siendo menos profundo a mayor cota topográfica).

Se encontró un estrato de arcilla de alta plasticidad a una profundidad de 16.0 m. en la parte central de la zona C (Lagesa S.A. (1972)). Un sondeo SPT S-3, y un estudio anterior en la zona, nos indican que en la Capitanía del Puerto se presenta una arena de compacidad media hasta 4.0 m. de profundidad con restos de conchuelas y luego continúa suelta. El nivel freático está a 0.45 m. de profundidad.

En la zona más alta (Estación Terrena) se encuentran intercalaciones de estratos de rocas sedimentarias (lutitas y areniscas) muy intemperizadas, las cuales se pueden clasificar como arcilla limosa de alta plasticidad muy compacta a dura y arena limosa densa a muy densa; finalmente se encuentra el basamento de roca arenisca calcárea, la cual es difícilmente excavable con herramientas manuales. No se encontró el nivel freático en esta zona. En la Tabla Nº 3.3 se indica un resumen de los parámetros de resistencia del suelo para el diseño de cimentaciones en esta zona, encontrados en los diversos estudios recopilados.

Zona D.- En esta zona se encuentran ubicadas algunas instalaciones de Petroperú, Belco, escuelas, politécnico, centro de salud, muelle de pescadores y algunos pueblos jóvenes, observándose que es un área con tendencia a la expansión urbana.

El área presenta algunas superficies planas y otras ligeramente planas, que se encuentran unidas entre sí por un desnivel de 4.0m. aproximadamente. En general, el perfil del suelo puede definirse como un depósito cuaternario de suelos de origen marino y sedimentario. A pesar de la depresión encontrada, la conformación del suelo es casi constante. El suelo está compuesto básicamente de arena fina uniforme mal graduada (SP): la densidad relativa varía con la profundidad en forma errática, pero en general tiende a ser una arena suelta.

El nivel freático es variable desde 0.40 a 6.00 m. debido a su cercanía al mar. Los análisis químicos de las muestras indican un contenido de cloruros y sulfatos moderadamente elevado que tendrían una agresiva acción corrosiva sobre las cimentaciones de concreto. En la Tabla Nº 3.4 se indican los parámetros de resistencia del suelo para algunas obras de ingeniería proyectadas en esta zona.

Zona E.- En esta zona se halla comprendido el centro de la ciudad, involucra el área de mayor actividad comercial, localizándose la Plaza de Armas, el Centro Cívico, el Palacio Municipal, iglesias, colegios, mercados, también se encuentran las urbanizaciones Aproviser y Fonavi, las cuales se ubican hacia el Oeste del área delimitada.

La zona E presenta una topografía casi plana con cierta variación de pendiente entre las cotas 60 msnm. y 20 msnm. en las urbanizaciones Fonavi y Aproviser, a medida que nos acercamos al centro de la ciudad. En el área se ha encontrado una estratigrafía simple que consiste en un suelo granular y arcilloso.

En el área Sur de la zona E se presentan depósitos de arena fina limosa de granulometría uniforme y de baja compacidad con un nivel freático de 1.50 m. bajo la superficie del terreno. Se estima que puede extenderse entre las Av. Mariscal Cáceres "D", Av. Ignacio Merino, Av. Salaverry y la calle que va a través del parque Nº 41, Escuela de Varones Nº 7 y parque Nº 39.

En el área restante de la zona E, es decir la comprendida entre la Av. Mariscal Castilla "D", Av. "A" y los límites de la zona E, se observa un potente estrato de arena fina limpia o arena limosa fina a media de compacidad suelta a media y buenas características de drenaje. A continuación tenemos un estrato arcilloso que corresponde a una arcilla de baja plasticidad (CL), de consistencia blanda a media, que no se presenta regularmente en el área ya que es profundo. Este estrato se detectó a 4.30 m. en el

sondaje S-4, se deduce que continua en la Zona C de la refinería.

Las urbanizaciones Aproziser y Fonavi se encuentran ubicadas sobre suelos de arenas limpias finas a medias, sueltas a medianamente densas, el perfil es homogéneo. En la zona E se distingue una sub-zona E-1 que correspondería a una arcilla expansiva. Debido a los daños observados en algunas viviendas, se hizo la calicata (C-7) de 4.0 m. de profundidad, pudiéndose comprobar que la causa fundamental de tales daños era debido a la expansión de suelos arcillosos. El plano geológico confirmó la presencia de suelos expansivos bajo la cimentación de estas viviendas, lo cual nos indica que existe un contacto de la formación Lutitas Talara que va haciéndose más profundo y tiende a desaparecer.

El nivel freático es variable; no se encontró en algunos casos debido a la ubicación topográfica (Urb. Aproziser y Urb. Fonavi a 60 msnm y 20 msnm); en otras áreas se ubicó a 1.50 m. y entre 5.10 m. y 8.0 m. con respecto a la superficie. La Tabla Nº 3.5 muestra valores de los parámetros de resistencia del suelo de esta zona para edificaciones proyectadas en ellas.

Zona F.- Debido a la gran extensión que cubre la formación Tablazo, se encuentran algunas variaciones estratigráficas en esta zona.

Superficialmente se encuentra formado por un horizonte de material arcillo-arenoso empacando grava y piedra de 10" (Villa F.A.P-Talara) o en otras zonas se puede encontrar superficialmente un material de arena fina con gravilla de espesor variable (Tanque 140 MB en el Tablazo). Continúa luego un horizonte de arena limosa medianamente densa con lentes de material calcáreo.

En el área de tanques de 140MB aparece un estrato de conglomerado en una matriz de arena cementada muy compacta, estando constituido por bolos, cantos rodados, gravas y matriz de espesor variable. Este conglomerado muestra una excelente capacidad portante para cualquier tipo de cimentación. Seguidamente se encuentran restos marinos de conchuelas, bastante cementados (no se encuentra este tipo de estrato en la Villa FAP). Según C.P.S. Ingeniería (1979) (4), en áreas cercanas a la parte alta cerca de los tanques de crudo ruso se detectó el contacto con la formación Lutitas Chacra de color verde grisáceo con alternación de arenisca. En cambio según el estudio de UDP (17) Villa-Fap", a partir de 2.60 m. se encuentra una roca formada del tipo arenisca muy dura y resistente al corte. En estado saturada y sometida a esfuerzos de compresión tiene una resistencia de corte capaz de resistir 137.5 Kg/cm². El nivel freático no se encontró en esta zona. La Tabla Nº 3.6 muestra un resumen de los parámetros de resistencia del suelo para el diseño de cimentaciones superficiales en esta zona, encontrados en los diversos estudios recopilados.

3.4 CONCLUSIONES

1.- En la ciudad de Talara se distinguen suelos de tipo colapsable, suelos expansivos y existe la posibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación. Los suelos colapsables se presentan en la parte alta de Talara, en la zona denominada Tablazo. El problema de los suelos expansivos se ha manifestado en la zona de Punta Arenas, en las urbanizaciones Vencedores y Sudamérica, parcialmente en la Urb. Aproziser. La posibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación se manifiesta en Punta Arenas, en la Refinería de Petróleos y parcialmente en el centro y norte de la ciudad.

2.- Los análisis de potencial de licuación se han efectuado para sismos de magnitud 7.5Ms y aceleraciones de 0.15g, 0.20g, y 0.30g, cuyos resultados se presentan en el Anexo IV.

3.- Geotécnicamente se han distinguido 6 zonas.

La Zona A, Punta Arenas, presenta problemas de expansión de suelos, especialmente en edificaciones livianas cimentadas sobre este tipo de suelo. También tiene condiciones favorables para el desarrollo del fenómeno de licuación, siendo esta posible para sismos de 7.5MM de magnitud y 0.20g a 0.30g de aceleración.

La zona B presenta problemas de suelos expansivos, especialmente en viviendas ubicadas cerca

al talud del cerro de formación Lutitas Talara.

En la zona C (Refinería de Petr6leos) se podrían presentar problemas de asentamientos debido a la presencia de suelos arcillosos blandos. También es posible que se presenten problemas de licuación de suelos. El análisis del potencial de licuación indica que para un sismo de 7.5Ms y una aceleración de 0.20g se produciría licuación en algunos estratos y para 0.30g de aceleración ésta ocurriría en todos los estratos. En general el porcentaje de finos que contiene la arena no favorece la ocurrencia de licuación y así mismo no es de compacidad suelta. Existe un afloramiento de roca arenisca de gran resistencia en estado sano y fracturado.

La zona D (al norte de la ciudad), es un depósito de arena mal graduada, SP, en general de compacidad suelta, con nivel freático variable de 0.40 a 6.00 m. Aparentemente presenta condiciones favorables para el desarrollo de la licuación de suelos, pero lamentablemente la información disponible no es suficiente y no se puede afirmar esto.

La zona E (centro urbano de la ciudad), presenta condiciones favorables para el asentamiento de suelos y expansión de suelos (Sub-zona E1). El análisis del potencial de licuación efectuado, indica que para sismos de 7.5Ms de magnitud y 0.30g de aceleración existiría posibilidad de licuación de suelos.

La zona F (zona alta, el Tablazo), ha sido estudiada parcialmente debido a la gran extensión que posee. Los resultados presentados corresponden a la Villa Fap en su mayoría. En esta zona se han producido agrietamientos en las viviendas, debido al ingreso del agua al subsuelo de naturaleza colapsable, debido a la existencia de carbonatos de calcio y diversos porcentajes de sales y sulfatos que actúan como material cementante.

4.- Se recomienda hacer mayores ensayos de campo y laboratorio para continuar investigando las propiedades de los diversos tipos de suelos encontrados en la ciudad de Talara, en lo que respecta a los suelos expansivos, colapsables y en la evaluación del potencial de licuación.

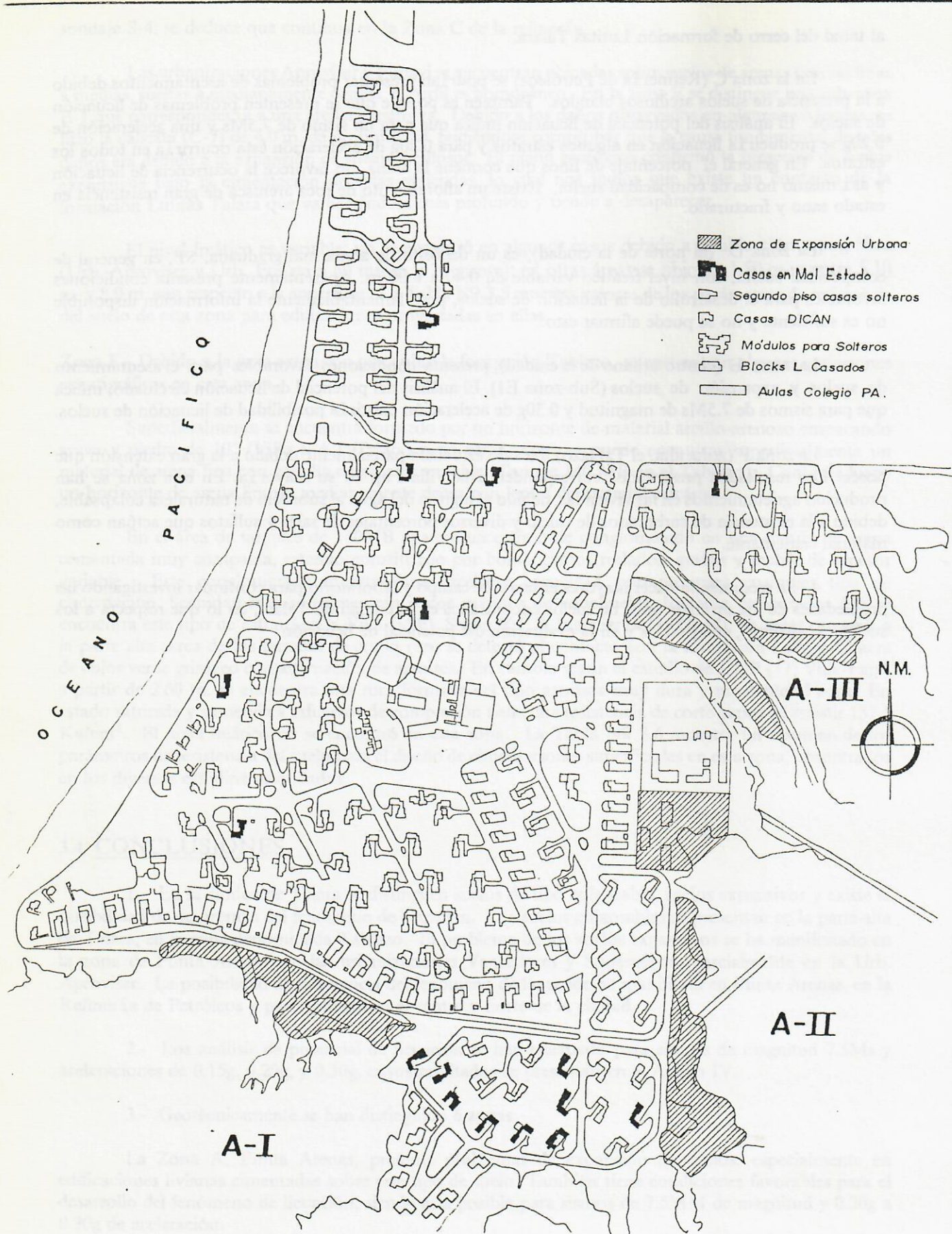


Fig. N° 3.1

Ref. C.P.S. de Ingeniería, 1980

TABLA 3.1 ZONA A URB. PUNTA ARENAS

Pozo	Prof. m	τ Ton/m ³	ϕ	C	N SPT	qa Kg/cm ²	w%	Gs	eo	P _{cmax} Kg/cm ²	Observation	Referencias
P- 10	1.00	1.70		--	-	--	39.0	2.74	1.254	0.83	N.F=1.55 m.	C.P.S Ingeniería S.A. (1980), (5)
P- 09	1.40	1.79		--	-	--	33.0	2.75	1.087	--	N.F=2.20 m.	
P- 16	2.00	2.13	33°	1.78	-	--	15.0	--	0.483	2.50	Lut Fract.	
P- 07	3.00	2.00		0.25	-	--	26.5	--	0.603	2.00	N.F=1.70 m.	
P- 06	4.50	2.08	19°	0.55	-	--	22.0	2.72	0.776	--	N.F=2.50 m.	
D- 2A	0.7-2.50	1.56	30°	--	11	0.50	--	2.70	--	--	----	O.I.S.T. S.A. (1988) (11)
D- 4A	1.1-2.50		32°	--	19	0.70	--	--	--	--	----	
D- 6A	0.6-1.70	1.58	34°	--	36	--	6.1	2.71	--	--	----	
D- 4A	0.80	1.73	32°	--	--	0.70	--	--	--	--	----	
C- 5C	0.35-0.95	1.58	35°	--	20	0.40	5.3	2.71	0.804	--	F.S.= 3.0	
C- 5D	0.80-1.10	1.84	32°	--	27	0.50	5.2	2.70	--	--	Dr= 64%	
C- 4A	0.40-1.50	1.92	32°	--	29	0.80	6.5	--	--	--	Dr= 44.5%	
J-10A	0.70-1.50	1.57	30°	--	18	0.50	4.9	2.71	0.817	--	Dr= 48.4%	
H- 4A	0.70-2.50	1.55	38°	--	30	1.00	5.8	2.72	0.846	--	Dr= 64.1%	

TABLA 3.2 ZONA B URB. VENCEDORES, SUDAMERICA, LOS JAZMINES Y JAMES STORM

Prof. (mt.)	τ Ton/m ³	ϕ	C Kg/cm ²	N (SPT)	F.S	qa Kg/cm ²	Observaciones	Referencias
1.00	1.80	38°	--	--	3.0	1.50	N.F.=N.A.	Urb. Vencedores 2 etapa. Michelena-Repetto (1980)
1.00	1.76	-	0.16	--	1.5	0.73	% Expansión 5% Sulf. 1375 ppm N.F.=N.A.	(21) Urb. James Storm Universidad Piura (1988)
3.00	1.62	35°	--	27	-	1.40	N.F.=N.A. DR=66%	(24) Urb. Los Jazmines. Universidad Piura (1987)
0.80	--	-	--	--	-	1.00	N.F.=N.A.	(25) Estudio de Parcela "A" Ing. T. Cruzado (1975) (26)

TABLA 3.3 ZONA C REFINERIA DE PETROLEO

Prof. (mt)	τ Ton/m ³	ϕ	C Kg/cm ²	N (SPT)	F.S.	qa Kg/cm ²	Observaciones	Referencias
12.0	1.90	30°	--	---	2.0	--	Qu= 48.0 Ton. N.F.= 1.60 m.	Planta de Solventes. Lagesa (1974), (1)
3.0	0.91	31°	--	10	3.0	1.52		Tanques esféricos para almace-
10.0	--	-	--	--	3.0	--	Qu= 58.8 Ton N.F.≈1.40 m.	namiento de GLP.
3.0	--	-	--	--	--	6.00	Arenisca sana N.F.= N.A.	C.P.S. Ingeniería (1977), (2)
0.7	--	-	0.44	7	3.0	0.70		Cimentación Estación Terrena.
0.7	--	-	--	5	3.0	0.30		Michelena-Repetto (1985), (9)
2.0	1.10	35°	--	30	3.0	1.50		Cimentación de Nuevo Caldero
5.0	--	-	--	--	2.0	3.10	N.F.=0.95 m. N.F.≈ 1.3 m	Babcock y Wilcox. Michelena-Repetto (1985), (10)
								Ampliación Refinería Petroleo. Lagesa (1972), (15)

TABLA 3.4 ZONA D AL NORTE DE LA CIUDAD

Prof. (mt)	τ Ton/m ³	ϕ	C	N (SPT)	F.S	qa Kg/cm ²	Observaciones	Referencias
1.50	1.55	26°	-	9	-	0.87	N.F.=6.0m. DR=30% N.F= N.A. DR=35% B=1.0m. % sulf. 1645 ppm % sales 545.7ppm DR=44% N.F=3.8 m.	Proyecto Petromar Gallera. Universidad Piura (1989), (18) Agrup. Resid. "Elva Lecaros". Universidad Piura (1988), (19) Proyecto Oficinas de Petromar. Universidad Piura (1987), (20)
0.50	1.50	31°	-	7	-	0.52		
1.00	1.55	30°	2.8	11	3.0	1.40		
2.00	1.60	30°	2.3	10	3.0	2.50		
1.00	1.77	34°	-	15	4.0	1.30		

TABLA 3.5 ZONA E CENTRO URBANO DE LA CIUDAD DE TALARÁ

Prof. (mt.)	τ Ton/m ³	ϕ	N (SPT)	F.S	q _a Kg/cm ²	Observaciones	Referencias
1.00	2.05	34°	--	3.0	1.60	B ≤ 1.20 mt. N.F.=N.A.	Central Telefonica Talara Michelela Repetto (1986)
1.50	--	-	14	1.5	0.72	Relleno antiguo N.F.=4.20m. Muy permeable	(13) Coop. "La Inmquaculada". Universidad Piura (1987)
3.00	2.90	35°	--	-	--	K=2.5E-5 m/s	(16) Cimentac. Edificio Restin
3.00	2.60	27°	--	-	--	K=6.26E-5 m/s N.F.=8.5 m.	Universidad Piura (1987)
0.70	--	-	--	-	1.0	N.F.=N.A	(23) Diseño Pavimen. C. Civico
1.50	--	-	--	-	1.5		Ing. Tomas Cruzado (1975) (26)

TABLA Nº 3.6 ZONA F VILLA FAP

Prof. (mt)	Ø	C tn/cm ²	qa Kg/cm ²	Observaciones	Referencias
1.00	20°	1.0	1.00	C. Superficial b≥0.50	Tecsusa (28) Casino de Oficiales.
1.00	-	--	0.50	C. Superficial b≥0.50	
1.20	-	--	1.00	C. Superficial con sobre - cimientto armado.	
1.50	-	--	1.00	C. Corrido ó zapata aislada	Nueva Villa FAP. Villa FAP. Nueva Villa FAP. Nueva Villa FAP.
1.00	30°	--	2.00	Zapatas Aisladas b=.85x.85m ²	
1.00	30°	--	1.20	C. Corrida b=.45m.	
≥1.50	-	--	1.00	C. Corrido b=.50m.	
≥1.50	-	--	1.00	Zapatas Aisladas Edific. de 1 ó 2 niveles	

CAPITULO IV

PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACION EN LA CIUDAD DE TALARA

4.1 INTRODUCCION

Algunos de los problemas de cimentación reconocidos en la ciudad de Talara mencionados en el Capítulo III, ocasionaron en el pasado la disminución de la capacidad portante de los suelos finos y asimismo el hinchamiento en los materiales de carácter expansivo, produciendo daños a varias obras civiles; más aún el problema se agudiza con el crecimiento urbano sin una adecuada planificación.

En este capítulo se explicará los orígenes de cada uno de los problemas de cimentación y los factores que coadyuvan a su evolución; asimismo se mencionarán algunas alternativas de solución y prevención para el tratamiento del suelo. Se debe indicar que no todos los métodos sugeridos son aplicables a nuestro medio, ya sea por las condiciones ambientales o limitaciones de índole económica, quedando la decisión final al diseñador responsable del proyecto u obra a ejecutarse.

4.2 SUELOS LICUABLES

La influencia que ejerce el suelo en el comportamiento de las estructuras durante un sismo había recibido poca atención de los ingenieros geotécnicos hasta antes del año 1960; sin embargo, una serie de fallas catastróficas pusieron de manifiesto esta relación, entre ellos los deslizamientos en Anchorage, Valdez y Seward en el sismo de Alaska de 1964; la licuación extensa producida en Niigata, Japón, durante el terremoto de 1964 y la notable relación entre la intensidad del daño estructural y las condiciones locales de suelo en Caracas, Venezuela durante el sismo de 1967, lo cual estimuló gran interés en el campo de la dinámica de suelos.

4.2.1 Causas de Licuación de Suelos.

Las causas principales de licuación han sido entendidas por muchos años en forma cualitativa. Si una arena saturada está sujeta a vibraciones del terreno tiende a compactarse y disminuir en volumen; si al mismo tiempo no se le permite drenar, surge la tendencia a disminuir en volumen, lo cual conduce a un incremento de la presión de poros y si ésta aumenta hasta un punto en el cual es igual a la presión de sobrecarga, el esfuerzo efectivo se convierte en cero; la arena pierde por completo su resistencia y desarrolla un estado de licuación.

En términos cuantitativos, actualmente se piensa que la causa básica de licuación en suelos de baja cohesión durante sismos, es el incremento del exceso de la presión hidrostática debido a la aplicación de esfuerzos de corte cíclico, inducidos por el movimiento del terreno.

Se consideran que éstos esfuerzos se deben principalmente a la propagación ascendente de ondas de corte en un depósito de suelo, aunque también se piensa que ocurre a través de otras formas de movimientos de ondas. Por lo tanto, puede esperarse que elementos de suelo sufran una serie de condiciones de esfuerzos cíclicos como ilustra la Fig. Nº 4.2.1. La serie de esfuerzos se inicia algo aleatoria en los modelos, pero no obstante son cíclicos en naturaleza (Seed & Idriss, 1965).

Como consecuencia de la aplicación de esfuerzos cíclicos, la estructura de los suelos de baja cohesión tiende a volverse más compacta con una transferencia de esfuerzos hacia el agua de los poros y una reducción en esfuerzos sobre los granos del suelo.

Como resultado, la estructura granular del suelo rebota lo suficiente para mantener el volumen

constante. La interrelación entre la reducción del volumen y rebote de la estructura del suelo determina la magnitud del incremento en la presión de poros (Martín et al, 1975). El fenómeno básico es ilustrado esquemáticamente en la Fig. Nº 4.2.2.

El mecanismo puede ser cuantificado de modo que el incremento de la presión de poros debida a una secuencia de esfuerzos puede ser calculado de las características esfuerzo-deformación, del cambio de volumen de la arena bajo condiciones de deformación cíclica y de las características de rebote de las arenas debido a la reducción de esfuerzos.

4.2.2. Factores Favorables para el Desarrollo de Licuación.

Estudios detallados de campo y laboratorio han confirmado que el potencial de licuación de cualquier depósito de suelo es determinado por una combinación de las propiedades del suelo, factores ambientales y características del sismo al cual puede estar sujeta. Debe tomarse en forma adecuada los factores específicos para la evaluación de licuación, incluyendo los siguientes:

a) Propiedades del suelo.-

- Módulo de corte dinámico.
- Características de humedecimiento.
- Peso unitario.
- Características de granos.
- Densidad relativa.
- Estructura del suelo.

b) Factores ambientales.-

- Método de formación del suelo.
- Historia sísmica.
- Coefficiente lateral de presión de tierra.
- Profundidad del nivel freático.
- Presión de confinamiento efectiva.

c) Características del Sismo.-

- Intensidad del movimiento del terreno.
- Duración del movimiento del terreno.

Algunos de estos factores no pueden ser determinados directamente, pero sus efectos pueden ser incluidos en el procedimiento de evaluación por la ejecución de pruebas de cargas cíclicas o por la medición de las características de licuación de los suelos, principalmente de algunos ensayos in-situ.

Se ha demostrado mediante pruebas de laboratorio, que estos tipos de suelos presentan en general curvas granulométricas similares. Dentro de estas características se observa que los suelos susceptibles a sufrir el fenómeno de licuación son aquellos de granulometría uniforme, siendo las arenas finas las que tienden a licuarse más fácilmente que las gruesas.

Estudios de Seed (1986) y Tokimatsu (1983), indican que a mayor contenido de finos, mayor es la resistencia a sufrir licuación, es decir las arenas limosas se comportan mejor que las arenas limpias o con escaso contenido de finos.

La ocurrencia de licuación produce grandes deformaciones por corte, lo cual implica un reacomodo de partículas, siendo el problema más serio para suelos que tienen un coeficiente de uniformidad mayor o igual a 2.00, (Whitman, 1971).

La licuación no se produce en suelos arcillosos. Muchos ensayos de laboratorio han demostrado que la mayoría de los suelos arcillosos no licuarán durante un terremoto, pero investigaciones en China,

revelan que existe cierto tipo de arcilla que puede sufrir una gran pérdida de resistencia como consecuencia de un movimiento sísmico; este fenómeno se denomina tixotropía.

La licuación difícilmente ocurre en suelos gruesos ya que debido a la alta permeabilidad se disipan las presiones de poros y por lo tanto la densificación ocurre tan rápidamente que las grandes deformaciones por cortante no pueden desarrollarse.

La densidad relativa es un parámetro muy importante en la estimación de la susceptibilidad de un suelo a la licuación. Una arena suelta puede sufrir este fenómeno. La densidad relativa o compacidad relativa ha sido definida por muchas relaciones teóricas y empíricas in-situ. Puede ser medida indirectamente mediante los valores de N del ensayo de penetración estándar (SPT).

Cabe destacar que el desarrollo del estado de licuación es diferente para una arena con un valor de N entre 40-50, arena compacta, que para una arena con un valor N entre 15-25, medianamente compacta. Investigaciones realizadas por Seed (1979) explican un tipo de comportamiento que involucra grandes deformaciones, llamado licuación y otro tipo como movilidad cíclica con limitado potencial de deformación. Es decir, que una arena con una D_r de 70-80% puede mostrar rastros de licuación en el campo por la presencia de volcanes de arena, pero es probable que no sufra más del 10% de deformación por corte por influencia del sismo, aún después de haber desarrollado grandes presiones de poros. En cambio una arena con una D_r de 30-60% puede desarrollar presiones de poros de 100% y tener grandes deformaciones por corte de 25-30% (Seed, 1985).

La posición del nivel freático es muy importante para la ocurrencia de la licuación, pues los vacíos existentes en el material deben estar llenos de agua, es decir que la arena debe estar saturada de tal manera que la presión de poros producida por el agua se propague en todas direcciones y se acumule por efectos de la vibración inducida por el movimiento sísmico.

La presión de poros depende de las propiedades mecánicas del suelo, como la permeabilidad y susceptibilidad a cambio de volumen. Las presiones iniciales de confinamiento son de gran importancia en la resistencia a la licuación de arenas saturadas. Se ha reconocido que las condiciones de esfuerzo inicial como las representadas por el valor del coeficiente de tierra en reposo K_0 .

La magnitud del movimiento sísmico es importante para evaluar la susceptibilidad a la licuación de un suelo, ya que es afectado por las vibraciones sísmicas, especialmente la magnitud de los esfuerzos y deformaciones en el terreno.

La resistencia a la licuación de un suelo depende de la magnitud del movimiento sísmico, siendo la principal diferencia entre estos eventos el número de ciclos equivalentes de esfuerzos que pueden inducir.

Otro factor importante para la ocurrencia de la licuación es la duración del movimiento sísmico, el cual debe ser corto (5-30 seg) para poder asegurar que no se disipe la presión intersticial, es decir se mantenga la condición no drenada. A su vez el movimiento debe ser duradero para permitir que se produzca en este lapso el desarrollo total de esta presión intersticial hasta igualar al esfuerzo efectivo, produciendo licuación.

4.2.3. Métodos Simplificados Utilizados en el Programa de Cómputo

DLICUA.

La evaluación del potencial de licuación de las áreas susceptibles a sufrir este fenómeno en la ciudad de Talara, ha sido realizada mediante 3 metodologías simplificadas, Seed - Idriss (1966), Tokimatsu - Yoshimi (1983) y Iwasaki - Tatsuoka (1971), utilizando los resultados de los sondeos de penetración estándar (SPT) y las características de los estratos.

El ensayo de penetración estándar ha sido ampliamente usado en el pasado, la mayoría de los datos de comportamiento de campo están generalmente correlacionados con el índice de resistencia.

a) **Método Simplificado de Seed e Idriss.**- Seed e Idriss (1966), como resultado de ensayos de laboratorio en arenas limpias, propusieron un método para evaluar la resistencia a la licuación en arenas,

el cual está sustentado principalmente en la densidad relativa obtenida del ensayo de penetración estándar.

Seed y De Alba (1986) establecieron la importancia del contenido de finos en la resistencia a la licuación de las arenas. Seed e Idriss (1971), propusieron una relación de esfuerzo cíclico a una profundidad determinada durante un terremoto mediante:

$$\frac{d}{\sigma_o} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o} r_d$$

Siendo:

d : Esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto
 g : Aceleración de la gravedad.
 σ_o : Esfuerzo total vertical a la profundidad considerada.
 σ_o : Esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada.
 r_d : Factor de reducción del esfuerzo que decrece de 1 en la superficie a 0.9 a 10 m. de profundidad.

La metodología utiliza la resistencia a la penetración normalizada N , bajo un esfuerzo vertical de 1 Kg/cm². Se establece la siguiente relación : $N_1 = C_n N$.

Siendo: C_n : Factor de corrección.

$C_n = \sqrt{1/\sigma_o}$; σ_o en Kg/cm², Liao y Whitman (1985).

Se desarrollaron correlaciones del método simplificado, estableciendo relaciones entre $1/\sigma_o$ y N_1 , representado por la Fig. N° 4.2.3.

El estudio toma en consideración arenas con diversos contenido de finos, para sismos de 7½ de magnitud. Puede extenderse el cálculo para sismos de diferente magnitud, por medio de factores de corrección (Tabla N° 4.2.1).

Tales factores fueron deducidos de estudios estadísticos en el número de ciclos representativos de terremotos de diferente magnitud tomando como base de comparación una magnitud de 7½ según se muestra en la Tabla N° 4.2.2.

b) Método Simplificado de Tokimatsu y Yoshimi.- Tokimatsu y Yoshimi, basados en resultados de ensayos de laboratorio sobre arenas saturadas, indicaron que existen dos parámetros representativos del movimiento sísmico que causan licuación: La aceleración horizontal del terreno y el número de ciclos de movimientos significativos. Los autores establecieron la siguiente relación:

$$\frac{d}{\sigma_o} = \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o} r_d r_n$$

Donde:

d : Amplitud de los ciclos de esfuerzo de corte uniforme, equivalente a un registro tiempo-historia de esfuerzo de corte sísmico.

$a_{\max}$: Aceleración máxima en la superficie del terreno.

g : Aceleración de la gravedad.

σ_o : Esfuerzo total vertical inicial.

σ_o : Esfuerzo efectivo vertical inicial.

r_d, r_n : Factores de corrección referidos a la profundidad y a la magnitud del sismo respectivamente.

$r_d = 1 - 0.015 Z$ (Iwasaki et, al 1978).

$r_n = 0.1 (M-1)$, Z = profundidad en metros.
 M = magnitud del sismo

Se establece la corrección para los valores de resistencia a la penetración:

$$\begin{aligned}
 N_a &= N_1 + N_f \\
 N_1 &= C_n N \\
 C_n &= \sqrt{1/\sigma_o}, \sigma_o \text{ en Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Donde :

N_a : Valor corregido de la penetración estándar.
 N_1 : Resistencia a la penetración estándar normalizada para un esfuerzo dinámico
 de 1 Kg/cm^2 .
 N_f : Valor de N adicional que se incrementa proporcionalmente con el contenido de finos de la arena, Fig. N° 4.2.4.

Finalmente, la relación de esfuerzos de corte ($1/\sigma_o$) y los valores corregidos de N fue dada para los niveles de deformaciones por corte de 2%, 5% y 10% Fig. N° 4.2.5.

c) Método Simplificado de Iwasaki y Tatsuoka.- Los autores basados en los estudios de Seed e Idriss (1971), propusieron una relación que estima la carga dinámica inducida en el suelo por un sismo, la relación es:

$$\frac{d}{\sigma_v} = \frac{\max}{v} = \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v} r_d$$

Siendo:

$\max$: Esfuerzo de corte máximo.
 $a_{\max}$: Aceleración máxima en la superficie del terreno.
 g : Aceleración de la gravedad.
 σ_v : Esfuerzo total vertical.
 σ_v : Esfuerzo efectivo vertical.
 r_d : Factor de reducción del esfuerzo de corte dinámico para tomar en cuenta la deformación elástica del terreno.
 $r_d = 1 - 0.015 Z$, Z = profundidad en metros.

Iwasaki et. al, (1978) a través de numerosos ensayos triaxiales cíclicos en muestras arenosas inalteradas, llegó a establecer que la relación de esfuerzos cíclicos que causarán licuación en un elemento de suelo sometido a carga dinámica se pueden evaluar mediante:

a) $0.02 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$

$$\frac{1}{\sigma_v} = 0.08812 \sqrt{N}/(\sigma_v + 0.7) + 0.225 \log(0.35/D_{50})$$

b) $0.6 \leq D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}$

$$\frac{1}{\sigma_v} = 0.0882 \sqrt{N}/(\sigma_v + 0.7) - 0.05$$

Donde:

- i : Esfuerzo de corte cíclico que causará licuación.
- N : Número de golpes del SPT.
- σ_v : Esfuerzo efectivo vertical.
- D_{50} : Diámetro promedio de las partículas en mm.

Como puede verse, cada metodología propone diversas expresiones para la evaluación del potencial de licuación, en donde la relación de esfuerzos i/σ_v es conocida.

La relación de esfuerzos cíclicos inducidos por un terremoto puede evaluarse mediante la relación:

$$\frac{i}{\sigma_v} = C \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v} r_d$$

La expresión tiene ciertas variantes dependiendo de la metodología con la cual se trabaje. Se puede definir el factor de seguridad contra la ocurrencia del fenómeno de licuación (FL) mediante:

$$FL = \frac{(i/\sigma_v)}{(d/\sigma_v)}$$

Es decir, FL es la relación de los esfuerzos que se requieren para causar licuación a la relación de esfuerzos inducidos por un terremoto a un elemento de suelo. Si $FL > 1$ no se producirá licuación, en caso contrario, es decir si $FL \leq 1$ se producirá licuación.

En la ciudad de Talara existen zonas con características adecuadas para la ocurrencia del fenómeno de licuación, como se mencionó en el Capítulo III, las cuales son: Punta Arenas, el Campo de Tanques de la Refinería, el Casco Urbano de la ciudad y el área donde se ubican las instalaciones de Belco, cuyas evaluaciones se presentaron en el capítulo anterior.

4.3 SUELOS COLAPSABLES

Los suelos colapsables son aquellos sin saturar en los cuales se produce un reacomodo radical de las partículas y una gran pérdida de volumen por remojo con o sin carga.

La existencia de estos suelos en el mundo y las dificultades ocasionadas a las edificaciones cimentadas sobre ellos han sido reconocidos ampliamente.

4.3.1 Tipos de suelos colapsables

Los depósitos más extensos de suelos colapsables son eólicos o depósitos transportados de arena y limos (loess). Se incluyen llanuras de avenidas aluviales, abanicos, flujos de lodo, depósitos coluviales, suelos residuales y tufos volcánicos que pueden producir suelos colapsables.

En la mayoría de los casos los depósitos se caracterizan por ser estructuras sueltas de granos gruesos, frecuentes en tamaño de limos a arena, (Fig. Nº 4.3.1).

a) **Depósitos eólicos.**- Estos depósitos consisten de material transportado por el viento, el cual forma dunas, depósitos tipo loess, playas eólicas y grandes depósitos de ceniza volcánica. Estos suelos

pueden ser ligeramente cohesivos o no y tienen una densidad relativa baja.

La estructura granular puede contener un cementante arcilloso, tal como en los suelos del tipo loess. Estos depósitos son característicos de regiones áridas donde el nivel freático está a gran profundidad. Si son sobresaturados el ligante arcilloso pierde su fuerza y bajo estas condiciones el material sufre colapso de su estructura.

Los sedimentos eólicos finos algunas veces son protegidos del humedecimiento natural por una costra superficial de arcilla, la cual aísla gran cantidad de agua, preservando la estructura natural.

b) **Depósitos depositados por agua.**- Consisten principalmente de depósitos de sedimentos de agua suelta, la cual forma abanicos fluviales y flujos deslizantes. Estos materiales pueden ser depositados por una avenida repentina o flujo de lodo derivado de pequeñas cuencas colectoras, sujetas a aguaceros poco frecuentes.

La cantidad de arcilla en materiales pobremente consolidados tienen gran importancia en el comportamiento del soporte. Bull (1964) ha demostrado que el máximo asentamiento ocurre cuando la cantidad de arcilla es aproximadamente 12% de los sólidos, debajo del 5% el asentamiento es pequeño y sobre el 30% las arcillas se expanden. En los porcentajes intermedios existen casos en los cuales, suelos con espacios de poros más grandes se asentaron más que aquellos a la misma relación de vacíos pero con poros más pequeños.

c) **Suelos Residuales.**- Estos suelos son producto del intemperismo y la desintegración y alteración mecánica de rocas madres. Las partículas de material residual pueden variar de tamaño, de grandes fragmentos de gravas a arenas, limos, coloides y en algunos casos materia orgánica.

La estructura del grano colapsable se ha desarrollado como producto de la acción disolvente sobre el material soluble y coloidal. La lixiviación del material soluble y del material fino conduce a una alta relación de vacíos y a una estructura inestable.

Densidades bajas pueden encontrarse en la parte superior del subsuelo debido a la eluviación. Generalmente se encuentran perfiles de suelo residuales en espesores variables desde unos pocos centímetros a muchos metros, dependiendo del clima y medio ambiente fisiográfico de la región. Granitos de composición residual encontrados en Sudáfrica y norte de Rodhesia tienen una cantidad total de colapso de 7% a 10%, incrementado con la densidad.

Otro tipo de suelo que muestra colapso al remojo son aquellos derivados de tufo volcánico, sulfato de calcio, arenas sueltas cementados por sal soluble, arcillas dispersivas y arcillas montmorilloníticas ricas en sodio.

4.3.2 Estructura de Humedecimiento del Suelo

Estudios del investigador Goldhtein (1969), sostienen que existen cuatro tipos principales de humedecimiento que pueden accionar el colapso del suelo, y son:

1.- **Local.**- Ligero humedecimiento de naturaleza fortuita causado por aguas provenientes de tuberías o de un drenaje no controlado de fuentes de agua de construcción. Las aguas de humedecimiento local por lo general no penetran a gran profundidad y normalmente no existe aumento en el nivel de agua en el terreno. En estos casos principalmente ocurren asentamientos en la parte superior del suelo, por debajo de la zona húmeda.

2.- **Intenso y profundo.**- Humedecimiento local del suelo causado por descarga de derrame industrial o irrigación. Si el flujo es suficiente para causar aumento en el nivel de agua subterránea, entonces toda el área de suelo colapsable puede ser saturada en un corto período de tiempo (varios meses a un año). En este caso el asentamiento es extremadamente desigual y peligroso, pudiendo incluir todo el estrato del suelo y siendo probable la ocurrencia de colapso, ya sea bajo la carga de la estructura

existente o bajo el peso propio suelo.

3.- Con un aumento lento y relativamente uniforme del nivel de aguas subterráneas bajo la influencia de aguas externas, el asentamiento es normalmente uniforme y gradual.

4.- Incrementos lentos y graduales del contenido de humedad de una capa delgada de suelo producido por condensación del vapor y acumulación de humedad originada por un cambio en las condiciones de evaporación (cuando el terreno está cubierto de asfalto o concreto). El debilitamiento de la cohesión interna del suelo es parcial e incompleta y se incrementa lentamente con la humedad del suelo. El colapso puede ser asociado al agua o a la acción conjunta del agua y carga.

4.3.3 Causas del Fenómeno

De acuerdo a Barden (1973), el colapso apreciable de un suelo requiere de las tres condiciones siguientes:

- 1.- Estructura parcialmente saturada con potencial inestable.
- 2.- Una componente de esfuerzo aplicado o existente, lo suficientemente alto para desarrollar una condición metaestable.
- 3.- Un ligante resistente o un agente cementante para estabilizar contactos intergranulares, la cual con una reducción por remojo colapsaría.

Todos los casos hasta ahora estudiados han demostrado que aquellos suelos que tienen una estructura panaloide de granos de forma abultada están sujetos por alguna fuerza o material ligante. Cuando el soporte es removido, los granos son capaces de deslizarse unos a otros, moviéndose dentro de espacios vacíos.

En los casos en los cuales el suelo está formado de arena con un ligante de sedimento fino, el esfuerzo temporal es debido a la tensión capilar. A medida que el suelo es secado debajo del límite de contracción, la tensión capilar coloca el agua bajo tensión. Eso incrementa el esfuerzo aparente del suelo; sin embargo, la adición de agua reduce el esfuerzo, y si el suelo es poroso, puede ocurrir un rápido decremento en volumen.

De acuerdo a Aitchison y Donald (1956), para granos esféricos uniformes en un embalaje abierto o cúbico, la presión máxima adicional debido a los efectos capilares ocurre para un contenido de humedad aproximado de 32%. Para el embalaje denso de granos esféricos uniformes, la tensión máxima ocurre al 10% de humedad. Investigaciones realizadas con varios suelos colapsables indican que el valor del esfuerzo efectivo pico ocurre a menor contenido de humedad que el de saturación y sobre el 10% del contenido de agua.

Knight (1963) ha demostrado que las arenas y limos cargados en la condición no saturada pueden colapsar con el remojo. Estos colapsos siguen una línea única de compresión virgen.

Blight (1976) sugirió que la única línea de compresión virgen saturada, se mantiene para suelos expansivos, aunque Burland (1961) ha expresado que en los suelos con alto contenido de arcillas, el efecto de la historia de esfuerzos en la estructura de suelos llegaría a ser significativa.

Holtz y Hilf (1961), explicaron el colapso, basados en que la saturación libera esfuerzos confinados y las muestras fallan en corte, sufriendo así asentamientos diferenciales. Holtz y Hilf (1961) también obtuvieron curvas de compresión mostrando que el colapso ocurre en suelos compactados a densidades altas y al óptimo contenido de humedad.

La mayoría de suelos colapsables involucra la acción de partículas arcillosas en los enlaces entre

los granos gruesos de arena.

Diversos arreglos estructurales de las partículas de arcilla son posibles; dependiendo de la historia de los suelos, las arcillas que son constituidas por autogénesis posiblemente forman un efecto de placas paralelas tipo papel cebolla alrededor de las partículas de cuarzo. La evaporación gradual del agua de los poros causa que las placas de arcilla se retraigan con el agua en el menisco en los contactos interpartículas. Knight (1963), usando un microscopio electrónico encontró que bajo tales condiciones los granos de arcilla están agrupados alrededor de las uniones en un arreglo flocular aleatorio, dando un tipo de apoyo a los granos.

La naturaleza del ligante arcilloso es compleja y aún no es claro cuando es debido a efectos electroquímicos y cuando a efectos capilares. Sin embargo, se ha observado que en la mayoría de casos el bajo contenido de agua provee un mayor esfuerzo ligante.

Agentes cementantes tales como: óxido de hierro, carbonato de calcio, o la soldadura de granos en contacto, proporciona esfuerzos para muchos suelos colapsables. La acción de este cementante es frecuentemente el agente principal en loess. El grado al cual el agente cementante pierde su efectividad depende del grado de contaminación del ingreso del agua y el grado de disolución del agente cementante involucrado.

Un incremento en la carga podría aumentar este efecto; también una elevación en la presión sobre el suelo incrementaría el grado de disolución, el cual podría producir un incremento retardado en la consolidación. Sin embargo, cualquiera que sea la base física del esfuerzo ligante, todos los suelos colapsables son debilitados por la adición de agua. Un colapso es más inminente cuando los granos son mantenidos juntos por succión capilar, siendo lento en el caso de cementante químico y mucho más lento en el caso de arcillas.

4.3.4 Reconocimiento del Problema en Campo y Laboratorio

Un ingeniero geotécnico necesita saber identificar fácilmente los suelos que pudieran colapsar y determinar la cantidad de colapso que puede ocurrir. Los depósitos de suelos más probables a colapsar son:

- a) Terraplenes o rellenos sueltos.
- b) Arenas alteradas transportadas por el viento.
- c) Lavado de colinas de consistencia suelta.
- d) Granito descompuesto u otra roca ígnea ácida.

Gibbs (1963) ha propuesto el uso de la densidad seca natural y el límite líquido como criterio para predecir el colapso. Su método está basado en la premisa de que un suelo que tiene suficientes espacios vacíos para retener la humedad del límite líquido en saturación, es susceptible de colapsar sobre mojado (Fig. Nº 4.3.2). Las densidades de los suelos que han sido graficados sobre la línea mostrada en la Fig. Nº 4.3.3 se encuentran en condición suelta y cuando estén completamente saturados tendrán un contenido de humedad mayor que el límite líquido.

Un ensayo muy simple que puede ser ejecutado en el campo es el ensayo que consiste en: una muestra del suelo a ser ensayado del tamaño de la mano es dividido en dos piezas y cada una es moldeada hasta que sean aproximadamente iguales en volumen. Una de ellas es entonces mojada y moldeada en las manos para formar una bola húmeda. Los dos volúmenes son entonces comparados nuevamente, si la bola mojada es obviamente más pequeña, el colapso puede ser sospechado.

Un ensayo más satisfactorio puede ser realizado con una prueba de consolidación, como fue sugerido por Knight (1963). Una muestra de suelo es moldeada para ser colocada en el anillo del consolidómetro y se aplican progresivamente cargas hasta que se alcanza un valor aproximado de 200 KPa (2 Kg/cm²). Al final de esta carga, el espécimen es inundado con agua y dejado por un día y el ensayo de consolidación es luego cargado a su límite de carga máxima.

El potencial de colapso puede definirse como:

$$CP = \frac{e_c}{1 + e_o} \quad (1)$$

en donde:

e_c = Cambio en la relación de vacíos en estado de remojo.

e_o = Relación de vacíos en estado natural.

El potencial de colapso puede ser definido como:

$$CP = \frac{H_c}{H_o} \quad (2)$$

en donde:

H_c = Cambio en la altura en estado de remojo

H_o = Altura Inicial.

Este potencial de colapso es sólo una guía del colapso que puede ser encontrado. Jennings y Knight (1957), han sugerido algunos valores para el potencial de colapso mostrados en la Tabla Nº 4.3.1.

4.3.4.1 Cálculo del Asentamiento de Colapso

Jennings y Knight (1957), plantearon un método para predecir el asentamiento por colapso de un suelo para propósitos de diseño, usando los resultados de un ensayo de consolidación doble. El uso de este ensayo dará no sólo una determinación cualitativa de las posibilidades de colapso, sino también información cuantitativa que permita la estimación de la magnitud del colapso.

Dos muestras inalteradas similares, preferiblemente muestras de bloque cortadas a mano (aquellas tomadas usando un tubo de pared delgada, son generalmente disturbadas), son ensayadas. Ambas muestras son cuidadosamente recortadas en los anillos de consolidómetro y colocadas en un consolidómetro bajo una carga ligera de 1 KPa (0.01 Kg/cm²) por 24 horas. Al final de este tiempo una muestra es inundada con agua, mientras que la otra es mantenida a su contenido natural de humedad. Ambas muestras son entonces dejadas por 24 horas adicionales.

Si la muestra remojada expande, es posible que se espere un efecto de rebote o que el suelo puede ser del tipo expansivo. Generalmente la mayoría de los suelos colapsables de tipo arenoso pueden mostrar o no un pequeño cambio durante las 24 horas de período de remojo. El ensayo es luego llevado a cabo en la manera ordinaria, doblando las cargas aplicadas cada 24 horas y los resultados son graficados. Del gráfico se puede observar que la relación inicial de vacíos de las dos muestras después de las primeras 24 horas de carga no son idénticas y que las dos curvas no comienzan en el mismo punto (Fig. Nº 4.3.4). La presión de sobrecarga total P_c y la altura de la muestra son calculadas y graficadas sobre la curva e vs $\log P$ obtenido de los dos ensayos. La presión de precompresión P_c , es encontrada de la curva de humedad y comparada con P_c .

a) Casos Normalmente Consolidados.- Para los casos en los cuales $P_c/P_o = 0.8$ a 1.5 (esencialmente suelos normalmente consolidados) se considera que la compresión tiene lugar sobre la curva virgen y que la curva del contenido de humedad natural es ajustada hacia el e_o ; por el punto P_o se dibuja una curva paralela a la curva de consolidación de humedad natural, como se muestra en la Fig. Nº 4.3.4.

Si la carga es incrementada en un p , el asentamiento unitario para el suelo sin cambio en el contenido de humedad natural será:

$$e_s/1 + e_o.$$

Si la carga aplicada permanece constante y el suelo incrementa el contenido de agua, entonces el asentamiento unitario será: $e_o/1 + e_o$. Si los valores son usados en varios estratos seleccionados del perfil, entonces puede calcularse el asentamiento total bajo ambas condiciones. Debe observarse que si p es pequeño la exactitud de la estimación será menor.

b) Caso Sobreconsolidado.- En el caso de un suelo sobreconsolidado ($P_o/P_o < 1.5$), el ajuste de la curva en gran parte sigue el asentamiento ordinario calculado regularmente. La única diferencia entre los dos casos consiste en la determinación del e_o y el punto P_o como muestra la Fig. N° 4.3.5.

Jennings y Knight (1967) realizaron muchos estudios de campo y encontraron que la correspondencia entre el asentamiento de colapso observado y el predicho son buenos. Existen algunos casos pero poco frecuentes, en los cuales las pruebas han sido ejecutadas con muestras que tienen un valor igual o cercano a e_o . Esto puede ser atribuido a la alteración durante el muestreo. Desde que existe una variedad de mecanismo de soporte de suelos colapsables y un número de técnicas predictivas, debe ejecutarse una prueba de campo siempre que sea posible, para controlar los ensayos de laboratorio y la eficiencia de la técnica de remojo usada. La mayor dificultad de las pruebas de campo sin embargo, es que son costosas y demandan mucho tiempo.

Estudios recientes de Riggs y Schmidt (1980), han indicado que las presiones de diseño permisibles pueden ser determinadas de las pruebas de campo de carga de placa, pruebas de laboratorio, o pruebas de penetración estándar.

El contenido de humedad inicial es un parámetro crítico en la determinación de la técnica más conveniente.

4.3.5 Sugerencias para el Diseño de Cimentaciones

El diseño de cimentaciones en suelos colapsables es dificultoso. Los resultados de pruebas de laboratorio y campo se pueden utilizar para predecir la cantidad de asentamiento que puede esperarse.

En muchos casos se requerirán cimentaciones profundas (pilares, cajones, etc), para transmitir cargas de cimentación a estratos de apoyo conveniente, bajo el suelo colapsable. En aquellos casos en los cuales es posible apoyar la estructura sobre cimentaciones poco profundas, el uso de cimentaciones tipo zapata continua puede proveer una cimentación más segura y económica que las zapatas aisladas. Los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser minimizados y se tendrá una distribución de esfuerzos más uniforme.

Un procedimiento práctico para el diseño de una cimentación continua, sugerida por Zeevaert (1971), es mostrada en la Fig. N° 4.3.6. El sistema de cimentación está comprendido de vigas de reacción formadas por vigas de cimentación y vigas balancín de carga en la dirección longitudinal. Las vigas balancín de carga son reforzadas para hacer al sistema lo suficientemente rígido.

El funcionamiento de cimentaciones continuas, también como otros sistemas de cimentaciones poco profundas, pueden ser mejoradas. El desplazamiento vertical puede ser reducido y puede ganarse más capacidad de carga con el uso de la cimentación compensada. Si el área de la cimentación es mayor que el 50% del área total de la edificación, entonces debe considerarse una platea de cimentación.

4.3.6 Métodos Actuales de Tratamiento

En algunos lugares es factible aplicar técnicas de pretratamiento, ya sea para estabilizar o causar previo colapso en el depósito de cimentación de una estructura.

El tipo y cantidad de tratamiento depende de la profundidad del suelo colapsable y el soporte requerido según la propuesta de edificación. Una gran variedad de métodos de tratamiento han sido usados en el pasado, la Tabla N° 4.3.2 muestra un resumen de Bara (1976), de varios métodos de tratamiento.

Son posibles nuevos avances tecnológicos en tratamientos calientes, ultrasónico o aditivos químicos (como cal y cemento). Los rusos han realizado extensos estudios con técnicas de estabilización química. Los métodos actualmente empleados son:

- a) Silicatización gaseosa de arenas y suelos tipo loess.
- b) Fortalecimiento de cemento carbonatado por polímeros.
- c) Fortalecimiento químico de suelos aluviales por soluciones silicato-arcilla.

El tratamiento de silicatización gaseosa involucra una mezcla de suelos, dióxido de carbono y una solución de silicato de sodio. Pruebas de campo sobre suelos arenosos no carbonatados pretratados con dióxido de carbono han demostrado incremento de esfuerzos de 20% a 25%.

Investigaciones recientes por Sokolovick (1971), han mostrado la estabilización de loess por tratamiento con amoníaco. En este método la amoníaco gaseosa es inyectada por barrenos (boreholes) colocados dentro del loess para asentamientos tipo hundimiento (slump). La amoníaco es absorbida por la película de agua del loess y reacciona con un tipo de absorción compleja. Como resultado de un cambio de reacción con el calcio absorbido, se forma hidróxido de calcio altamente dispersado. Durante la saturación de la absorción de 1 m³ de loess se absorber cerca de 5 a 8 Kg. de amoníaco, conduciendo a la precipitación de 10 a 17 Kg. de hidróxido de calcio altamente dispersado. La reacción del hidróxido de calcio precipitado con el sílice y ácido sílico coloidal del suelo conduce a la formación de un ligante o cementante sílico-calcáreo, el cual estabiliza el suelo.

En el caso de estabilización gaseosa de loess, la cal precipitada por la reacción de cambio es localizada en la superficie de la compleja absorción coloidal. En este caso sólo el esqueleto del loess es estabilizado y la estructura natural es reforzada, por cuanto la porosidad del loess estabilizado virtualmente no ha cambiado.

En contraste a los métodos de reforzamiento ordinarios, con la intención de impartir altos esfuerzos al terreno la estabilización gaseosa de loess conduce solamente a disminuir su tendencia para asentamientos de tipo colapso.

4.3.7 Daños Ocasionados a Viviendas Cimentadas sobre Suelos Colapsables

Siendo los suelos de naturaleza colapsable el principal problema de cimentación que se presenta en la zona de Villa Fap, presentaremos a continuación un resumen de los daños ocasionados a las edificaciones debido a estos suelos.

Un estudio de suelos realizado por TECUSA (1971), clasifica los daños en desperfectos mayores y menores.

a) **Desperfectos Mayores.**- Se incluye en esta categoría a las casas de ladrillo con cimientos de concreto ciclórico con una profundidad de cimentación máxima de 0.50 m. y con una presión de contacto de 0.50 Kg/cm². Las fisuras que presentan las viviendas afectan a las cimentaciones y muros, lo cual confirma que los agrietamientos se han producido por movimientos verticales diferenciales y horizontales del subsuelo.

El estudio en mención señala que las magnitud de las grietas han distorsionado los vanos de las ventanas y por lo tanto se encuentran afectados elementos estructurales de la edificación comprometiendo la estabilidad de los mismos.

b) **Casas con desperfectos menores.**- Se ha considerado en esta clase a las casas de ladrillo y madera que cuentan con elementos de mampostería. Este tipo de viviendas muestran fisuras o grietas menores o incipientes en los muros y pisos las cuales no representan peligro para la estabilidad de las mismas. Se señala que la mayoría de viviendas de madera no presentan desperfectos.

El estudio de suelos para fines de cimentación de 40 viviendas en la Villa FAP de Talara, tenía como objetivo analizar el tipo de grieta y tipificar el mecanismo de formación de las mismas, en las

manzanas I y J de la Villa FAP presentando un inventario de daños. Las viviendas eran de un solo nivel con una losa aligerada a dos aguas apoyadas en columnas y vigas y mampostería. La cimentación consistía de zapatas de $0.85 \times 0.85 \text{ m}^2$ unidas con vigas de cimentación a una profundidad de 1.0 m. Los planos de estructuras especificaban una capacidad admisible del terreno de $\sigma = 0.7 \text{ Kg/cm}^2$ a ser verificada en obra. En el informe se concluye que los daños ocasionados a un gran número de edificaciones se deben a asentamientos diferenciales de la cimentación como consecuencia de un aumento del contenido de humedad en el suelo colapsable. Existen asentamientos diferenciales en los muros de tabiquería. También se indica que se encuentra otro tipo de mecanismo de falla ocasionando grietas y fisuras en el techo, unión de techo y muros y techo y columna, esto debido a consecuencia de la dilatación y contracción de la losa del techo. Así mismo se ha verificado que los esfuerzos transmitidos son menores que las capacidades admisibles del terreno.

4.4 SUELOS EXPANSIVOS

El fenómeno de suelos expansivos ha pasado en los últimos años a ser uno de los principales problemas geotécnicos debido a las dificultades encontrados en lugares de expansión urbana y donde fue necesario construir caminos, aeropuertos, proyectos de irrigación y edificaciones de todo tipo, esencialmente livianas y de bajo costo.

Debemos hacer una distinción entre suelos con capacidad de expandirse de aquellos que ya muestran características expansivas en el campo. Suelos que tienen poca capacidad expansiva pueden cambiar de volumen o no, dependiendo de las condiciones físicas que tenían al inicio de la construcción y de los cambios de esfuerzos y contenido de humedad a los que está sujeto luego.

Referirse a suelos expansivos no sólo involucra la tendencia a incrementar el volumen cuando absorbe agua, sino también incluye la disminución o contracción si el agua es removida.

Se conoce la importancia que tiene la diferencia del contenido de humedad en el campo al momento de la construcción y el equilibrio final de humedad que alcanzaría bajo las condiciones asociadas a la estructura completa.

Si el equilibrio del contenido de humedad final es considerablemente más alto que la humedad inicial del campo, se espera que ocurran graves expansiones como levantamientos del suelo y/o de la estructura debido al desarrollo de grandes presiones de hinchamiento. En cambio, si el equilibrio del contenido de humedad es bajo con respecto al que tenía inicialmente en el campo, el suelo se contraerá.

4.4.1 Factores Significativos en el Comportamiento de Suelos Expansivos

Los factores más significativos que influyen en el comportamiento de los suelos expansivos son:

a) Cantidad y tipo de mineral de arcilla.- La magnitud del cambio potencial de volumen de un suelo depende de la cantidad de mineral expansivo y por lo tanto de sus características mineralógicas, iones intercambiables e impurezas que contenga.

El grado de expansión de las arcillas coloides varían con el tipo de mineral arcilloso y con la naturaleza de los cationes absorbidos.

Arcillas compuestas por montmorillonita se hinchan notablemente más que las constituidas por caolinita e illita, debido a que las primeras son coloides de redícula dilatada y las segundas tienen una estructura de red cristalina fija, lo cual nos sugiere que la absorción de agua es diferente, es decir entre capas y entre partículas.

El grado de expansión varía según la clase de mineral y tipo de cationes intercambiables. El orden de embebimiento de los elementos de una arcilla con montmorillonita es: $\text{Na} > \text{Li} > \text{L} > \text{Ca} = \text{Ba} > \text{H}$. El hinchamiento de las arcillas enriquecidas con Litio (Li) y Sodio (Na) aumenta con la concentración de estos iones, en cambio la absorción disminuye al aumentar el porcentaje

de iones de potasio (K) del sistema.

En todo caso, las arcillas enriquecidas de hidrógeno se hinchan menos que las enriquecidas de calcio. Otros mecanismos que influyen son: la recuperación elástica de los granos del suelo, la repulsión eléctrica entre las partículas de arcilla, los cationes absorbidos y la expansión de aire atrapado en los poros del suelo.

En los suelos precomprimidos por carga o por retracción confluyen todos estos fenómenos.

b) Naturaleza del fluido intersticial que ocupa los poros del suelo.- Teniendo en consideración las propiedades químicas antes y durante el proceso de expansión, caracterizados por el tipo de iones presentes, pH y las propiedades dieléctricas del fluido.

Los iones encontrados en la ciudad de Talara fuertemente cargados con sales no han podido ser identificados adecuadamente, sin embargo se presume que en algunos casos sean sulfatos y en otros cloruro de sodio. (Carrillo, 1972).

c) Peso unitario del suelo.- Los suelos densos tienen un valor alto de peso unitario y por lo tanto los movimientos de expansión son mayores que en aquellos en donde el peso unitario es menor. En caso contrario, el proceso de contracción es menor en los suelos más densos y mayor en los suelos de menor peso unitario.

d) Contenido inicial de agua y grado de saturación.- Considerado como uno de los factores más importantes, ya que el cambio del contenido de humedad origina movimientos del suelo expansivo.

e) Estructura de los componentes del suelo.- Las condiciones de arreglo y orientación de las partículas influyen también en el grado de expansión. El arreglo puede ser natural o un proceso artificial (compactación).

Se determina que para las mismas condiciones de humedad-densidad en los suelos remoldeados, la expansión es considerablemente mayor que en los suelos inalterados, atribuyéndose esto a la nueva orientación que adoptan las partículas del suelo al modificar su estructura.

f) Condiciones de carga externa.- Cuando se aplican cargas externas lo suficientemente altas como para no permitir la expansión ni la compresión del suelo, el problema no es grave. Es importante tener en consideración la magnitud de los esfuerzos a los que estaría sujeto el material después que la construcción es concluida.

La influencia de estos factores pueden producir desaciertos en la predicción del comportamiento expansivo. Experiencias locales constituyen la mejor guía.

4.4.2 Causas Comunes que Originan Expansión

El fenómeno de expansión originado por movimientos del agua en el suelo de cimentación generalmente ocurre por las siguientes razones:

- a) Períodos irregulares de alta precipitación pluvial acompañado de un drenaje deficiente en la obra.
- b) Alteración del equilibrio de humedad en el suelo expansivo, debido a la construcción de una obra sobre ella.

Siendo Talara una región donde la evaporación es mayor que la precipitación, el terreno se encuentra profundamente desecado, por lo tanto, el área cubierta por una edificación prácticamente se impermeabiliza quedando protegida de la evaporación y luego de algún tiempo llega a tener una temperatura inferior a la zona no protegida.

La falta de evaporación tiende a aumentar el contenido de humedad natural y la diferencia de temperaturas da origen, según el Dr. Jiménez Salas, al fenómeno de termósmosis. Esto quiere decir que

se produce un lento y continuo aumento de humedad bajo la superficie cubierta, encontrándose que la mayor diferencia de temperaturas se ubica en la parte central de la estructura, siendo ahí donde se produce el mayor incremento de contenido de humedad y consecuentemente, donde el efecto de expansión es mayor.

El peso total de un edificio tiene una influencia considerable sobre la intensidad de los daños, dado que existe una relación de tipo hiperbólico inversamente proporcional entre la presión aplicada al terreno y la magnitud del hinchamiento, por eso los edificios livianos de pequeña altura son los más afectados.

c) Anegación localizada debido a roturas o desperfectos en las instalaciones de servicios de agua, desagüe y por saturación a falta de control en el drenaje.

d) Presencia de vegetación próxima a las edificaciones, que conduce a zonas localizadas de desecación o humedecimiento, produciéndose según los casos variación del contenido de humedad del suelo y aumento de volumen en las arcillas.

e) Incremento de humedad en obras hidráulicas o proyectos de irrigación en gran escala, en los cuales resulta difícil mantener un cierto grado de humedad o saturación del suelo por la misma naturaleza de la estructura.

4.4.3 Reconocimiento de los Suelos Expansivos

Varias pruebas han sido creadas para proveer información cualitativa y cuantitativa en el diseño de sistemas de cimentación. Los Límites de Atterberg combinados con la densidad natural seca y el contenido de humedad se usan potencialmente para la identificación de suelos expansivos; otras pruebas proveen datos cualitativos adecuados sobre los cuales se basa las recomendaciones de diseño.

Algunos exámenes usados para la identificación del potencial de expansión, tales como el análisis Termo-Diferencial DTA, difracción de rayos X y resolución microscópica del electrón, resultan útiles para la identificación de la composición mineralógica, pero son de poco uso en la provisión de resultados cuantitativos para diseño y recomendaciones de diseño.

4.4.3.1 Parámetros de Reconocimiento para Determinar la Existencia de Suelos Expansivos.

Dentro de las características y propiedades de los suelos, en general se debe tener especial cuidado en la elección de cuales de ellas sirven como referencia para establecer la calidad de un suelo como expansivo o no. Entre los parámetros tenemos:

a) Contenido de Humedad.- La expansión depende del contenido de humedad inicial y de la variación que éste puede sufrir.

Estudios realizados señalan que las arcillas con bajo contenido inicial de agua, usualmente son peligrosas porque tienen gran capacidad de absorción. Arcillas con contenidos de humedad mayor o igual al 30% son menos peligrosas porque indican que la mayor parte del hinchamiento ya se produjo y el remanente que puede producirse es pequeño. Así mismo, es importante tener en consideración los procesos de desecación.

b) Densidad Seca.- Representa el espaciamiento entre partículas y está relacionada directamente con el contenido de humedad, también nos da un índice del grado de expansión. Se estima que los suelos con densidad seca mayor que 1.76 gr/cm^3 muestran un alto potencial de hinchamiento. Incluso opiniones en tal sentido manifiestan que suelos tan duros como rocas tienen inevitables problemas de expansión.

c) Propiedades Índice.- Las propiedades índices son muy útiles para clasificarlos de acuerdo a sus propiedades expansivas, o bien para evaluar algunas constantes necesarias y en algunos casos para predecir cuantitativamente su grado de expansión.

El límite líquido es un indicativo del tipo de mineral arcilloso y de los iones adsorbidos. El índice plástico nos da la magnitud del cambio de humedad posible mientras el suelo retiene su condición plástica. El agua de los poros en los minerales de arcilla ocupan espacio, lo cual ocasiona cambios en el contenido de humedad que se refleja en cambios de volumen.

El límite de contracción nos indica en forma indirecta el mínimo volumen al cual puede contraerse por secado. Es una expresión del porcentaje de agua necesario para llenar los espacios o poros cuando el suelo tiene un volumen mínimo. Un valor bajo de límite de contracción demuestra que el suelo puede tener cambios de volumen apreciables a bajos contenidos de agua.

Algunos autores opinan que las propiedades expansivas del suelo deben correlacionarse con los porcentajes de limos y arcillas, también con los límites líquido, índice plástico y la resistencia a la penetración en el campo.

Además, como la mayor parte de las estructuras no ejercen más de 0.5 Kg/cm^2 sobre la cimentación, sería conveniente usar esta presión a fin de estimar el potencial de expansión.

Salas y Serratos (1957), indican que se puede reconocer el grado de peligrosidad que ofrecen las arcillas al hinchamiento, por medio del límite líquido, pero consideran que ésta puede ser una condición posible pero no necesaria, por ello toman al límite de contracción como una mejor referencia, ver la Tabla N° 4.4.1.

Ranganathan y Stayanarayana (1965), dan a conocer una relación entre el potencial de expansión y el índice de contracción (Tabla N° 4.4.2). W. G. Holtz, (1959) indica criterios de identificación de suelos expansivos en base a los límites de Atterberg correlacionados con suelos del Este de Estados Unidos (Tabla N° 4.4.3).

Chen (1975) da a conocer una relación importante entre el grado de expansión, número de golpes a la penetración estándar (SPT), límite líquido, porcentaje que pasa la malla N° 200 y presión de hinchamiento, Tabla N° 4.4.4.

d) Determinación del porcentaje de coloides determinado por medio del ensayo del hidrómetro. Indica el porcentaje de partículas menores de 2 micras, que es el contenido de arcilla.

4.4.3.2 Reconocimiento Cualitativo de Arcillas Expansivas

Se han desarrollado varios métodos para procesos de reconocimiento, entre ellos están los de identificación mineralógica.

1) Identificación Mineralógica.- Es un método muy útil en la identificación del suelo como material. Es muy utilizado para el análisis en el laboratorio más no, en la condición in situ. Los exámenes tienden a determinar las características mineralógica de la arcilla. Las técnicas utilizadas con más frecuencia, se desarrollan una con el auxilio de otras o paralelamente juntas, entre ellas tenemos:

a) Método de Difracción de Rayos X.- Este método de carácter cualitativo determina la proporción mineralógica de una arcilla al estado coloidal, mediante la comparación de las intensidades de las líneas de difracción para diferentes minerales con respecto a una sustancia estándar.

b) Análisis Termo Diferencial.- Permite determinar, con el apoyo del método anterior y ensayos químicos, la presencia de minerales de mayor dificultad en su identificación y que manifiestan cambios en sus características al variar la temperatura.

c) Análisis Químicos.- Este método sirve para determinar la naturaleza, origen y posición de los elementos eléctricamente cargados en la estructura del mineral. Es de gran utilidad y sirve de apoyo para otros métodos.

d) Absorción de Calor.- Se aprovecha las características de color que exhiben las arcillas al absorber un agente teñidor. Se asume que esto depende de la capacidad de cambio de color de los minerales componentes de la arcilla. Por su sencillez y rápida ejecución, tiene ventaja sobre los métodos (a) y (b).

e) Resolución Microscópica del Electrón.- Este método permite obtener las características morfológicas de las arcillas basándose en la composición mineralógica, textura, estructura interna, naturaleza de vacíos y especialmente sus propiedades físico-químicas

4.4.3.3 Reconocimiento Cuantitativo de Arcillas Expansivas

A través de numerosas investigaciones en suelos expansivos se han desarrollado métodos de medición directa del grado expansivo, entre ellos tenemos:

a) Ensayos de Expansión Libre.- El objetivo de este ensayo es conocer la cantidad de expansión que sufre un suelo que se presume tiene características expansivas.

Se coloca una muestra de volumen conocido dentro de un recipiente sin carga. La diferencia entre el volumen inicial y final es el valor de la expansión libre.

Holtz y Gibbs (1956), presentaron una prueba sencilla de expansión para identificar las arcillas expansivas. Consiste en colocar una muestra de 10cc de suelo seco previamente tamizado por la malla N°40 en una probeta de 100cc, la misma que es llenada de agua. El volumen de material expandido y asentado es leído después de 24 horas en términos de graduación de probeta y es calculado de la fórmula:

$$\% \text{Hincham. libre} = \frac{\text{Vol final} - \text{Vol inicial}}{\text{Vol inicial}} * 100$$

Holtz sugirió que suelos que tienen porcentajes de expansión libre sobre el 100% pueden causar daños considerables a las estructuras con cargas livianas y aquellos que tienen valores de expansión libre debajo del 50% raramente manifiestan apreciables cambios de volumen bajo cargas livianas

b) Ensayos de Carga-Expansión.- Este ensayo fue sustentado por Holtz y Gibbs en 1956. Consiste en controlar inicialmente la humedad y densidad de dos muestras que pueden ser alteradas o inalteradas, dejando secar una de ellas al aire hasta que su límite de contracción por lo menos, luego se mide el cambio de volumen debido a este secado por medio de inmersión en mercurio (Fig. 4.4.1).

El segundo espécimen es colocado en el consolidómetro bajo una carga vertical de 1 lb/pul², o bien a una carga equivalente de la estructura, saturándola luego completamente, produciéndose el hinchamiento libre (1) que indica cambio en el volumen del espécimen; una vez alcanzada la expansión máxima se carga el suelo en incrementos razonables y se determina la consolidación bajo cada carga (2). Los resultados combinados de ambos especímenes nos permiten calcular el cambio de volumen total para condiciones de volumen inicialmente secadas al aire y saturadas.

En muchos casos es necesario obtener datos con respecto a la carga necesaria para detener la expansión, para ello el proceso seguido es el mismo, considerando solamente una carga variable de manera que no se permita el movimiento vertical hacia arriba del espécimen durante el proceso de saturación, hasta alcanzar el equilibrio, después de lo cual se descarga en decrementos, midiendo la expansión bajo cada carga (3).

c) Prueba de Deformaciones Controladas.- Este tipo de ensayo se realiza en consolidómetros de tipo convencional.

La prueba puede ser hecha sobre muestras no alteradas y remoldeadas. Las muestras son colocadas en el anillo de consolidación y cortadas a una altura menor que éste. Se debe asegurar confinamiento lateral durante toda la prueba. Las muestras son sujetas a un esfuerzo vertical generalmente entre 0.25 Kg/cm² y 1.0 Kg/cm², dependiendo de las condiciones esperadas en el campo. Después de 24 horas se agrega agua destilada. Cuando la expansión de la muestra ha cesado, se aumenta el esfuerzo vertical en incrementos hasta antes que la muestra haya sido comprimida a su altura inicial.

El esfuerzo requerido para comprimir la muestra a su altura original es comúnmente denominado presión de expansión al cambio de volumen cero. Una variación de esta prueba es controlar la deformación para la cual se permite resistir a la muestra y medir el esfuerzo que es desarrollado cuando se agrega agua.

El aparato usado para ensayos de deformación controlada en suelos expansivos es similar al utilizado en pruebas de expansión-consolidación. Se requieren algunas modificaciones para permitir controlar las deformaciones durante el ensayo y mediciones de las cargas resultantes; la Fig. N° 4.4.2 muestra un tipo de aparato controlador de deformaciones. Se adaptó un armazón de carga y un perno regulable para el control de las deformaciones. Una celda de carga rígida fue armada en la base para medir la carga resultante de expansión durante la absorción de agua.

El procedimiento para el control de deformaciones en la prueba de expansión consiste en confinar inicialmente la muestra en el marco de carga, tal que el cambio de volumen no pueda tener lugar cuando se añade el agua. Después que se agregó agua se permite que la presión de expansión se desarrolle a un valor máximo. Luego que se tiene esta presión (determinada por un gráfico de presión vs Log tiempo), se deja que la muestra expanda una cantidad prescrita y los resultados de la presión de expansión son nuevamente medidos. Este procedimiento se repite con incrementos hasta que el registro de la presión de expansión se ha reducido a un valor bajo. Luego la muestra es comprimida sucesivamente a su altura original.

4.4.4 Sugerencias de Diseño

Para reducir o evitar los efectos de expansión que se originan en el suelo debido a un cambio en el equilibrio de humedad, es necesario adoptar procedimientos de diseño y construcción que se adecúen al medio ambiente, a las características del suelo y a la edificación, dándole el tratamiento que requiere la cimentación en cada caso.

Se sugieren algunos métodos que son capaces de minimizar o eliminar los efectos de expansión. Debe tenerse en cuenta que sólo algunos son adecuados para nuestro medio y realidad económica, quedando a criterio del diseñador la decisión final.

Entre estos métodos se sugiere aislar la estructura de materiales expansivos, diseñando una estructura que permanezca sin daños a pesar de la expansión. La eliminación de la expansión puede hacerse de tres formas: prehumedeciendo el terreno a un contenido de humedad igual al de equilibrio. Se aplica suficiente carga para igualar o exceder la presión de expansión. Prehumedecer por inundación el área de construcción es poco efectivo porque el tiempo requerido para la penetración de la humedad a gran profundidad y en forma uniforme requiere bastante tiempo.

La estabilización química de suelos expansivos por la adición de cal puede ser efectiva si el mezclado con el suelo es completo y es compactado al óptimo contenido de humedad. Estudios hechos acerca del problema manifiestan que el porcentaje adecuado es aproximadamente de 3% a 8%, siendo estimado sobre la prueba del pH; verificando mediante compactaciones, curando y ensayando muestras en el laboratorio.

La cal actúa reduciendo la plasticidad del suelo y por lo tanto el potencial de hinchamiento. En algunos casos inyecciones de cal se pueden aplicar dentro de las arcillas fisuradas, creando un revestimiento de cal estabilizada que previene el ingreso de la humedad. Este procedimiento se ha usado en las viviendas de San Antonio, España, pero su aplicabilidad bajo otras condiciones no deben ser asumidas.

Para cimentar estructuras sobre suelo expansivos se sugiere las siguientes consideraciones:

a) Cimentar a una profundidad tal que se asegure que el suelo es inerte o que los problemas de expansión no se producirán; se pueden utilizar zapatas profundas, pilotes o micropilotes (pilotes de pequeño diámetro).

Debido a que los suelos expansivos son usualmente rígidos y sin contenido de agua libre, ofrecen una constitución excelente para hacer perforaciones y colocar pilares debajo de la zona de cambio de volumen estacional. Las cimentaciones de pilares hincados con terminaciones acampanadas funcionan como anclaje en materiales que no están sujetos a movimientos estacionales significativos.

El pilar será de concreto reforzado en toda su longitud, incluyendo la sección acampanada, debido

a que el suelo expansivo encima de la campana probablemente ejerza elevaciones considerables que generen fuerzas de tensión en el pilar.

Los pilares están unidos a nivel con vigas de concreto reforzado que soportan la estructura e incluyendo al piso del terreno. Deben tomarse precauciones para prevenir el contacto o eliminar la transmisión de fuerzas de compresión sobre la base de la viga o sobre el piso en contacto.

Es probable que la arcilla en la zona de cambio de humedad sea una gran superficie de falla, por lo tanto intentar formar las campanas para tales pilares puede ser inconveniente debido a sucesivos socavamientos de los bloques entre superficies de falla.

Los pilares de diámetro pequeño o micropilotes pueden ser de acero (máximo 2 pulgadas) o de concreto reforzado (4 pulgadas). Si son de acero están cubiertos por una capa de resina epóxica antes de ser colocados; para instalar pilotes se podrán realizar perforaciones de diámetro ligeramente mayor hasta que se encuentre el estrato duro; luego serán hincados.

Si son de concreto, deberá ser colocado in situ. Se debe diseñar cuidadosamente la unión del pilote con la losa. Se realizarán pruebas de carga y extracción de pilotes.

b) Cimentar con zapatas superficiales diseñadas para transmitir al suelo una fuerza tal que contrarreste la presión del suelo, constituye una buena alternativa económica, en la cual es aconsejable no usar la máxima carga para anular el hinchamiento sino la carga óptima que limite la magnitud del hinchamiento.

Las grietas profundas causarán movimientos laterales cuando ellas se cierran luego de construir los edificios. Verificar la tolerancia de las edificaciones al movimiento.

c) Cimentar en vigas continuas que absorben los esfuerzos generados por la fundación elástica. "La idea más importante para aliviar la acción expansiva del suelo de cimentación ha sido la utilización de marcos de concreto armado como elementos portantes en la edificación. Esta solución ha permitido dar la seguridad necesaria a la estructura, de manera que cualquier posible agrietamiento no origine su consiguiente inhabilitación, sino que permita con pequeñas reparaciones, el adecuado funcionamiento de la misma" (Carrillo, Gil 1981).

d) Se recomienda drenar e impermeabilizar la zona para controlar el cambio de humedad del suelo expansivo. Pavimentar el contorno exterior de la construcción para que el levantamiento dentro del edificio sea menor y proteger a los elementos perimetrales.

e) Según el grado de expansión del suelo y el costo de los mismos, se construirá el tipo de piso más adecuado. Estos pueden ser: pisos colocados sobre una base de material granular grueso, excavación del material expansivo y reemplazo por material inerte, losa armada de entrepiso, y pisos suspendidos.

f) En lo que respecta al sistema de abastecimiento de agua, los estudios de Kossif y Zeithen (1962), explican que los esfuerzos que sufren las tuberías en estos casos son grandes por desigualdades en el hinchamiento. Los momentos flectores pueden ser disminuídos mucho si las juntas son suficientemente flexibles, pero al mismo tiempo que su resistencia a la flexión sea grande. Se recomienda que la tubería sea de material rígido en tramos cortos con uniones que permitan cierto movimiento, con conexiones flexibles entre los conductos que se incorporan al edificio y los que permanecen enterrados. Las tuberías sufren también esfuerzos de tracción considerable que pueden ser reducidas si se consigue disminuir la adhesión entre el tubo y el terreno, lo cual no es fácil de llevar a cabo en forma práctica y económica.

Es importante evitar la desecación del terreno que rodea a la tubería, de modo que conviene colocar ésta con gran rapidez, para que la zanja esté abierta el menor tiempo posible.

Las tuberías deben presentar facilidad para una futura inspección y reparación. El lecho será impermeable y tendrá un dren para controlar las filtraciones.

4.4.5 Daños Ocasionados a Viviendas Cimentadas sobre Suelo Expansivo

En la ciudad de Talara las manifestaciones de daños ocasionados por la expansión de suelos se observan en algunas viviendas de Punta Arenas, Urb. Vencedores y en menor proporción en la Urb. Sudamérica.

Las viviendas presentan rajaduras en los muros y en los cimientos, marcos descuadrados, muros desplomados, veredas agrietadas, desprendimiento del techo. Las causas que han originado este tipo de daños se debe fundamentalmente a la alta expansividad que muestran las lutitas al tener contacto con el agua.

Las viviendas ubicadas en los parques CII, T, y V presentan estos daños. Asimismo también las edificaciones W-9 y W-10 en donde la acumulación de agua durante las lluvias de 1983 y las características topográficas y de drenaje agudizaron el problema, (Alva, 1986,(12)). En el parque I se ha presentado este problema pero sin embargo existen ventajas topográficas y de drenaje.

Un estudio de C.P.S. de Ingeniería S.A., 1980 (5) en el sector de Punta Arenas señala que una de las causas de los daños es la expansión y contracción de las lutitas, siendo la carga transmitida menor que la capacidad de carga del suelo asumida. En otros casos también se encontró daños, siendo el suelo de cimentación una arena arcillosa y la carga transmitida por la estructura al terreno mayor que la capacidad admisible calculada, encontrándose incluso lutitas a una profundidad mayor. Problemas por consolidación de un lente arcilloso de alta plasticidad también originaron agrietamientos de las viviendas. Otra de las causas es la pérdida de capacidad portante localizada por la socavación del suelo por corrientes de agua procedentes de instalaciones sanitarias.

TABLA Nº 4.2.1 FACTORES DE CORRECCION PARA SISMOS
DE DIFERENTE MAGNITUD

Magnitud	Factores de Corrección
8½	0.89
7½	1.00
6¾	1.13
6	1.32
5¾	1.50

TABLA Nº 4.2.2 NUMERO DE CICLOS REPRESENTATIVOS DE
TERREMOTOS DE DIFERENTE MAGNITUD

Magnitud	Número de Ciclos Representativos en 0.65 max
8½	26
7½	15
6¾	10
6	5 - 6
5¾	2 - 3

TABLA Nº 4.3.1 VALORES DE POTENCIAL DE COLAPSO

P. Colapso (%)	Severidad del Problema
0-1	Sin problemas
1-5	Problemas moderados
5-10	Problemas
10-20	Problemas severos
20	Problemas muy severos

Ref. Jennings - Knight, 1975

TABLA Nº 4.3.2.

MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE SUELOS COLAPSABLES

Profundidad de Subsuelo alcanzado	Métodos de Tratamiento de Cimentaciones.
0-1.5 mt.	Métodos Pasados y Actuales: Humedecimiento y Compactación (convencionalmente por sobrecarga adicional, por impacto, o con rodillos vibratorios).
1.5-10 mt.	Sobreexcavación y recompactación, (relleno de tierra con o sin estabilización de aditivos tales como cal o cemento); vibroflotación (suelos con drenaje libre) columnas de rocas (vibrosustitución); desplazamiento de pilares. Inyección de limos o o cal; o inundación o aniego (si no existen estratos impermeables).
>10 mt.	Cualquiera de los métodos antes mencionados o combinaciones de ellos inundación y pozos de infiltración con el uso de explosivos. Posibles métodos futuros: Tratamiento caliente para solidificar los suelos in-situ; ultrasonidos produciendo vibraciones que destruirán el mecanismo de enlace de el suelo metaestable; aditivos químicos para reforzar la ligazón de la estructura del suelo metaestable (aplicación de método electroquímico) o uso de lechada de aditivos para rellenar los vacíos antes de la solidificación.

Ref. Bara, 1976

TABLA 4.4.1 RELACION ENTRE EL LIMITE DE CONTRACCION Y EL GRADO DE CAMBIO DE VOLUMEN

Limite de Contracción	Grado del Cambio de Volumen
10 10-12 12	Crítico Marginal No-Crítico

Ref. Salas - Sarratosa, 1957

TABLA 4.4.2 RELACION ENTRE EL INDICE DE CONTRACCION Y EL POTENCIAL DE HINCHAMIENTO

Indice de Contracción $IC = LL - LC$	Hinchamiento Potencial
0-20 20-30 30-60 >60	Bajo Medio Alto Muy Alto

ref. Ranganathan - Stayanarayara, 1965

TABLA 4.4.3

Contenidos Coloidales % < 0.001mm	Indice de Plasticidad	Límite de Contracción	Expansión Probable(*) Cambio volumétrico % (seco o Saturado)	Grado de Expansión
>28 20-13 13-23 <15	>35 25-41 15-28 <18	<11 7-12 10-16 >15	>30 20-30 10-30 <10	Muy Alto Alto Mucho Bajo

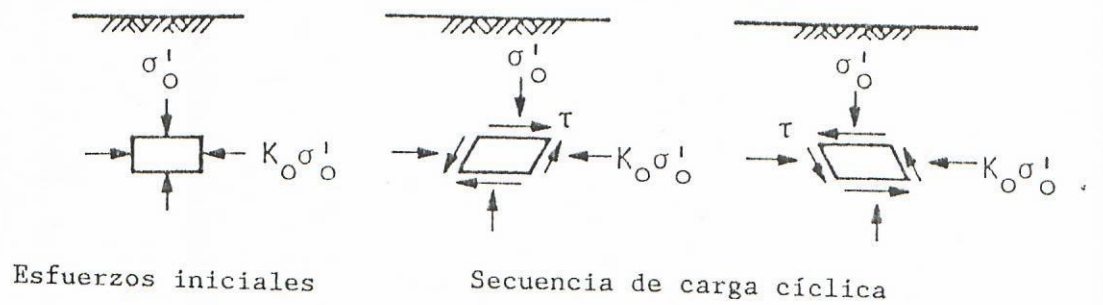
* Basado en una carga vertical de 1.0 p.s.i

Ref. W. Holtz, 1959

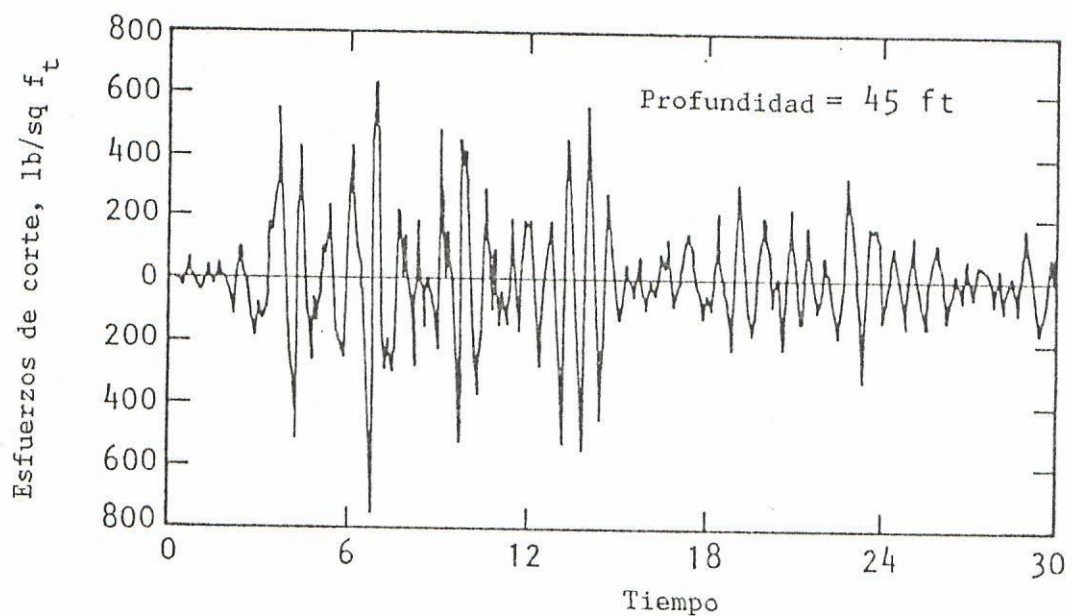
TABLA 4.4.4

% Pasa N° 200	Límite Líquido	SPT (N)	Expansión Probable Cambio Volumen (%)	Presión de Hinchamiento	Grado de Expansión
>35 60-95 30-60 <30	>60 20-30 30-40 <30	>30 20-30 10-20 <30	>10 3-10 1-5 <1	>10 2.5-10 1.5-2.5 0.5	Muy Alto Alto Medio Bajo

Ref. Chen, 1975



(a) Condiciones idealizadas de carga en el campo.



(b) Variación de esfuerzos de corte determinado por análisis de respuesta.

Fig. 4.2.1 Esfuerzos Cíclicos de corte en un elemento de Suelo durante un Sismo.

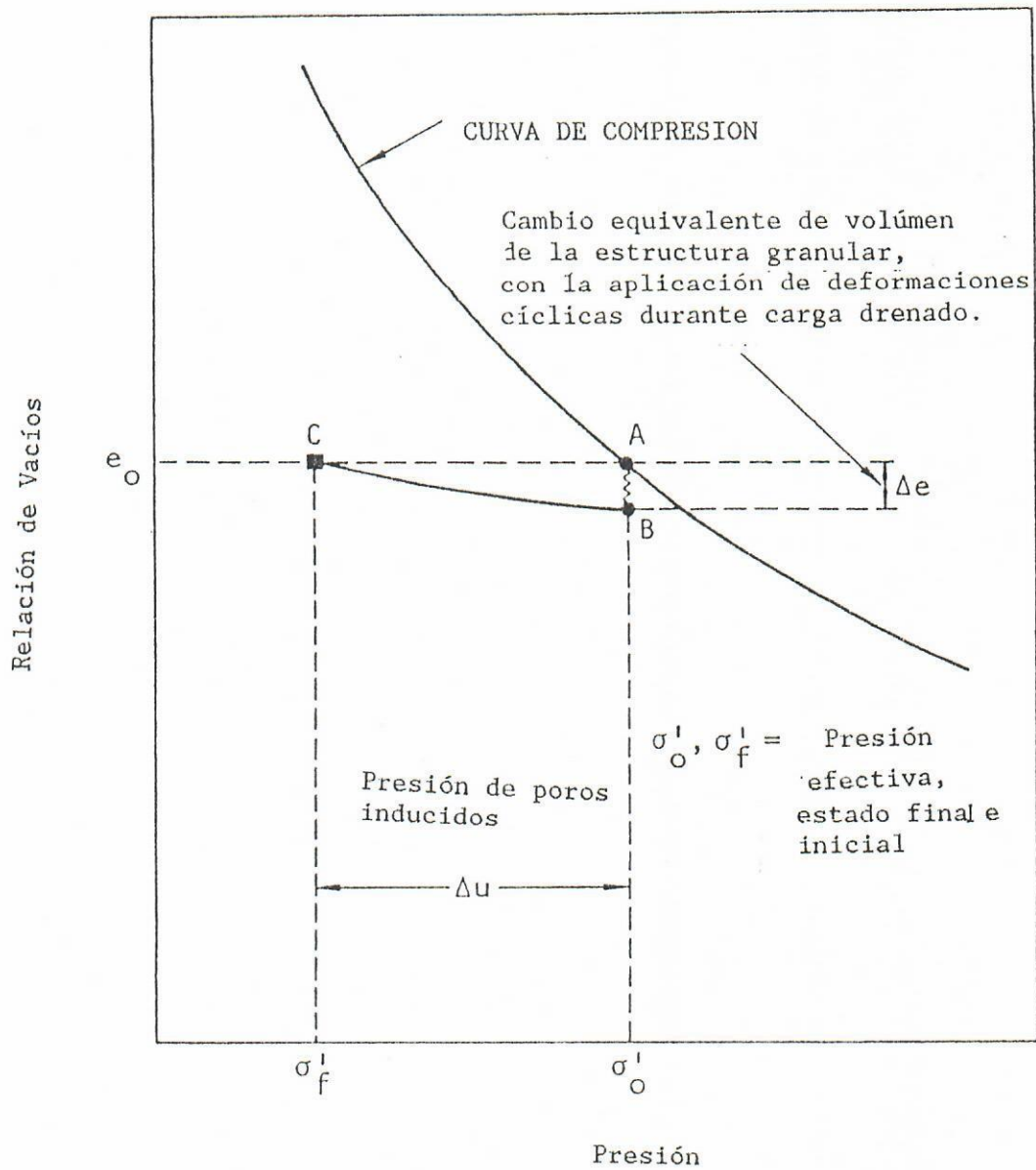


Fig. 4.2.2 Ilustración Esquemática del mecanismo de la generación de presiones de poros generados durante el cargado cíclico.
Ref. (Martín et al, 1975).

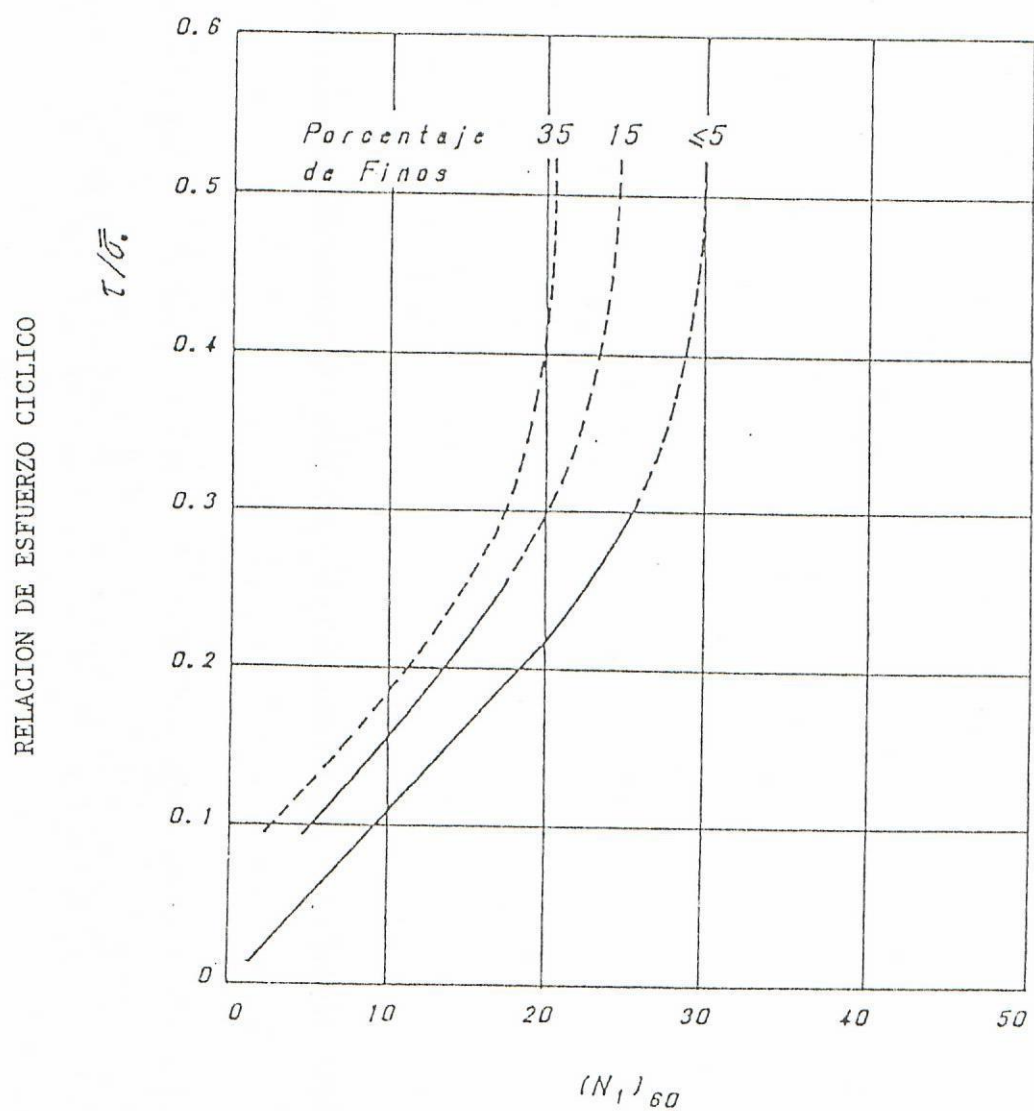


Fig. 4.2.3 GRAFICO DE LA RELACION DE ESFUERZO PARA CAUSAR LICUACION
vs VALORES N_1 PARA ARENAS LIMOSAS PARA TERREMOTOS DE $M=7-1/2$
(Seed y De Alba, 1986)

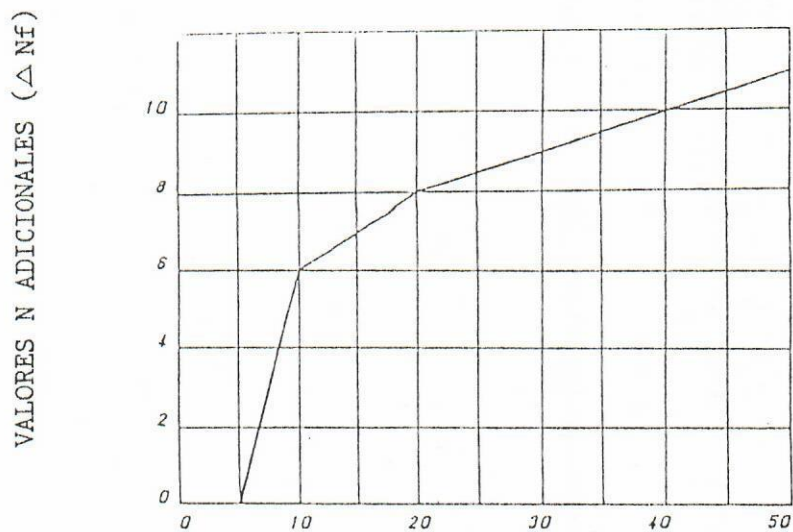


Fig. 4.2.4 RELACION ENTRE VALORES N ADICIONALES Y CONTENIDO DE FINOS
(Tokimatsu y Yoshimi, 1983)

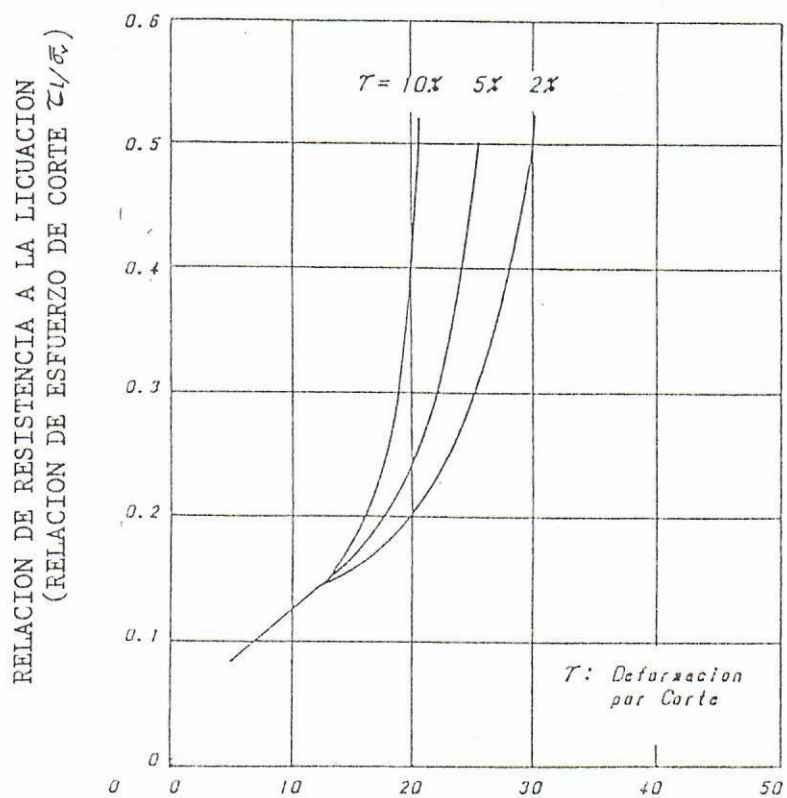


Fig. 4.2.5 GRAFICO DE LA RELACION DE LA RESISTENCIA A LA LICUACION
vs VALORES N CORREGIDOS

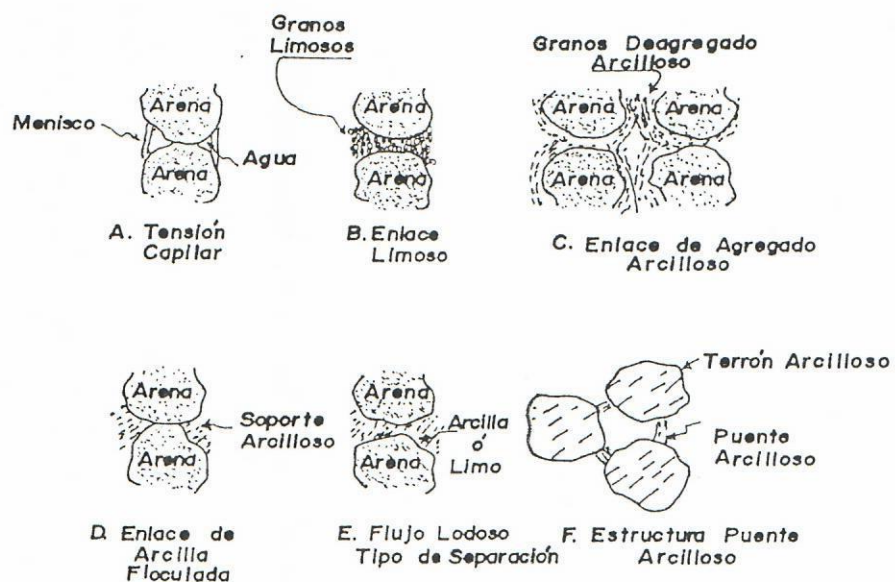


Fig. N° 4.3.1 Estructura típica de suelo colapsable
Ref. Barden, 1973.

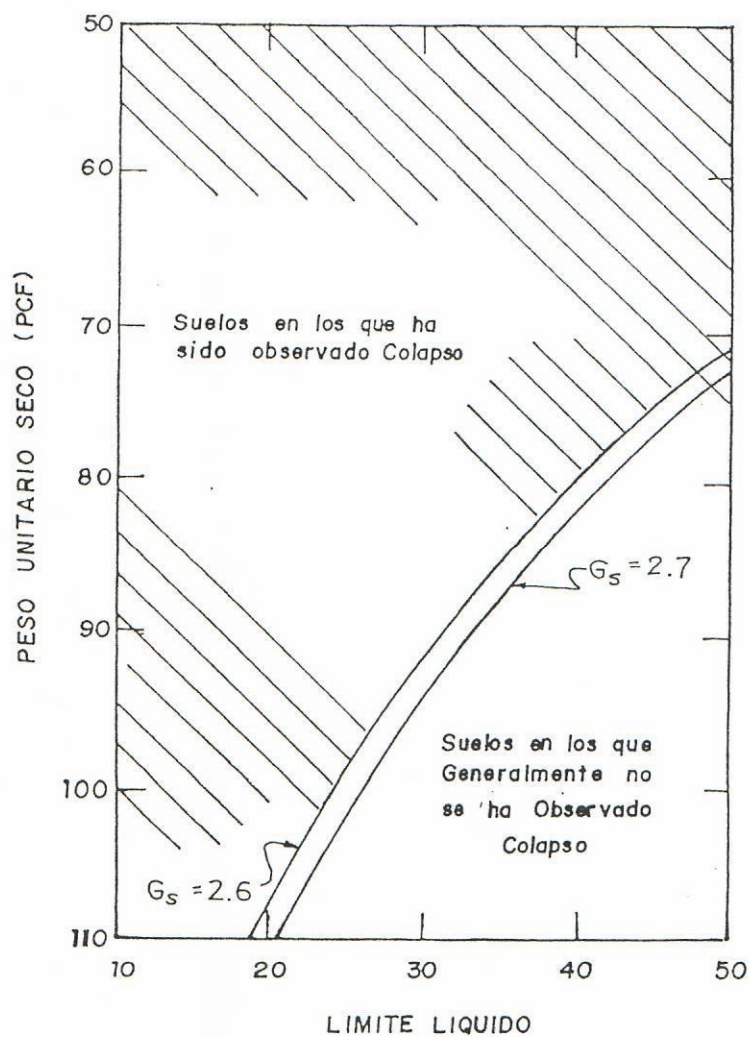


Fig. N° 4.3.2 Loess colapsables y no colapsables
Ref. Hertz, Hilf 1961.

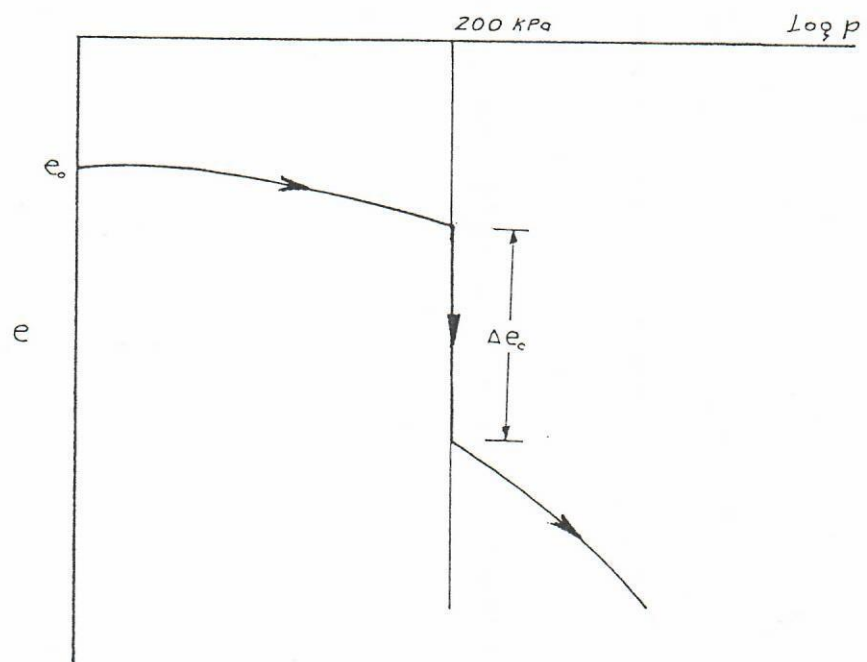


Fig. N° 4.3.3 Resultados típicos de la prueba de colapso.

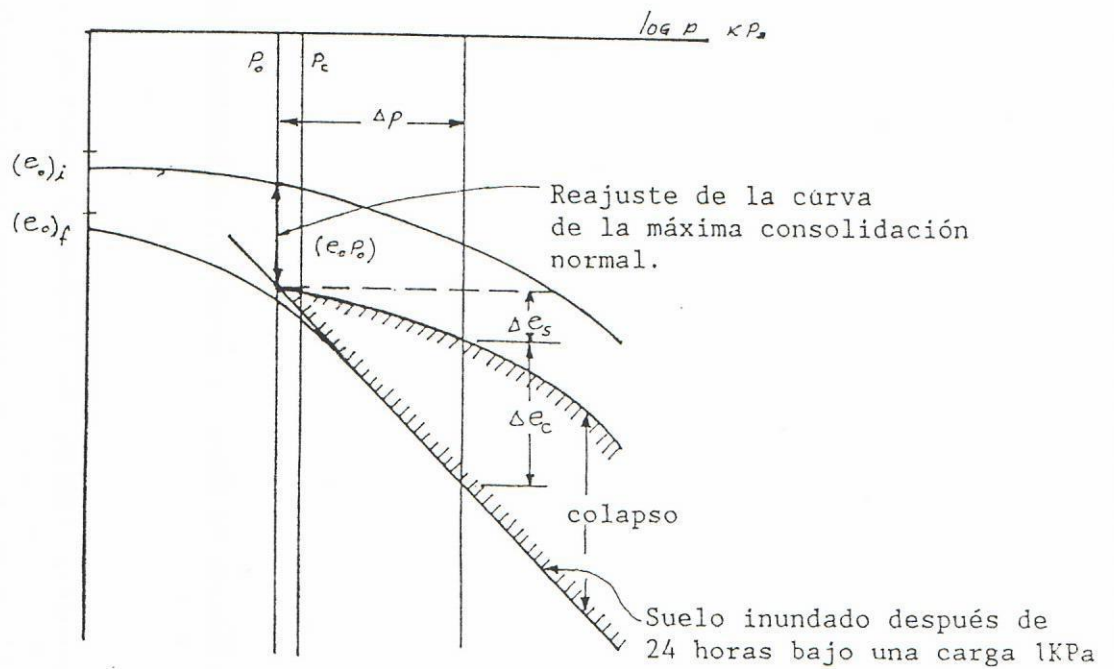


Fig. N° 4.2.4 Prueba de doble Consolidación y Reajuste para Suelos normalmente consolidados.

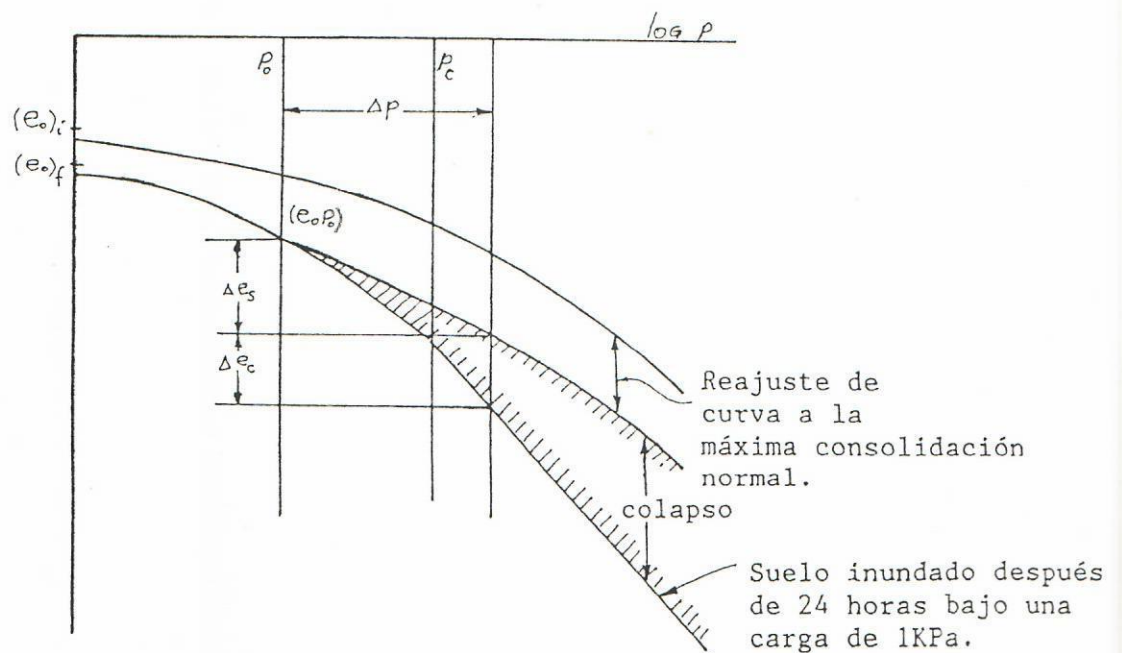


Fig. N° 4.2.5 Prueba de doble Consolidación y Reajuste para Suelos sobre consolidados.

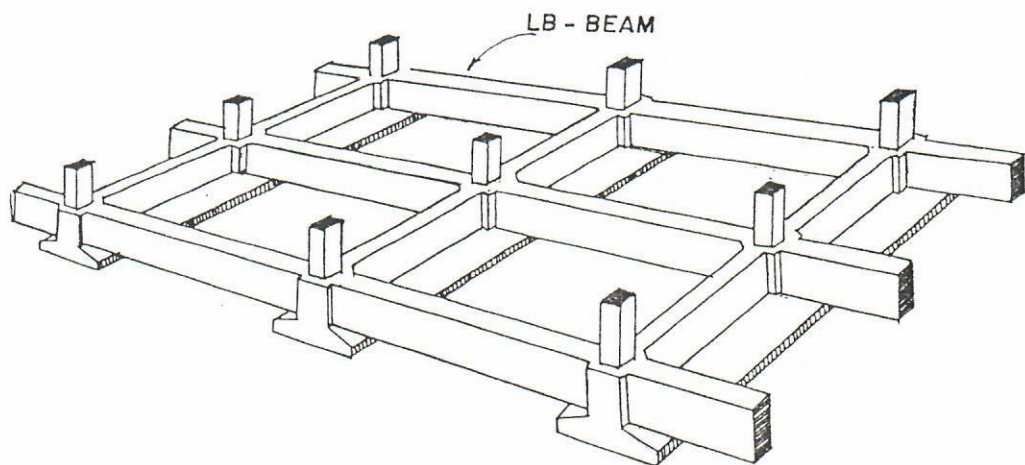


Fig. N° 4.3.6 Diseño de zapata continua para suelos colapsables.

Ref. Zeevaert, 1971.

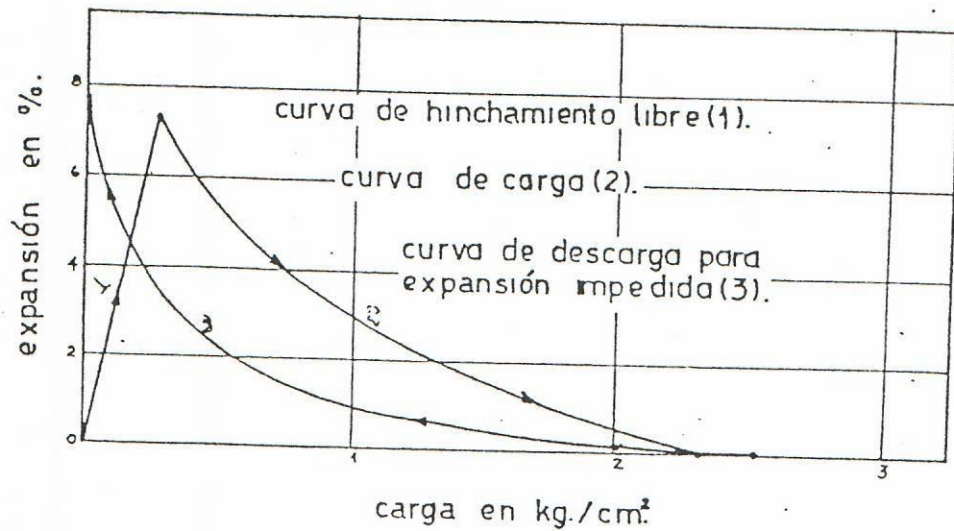


Fig. N° 4.4.1 Ensayo carga-Expansión según Holtz y Gribbs.

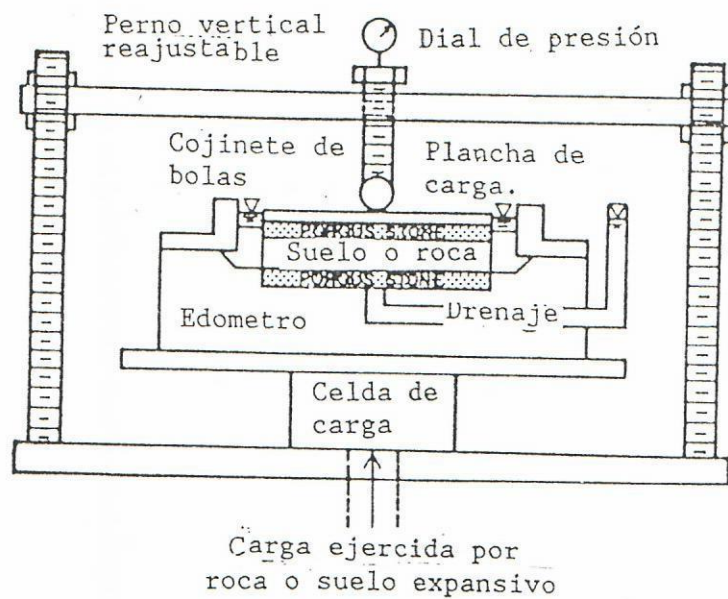


Fig. N° 4.4.2 Consolidómetro Modificado para Pruebas de Esfuerzo Controlado.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Las conclusiones que se derivan de la presente investigación son:

- 1) La ciudad de Talara ha estado sometida en varias oportunidades a fenómenos climáticos, el fenómeno de El Niño, que ocasionaron cambios atmosféricos y por consiguiente tuvieron una acción destructiva sobre la ciudad, produciendo erosión en las partes altas, inundación en las partes bajas y acción eólica de los fuertes vientos. Asimismo se activaron las quebradas existentes y se generaron torrenceras nuevas, aumentando en algunos casos el ancho de su cauce.
- 2) La geología del área estudiada presenta una secuencia eocénica muy profunda con un gran contenido fosilífero. Las formaciones geológicas que se reconocen son: Pariñas, Chacra, Grupo Talara, Depósitos del Cuaternario Pleistocénico (Tablazos), Depósitos del Cuaternario Reciente y depósitos Aluviales y Eólicos. Las diversas formaciones geológicas confieren al subsuelo de la ciudad de Talara características especiales para fines de cimentación.
- 3) La ciudad de Talara pertenece a una región de naturaleza sísmica, en donde la mayoría de los sismos son generados por el mecanismo de subducción de placas. Los antecedentes históricos sísmicos indican que el sismo de mayor magnitud registrado tenía una intensidad entre VII y VIII en la escala Modificada de Mercalli, en el año 1953, produciendo grietas y surgencia de aguas negras.
- 4) La información instrumental en el Perú es escasa e insuficiente, lo cual dificulta muchas veces el desarrollo de un estudio. Es de esperar que este inconveniente sea superado en el futuro, es por esta razón que el CISMID está trabajando y haciendo grandes esfuerzos para contribuir en la implementación de la red acelerográfica a nivel nacional. Para este estudio se trabajó con los datos de la información instrumental recopilados del Catálogo Instrumental de Terremotos para América del Sur (Proyecto SISRA-CERESIS) y con el programa de cómputo RISK, el cual indica que aproximadamente se podrían esperar aceleraciones en la roca base de 300, 375, 470 y 623 cm/seg² para períodos de retorno de 50, 100 200 y 500 años respectivamente.
- 5) Los tipos de suelos especiales que se distinguen en la ciudad de Talara son: suelos expansivos, suelos colapsables y suelos susceptibles al fenómeno de licuación.
- 6) Los suelos expansivos pertenecen a la formación Lutitas Talara y a la formación Lutitas Chacra, ambas del Grupo Talara; siendo las primeras altamente expansivas del tipo CH, y las últimas de menor expansividad, del tipo CL. Los suelos de mayor expansividad se encuentran parcialmente en la Urb. Punta Arenas, Urb. Vencedores y Urb. Sudamérica; las arcillas de menor expansividad se presentan en la Urb. Punta Arenas.
- 7) Los resultados de los ensayos de laboratorio señalan que las arcillas altamente expansivas, CH, presentan un límite líquido entre 50 y 88.3, con un valor promedio $\bar{x} = 59.54$ y una desviación estándar $\sigma = 12.17$ en un espacio muestral de $n = 65$. El índice plástico varía de 22 a 57.5 con un valor promedio $\bar{x} = 35.07$ y una desviación estándar $\sigma = 9.9$. Las arcillas expansivas de tipo CL muestran un límite líquido que varía de 31.5 a 43.2 con un valor promedio de $\bar{x} = 38.18$ y una desviación estándar $\sigma = 7.13$ para un espacio muestral de $n = 77$. El índice plástico varía de 14.5 a 24.1 con un valor promedio $\bar{x} = 21.46$ y una desviación estándar $\sigma = 4.56$.
- 8) El porcentaje de expansión libre para arcilla de tipo CL fluctúa entre 5% y 28% y para arcillas de tipo CH entre 39% y 64%, siendo estas últimas analizadas para un período máximo de 62 días. Las cargas de expansión son mayores de 2.5 Kg/cm².

9) Los resultados de los ensayos de consolidación para arcillas altamente expansivas indican cargas de preconsolidación que varían de 0.95 Kg/cm^2 a 3.20 Kg/cm^2 , con contenidos de humedad inicial variables de 6.5% a 56%.

10) Los suelos de naturaleza colapsable se presentan en la parte alta de Talara, en la zona denominada Tablazo. Son suelos de consistencia media a densa. Poseen altos contenidos de sales solubles habiéndose encontrado porcentajes de hasta de 8000 ppm. El índice de colapso es moderado.

11) Considerando la información obtenida a través de disciplinas como la geología y sismología, asimismo de los sondeos de exploración de campo y de los criterios para la identificación de depósitos potencialmente licuables, se llegó a reconocer áreas parcialmente propensas a sufrir el fenómeno de licuación, las cuales son: La Urb. Punta Arenas, el Campo de Tanques de la refinería, el centro urbano y el norte de la ciudad. El análisis del potencial de licuación se efectuó para un sismo de magnitud 7.5 Ms y aceleraciones máximas variables de 0.15, 0.20 y 0.30g. Para tal efecto se escogieron sondeos SPT en donde los suelos son de densidad muy suelta a media y en donde la presencia del nivel freático es indispensable. Los resultados indican que en la Urb. Punta Arenas existe la posibilidad de ocurrencia de licuación con una aceleración de 0.20g y la licuación se producirá para todos los sondeos analizados con una aceleración de 0.30g. En el Campo de Tanques de la Refinería se observa licuación en algunos estratos con una aceleración de 0.20g en cambio la licuación es total para una aceleración de 0.30g en los sondeos analizados. Los resultados para el centro urbano señalan que existe la posibilidad de licuación para una aceleración de 0.30g en donde el nivel freático se encuentra más cerca de la superficie.

12) La zonificación geotécnica propuesta para la ciudad de Talara distingue seis zonas, cada una de ellas con características y problemas de cimentación propios.

La zona A comprende a la Urb. Punta Arenas, la cual presenta problemas de expansión de suelos y condiciones favorables para el desarrollo del fenómeno de licuación.

La zona B incluye a las urbanizaciones Vencedores y Sudamérica y presenta problemas de suelos expansivos.

La zona C es decir la Refinería de Petróleo, podría presentar problemas de asentamientos, debido a la presencia de un estrato de arcilla de mediana plasticidad en estado blando que se encuentra desde la superficie hasta 5.70 m. de profundidad y cubre parte del área. Asimismo es probable que pueda presentarse el fenómeno de licuación en algunos lugares dentro de esta zona, como lo indica el análisis de licuación.

La delimitación de la zona D se ha basado en la información obtenida a través de pocos estudios y por lo tanto debido a las características estratigráficas y a la posición del nivel freático, se presume que podría esperarse problemas por asentamientos de suelos arenosos y desarrollo de licuación ante un sismo severo.

La zona E (Centro Urbano de la Ciudad) presenta condiciones para el desarrollo del fenómeno de licuación en ciertas áreas de la misma, de igual modo se observaron en el campo problemas de expansión de suelos en la sub-zona E1.

La zona F, especialmente la zona de Villa FAP, muestra problemas relacionados con el colapso de suelos.

5.2 RECOMENDACIONES

Las principales recomendaciones derivadas de este estudio son:

1) Realizar un trabajo de campo complementario en la ciudad de Talara, especialmente en las áreas de expansión urbana, (pueblos jóvenes, Zona D, etc.), para obtener mayor información geotécnica y por consiguiente realizar una mejor evaluación de la zonificación.

- 2) Realizar un estudio más detallado del análisis del potencial de licuación en áreas con características favorables para ello, con la finalidad de establecer con mayor precisión la magnitud del problema en la ciudad.
- 3) Investigar sobre la naturaleza, formación y mecanismo de hinchamiento de los suelos expansivos, así como cuantificar el grado del cambio volumétrico que experimentan para poder brindar una mejor información de su comportamiento y las medidas preventivas a tomar en consideración.
- 4) Realizar mayores investigaciones acerca de la naturaleza del colapso de los suelos del Tablazo.
- 5) Sería conveniente desarrollar cada uno de los problemas especiales de cimentación de la ciudad de Talara como un tema de investigación, para poder conocer con mayor exactitud los alcances que tienen, las áreas que serían afectadas y las acciones a tomar que podrían plantearse para su solución o prevención.
- 6) Se recomienda instalar acelerógrafos en la ciudad para registrar eventos sísmicos y determinar espectros de diseño, así como leyes de atenuación sísmica.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

1.1 BIBLIOGRAFIA

- 1.- Aitchison, G. D., and Donal, I. B. (1956), "Effective Stresses in Unsaturated Soils", Proceedings, Second Australia-New Zealand Soils Mechanics Conference, 1956, pp. 192-199.
- 2.- Arévalo, E. (1984), "Riesgo Sísmico del Departamento de Ancash", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 3.- Bara, J. P., "Collapsible Soils", presented at the September 1976, ASCE Annual Convention and Exposition, held at Philadelphia, Pa.
- 4.- Barden, L., McGown, A., and Collins, K. (1973) "The collapse Mechanism in Partly Saturated Soil", Engineering Geology, Amsterdam, The Netherlands pp. 49-60.
- 5.- Blight, G. E., "Effective Stress Evaluation fro Unsaturated Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 93, N° SM2, Proc. Paper 5146, Mar., 1976, pp. 125-148.
- 6.- Borwworth, T. O., (1922), "Geology of the Tertiary and Quaternary Periods in the Northwest Part of Peru", Mcmillan and Co., London.
- 7.- Brady, A. G., and Perez, V. (1971), "Strong - Motion Earthquake Accelerograms Digittization and Analysis Record from Lima, Perú: 1951 to 1974", Open File Report N° 77 - 587, U.S. Geological Survey, California, USA.
- 8.- Carrillo, G., "Estabilidad y Comportamiento de los Suelos del Perú", 25 Años de Mecánica de Suelos.
- 9.- Davidson, A., (1967), "Areal Distribution, Stratigraphic Position and Enviroment of Deposition of Talara Sandstone". Inédito. Petróleos del Perú.
- 10.-Cazar, P., (1974), "Sugerencias para Prevenir la Falla de Estructuras Fundadas sobre Suelos Expansivos", Segundo Simposio Colombiano de Geotecnia e Ingeniería Geológica - Bogotá.
- 11.-Fisher, A. G. (1956), "Cretáceos of Northwest Perú", Petróleos del Perú.
- 12.-Gonzáles, G. (1970), "Bioestratigrafía del Eoceno en la Región de Talara". Tesis para optar el grado de Doctor en Ciencias Geológicas.
- 13.-Holtz, W. G., and Hilf, J. W., (1961), "ttlement of Soil Foundation Due to Saturation". Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol I, pp. 663 - 679.
- 14.-INADUR (1984), Plan Director de Talara.
- 15.-Kassiff, G., and Zeithen, J., 1962, "Behaviour of Pipes Buried in Expansive Clays", Procc. ASCE, Journal S.M.F.E., SM", N° 3103.
- 16.-Knight, K. (1963) "The Origin and Ocurrance of Collapsing Soils". Proceedings. Third Regional Conference for Africa on Soil Mechanic and Foundation Engineering. Vol. I, pp. 127 - 130.
- 17.-Ocola, L. (1990), "Zonificación Regional", Apuntes del Taller del Riesgo Sísmico en los Andes, UNSAAC - Multiciencias 90, Cuzco, Perú.

18.-Parra, D. (1990) "Evaluación del Potencial de Licuación de la Ciudad de Chimbote", Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

19.-Peck, R., Hanson, W., and Thornburn T., 1974, "Foundation Engineering", Second Edition by John Wiley.

20.-Silgado, E. (1978), "Historia de los Sismos más Notables Ocurridos en el Perú (1513 - 1974)", Instituto de Geología y Minería, Boletín N° 3, Serie C, Geodinámica e Ingeniería Geológica, Lima, Perú.

21.-Aowers, G. F. (1962), "Shallow Foundations", Foundation Engineering, G.A. Leonards, ed., McGraw - Hill Book Co., Inc., New York, N. Y., 1962.

22.-Seed, B. H., and Idriss, M. I. (1982), "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, National Science Foundation, California, USA.

23.-SISRA (1995), "Catálogo de Terremotos para América del Sur", Proyecto SISRA, Centro Regional de Sismología para América del Sur. Lima, Perú.

24.-Yamunaqué, L., (1991), "Microzonificación para la Prevención y Mitigación de Desastres en la Ciudad de Talara".

25.-Zúñiga y Rivero (1964), Estratigrafía y Paleontología del desierto de Sechura, con una nota acerca de los Depósitos Marinos del Cuaternario. Tesis de Bachiller. Universidad Nacional San Agustín. Arequipa.

26.-4th International Conference on Expansive Soil, Vol I, Donald Snethen, Editor.

1.2 INFORMACION GEOTECNICA RECOPIADA

1.- LAGESA (1977), "Estudio de Suelos para Cimentación del Proyecto de la Planta de Solventes, Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.

2.- CPS de Ingeniería S.A. (1977), "Estudio de Suelos Planta Callao y Refinería Talara - Tanques Esféricos para Almacenamiento de GLP". Informe presentado a Petroperú S.A.

3.- Michelena, Repetto y Asociados (1978), "Estudio de Suelos para la Cimentación de dos Tanques Esféricos de Gas Licuado de 20 MB. - Refinería de Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.

4.- CPS de Ingeniería S.A. (1979), "Estudio de Suelos para la Cimentación de Tanques de 140 MB. en el Tablazo - Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.

5.- CPS de Ingeniería S.A. (1980), "Informe final del Estudio de Suelos en Punta Arenas - Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.

6.- Arnaldo Carrillo Gil y Asociados (1981). "Estudio de Suelos para Cimentación : Villa F.A.P. - Talara, Villa F.A.P. - Piura y Taller de Reparaciones de Talara". Informe presentado al Servicio de Ingeniería. F.A.P.

7.- CPS de Ingeniería S.A. (1984), "Sondeos de Confirmación del Sub-suelo en las zonas de los Parques "CH" y "T" Punta Arenas - Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.

8.- Olcese F. Manuel (1984), "Estudio de Suelos para Cimentación de Torres de Trasmisión en las Quebradas Pariñas, Honda y Yale - Talara". Informe presentado a Cánepa - Tabini.

- 9.- Michelena, Repetto y Asociados S.A. (1985), "Estudio de Suelos para Cimentación Estación Terrena de Talara". Informe presentado a Entel Perú S.A.
- 10.-Michelena, Repetto y Asociados S.A. (1985), "Estudio de Suelos para Cimentación del Nuevo Caldero Babcock y Wilcox, Refinería de Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.
- 11.-OIST S.A. (1985), "Estudio de Suelos de 31 casas S-1 en Punta Arenas - Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.
- 12.-Alva Hurtado J. (1986), "Informe de Visita de Inspección a las instalaciones de Petroperú en Punta Arenas - Talara". Informe presentado a Petroperú S.A.
- 13.-Michelena, Repetto y Asociados S.A. (1986). "Estudio de Suelos para la Cimentación de la Central Telefónica de Talara". Informe presentado a Entel Perú S.A.
- 14.-Alva Hurtado J. (1987), "Estudio Geotécnico de Cimentaciones para Villa F.A.P. - Talara". Informe presentado a FEVACSA.
- 15.-LAGESA S.A. (1972), "Estudio de Suelos y Cimentación para la Ampliación de la Refinería de Petróleo - Talara". Informe presentado a KOIZUMI-LEON, INGENIEROS S.A.
- 16.-Universidad de Piura (1987), "Exploración del sub-suelo y Cálculo de la Capacidad Portante" de la Cooperativa de Ahorro y Crédito "LA INMACULADA". Informe presentado al Arqto. David Choquehuanca Panta.
- 17.-Universidad de Piura (1988), "Estudio Geotécnico para la Cimentación del Tanque Elevado en Villa F.A.P.- Talara". Informe presentado al Arqto. Oscar Alfaro.
- 18.-Universidad de Piura (1988), "Estudio de Mecánica de Suelos Proyecto Petromar Gallera". Informe presentado a Petromar.
- 19.-Universidad de Piura (1988), "Estudio Geotécnico" del Proyecto Agrupamiento Residencial "ELVA LECAROS". Informe presentado a la Sra. Elva Lecaros de Machicao.
- 20.-Universidad de Piura (1989), "Estudios de Mecánica de Suelos Proyecto Oficinas de Petromar (Parcela 25)". Informe presentado a Petromar.
- 21.-Michelena, Repetto y Asociados S.A. (1980), "Estudio de Suelos para la Cimentación de la Urbanización de Los Vencedores - 2da. Etapa - Talara". Informe presentado a Pérez-Castro Ings. SCRL.
- 22.-Olcese Francero M. (1984), "Investigación de Suelos y Verificación de las Estructuras de Los Vencedores 2da. Etapa". Informe presentado al Sindicato de Trabajadores de Belco - Talara.
- 23.-Universidad de Piura (1988), "Exploración del Sub-suelo para la Cimentación del Edificio Restín - Talara". Informe presentado al Sr. Agustín Guerra Moscol.
- 24.-Universidad de Piura (1987), "Estudio de Mecánica de Suelos para el Proyecto James Storm - Talara". Informe presentado a la Asociación Pro-Vivienda James Storm.
- 25.-Universidad de Piura (1987), "Estudio de Mecánica de Suelos para la Cimentación de la Urb. Los Jazmines (Lote D-1)". Informe presentado al Sindicato de Trabajadores de Petroperú, Asociación Pro-Vivienda Los Jazmines.
- 26.-Cruzado R.T. (1975), "Estudio de Suelos para la Cimentación y Diseño de Pavimentos de las Parcelas "A" y "C" - Talara". Informe presentado al Ministerio de Vivienda y Construcción.
- 27.-Cruzado R.T. ((1975), "Estudio de Suelos para la Cimentación y Diseño de Pavimentos del

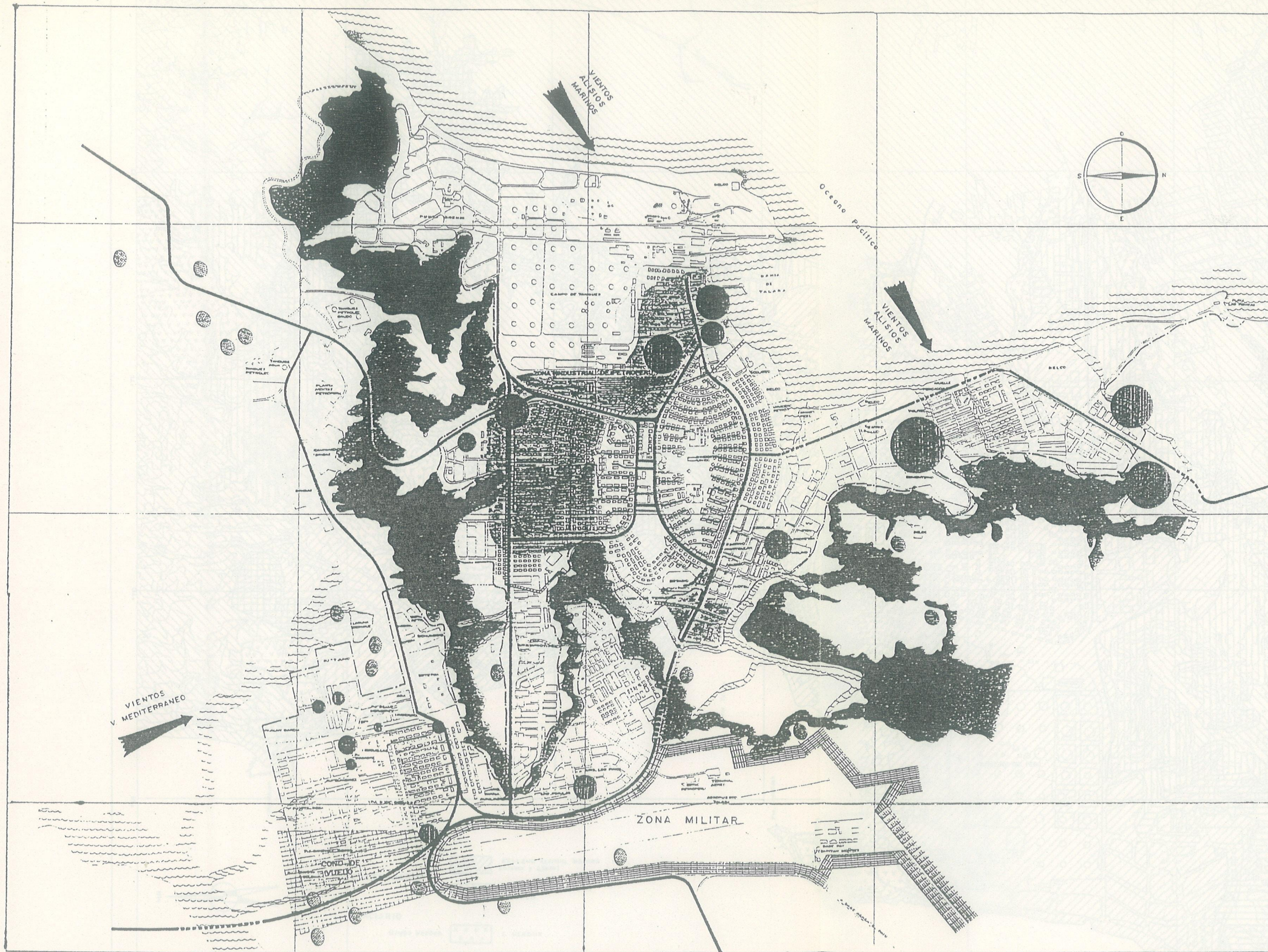
Terreno para el Centro Cívico y nuevo local para la Municipalidad de Talara". Informe presentado al Ministerio de Vivienda y Construcción.

28.-TECSUSA S.A. (1972), "Estudio de Suelos para Cimentaciones en Villa F.A.P. y Diseño de Pavimentos de la Villa Base F.A.P. - Talara". Informe presentado al Servicio de Ingeniería de la Fuerza Aérea del Perú.

29.-Rojo C. (1985), "Estudio de suelos de la Nueva Villa FAP". Informe presentado a Sistemas S.A. Proyectistas Consultores.

30.-Rojo C. (1988), "Proyecto de Ampliación y Mejoramiento de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado". Informe presentado a DECOPIA -INGENIEROS.

31.-C.P.S. de Ingeniería S.A. (1988), "Estudio de Suelos para la Planta Térmica de Talara". Informe presentado a Petroleos del Perú.



CARACTERISTICAS FISICAS Y LIMITACIONES

1.- Localización:

DEPARTAMENTO	PIURA
PROVINCIA	TALARA
DISTRITO	PARIÑAS
LATITUD	4° 35' SUR
LONGITUD	81° 17' OESTE
	TALARA BAJA : 0-15 m.s.n.m.
	TALARA ALTA : 80-90 m.s.n.m.

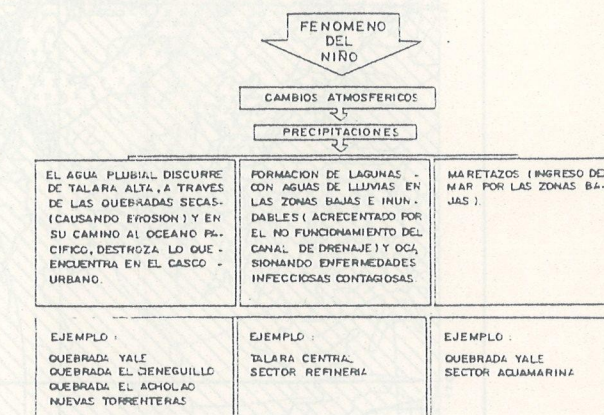
2.- Morfología:

LA CIUDAD DE TALARA ESTA DIVIDIDA EN DOS ZONAS:
 TALARA ALTA (80-90 m.s.n.m.)
 TALARA BAJA (0-15 m.s.n.m.), CUYA LINEA CONTINUA DE DIVISION
 SE EXTIENDE POR EL NORTE-SUR Y ESTE, COMBINANDO PENDIENTE
 ENTRE 10° y 75°.
 EN LAS ESTRIBACIONES EXISTEN DIVERSAS QUEBRADAS.

3.- Clima:

-TEMPERATURA	:	VERANO	26° C	
		INVIERNO	22° C	
- VIENTOS				
	Type	Dirección		Velocidad
	MARINOS	SO-NE		3 m/seg
	MEDITERRANEOS	SSE		3.5 m/seg
-HUMEDAD RELATIVA	:	MAXIMA	:	84 %
		MINIMA	:	47 %
- PRECIPITACIONES	:	MAXIMA	:	205 mm.
		MINIMA	:	16 mm.

4.- Fenómenos Climáticos Verano 83



5.- Limitaciones Físicas de crecimiento:

- TALARA BAJA:			
- TOPOGRAFIA VARIADA	- PENDIENTES DIVISORIAS CON TALARA ALTA	- ZONAS VULNERABLES	- OCEANO PACIFICO
- TALARA ALTA:			
NORTE	SUR	ESTE	OESTE
- COMPLEJO PETROQUIMICO	- TOPOGRAFIA VARIADA	- ZONA AEROPUERTO	- TALARA BAJA
- TOPOGRAFIA VARIADA	- POZOS PETROQUIMICOS	- QUEBRADA ACHOLAO	- OCEANO PACIFICO
- QUEBRADA DE PARIÑAS		- ZONA MILITAR	

LEYENDA:

- 1- TOPOGRAFIA CON PENDIENTE DE 10° A 75°
- 2- DESAGUE NATURAL PLUVIAL POR QUEBRADAS Y TORRENTERAS
- 3- ZONAS BAJAS E INUNDADAS
- 4- ZONAS ENARENADAS
- 5- CANALES DE DRENAJE (OBRUIDOS)
- 6- POZOS PETROLEROS

TALARA

Plan Director

OBSERVACIONES	REVISORES	CONCEJO PROVINCIAL TALARA	
	ALCALDE Dr. LUIS ROMERO	CARACTERISTICAS FISICAS	
	DIRECTOR Ing. MIGUEL HUAYTA CAP. 1015	P-1	
	JEFE DEL PLAN Ing. CARLOS PARRA CAP. 1015	ESCALA: 1:12,000	4-2007-002-D

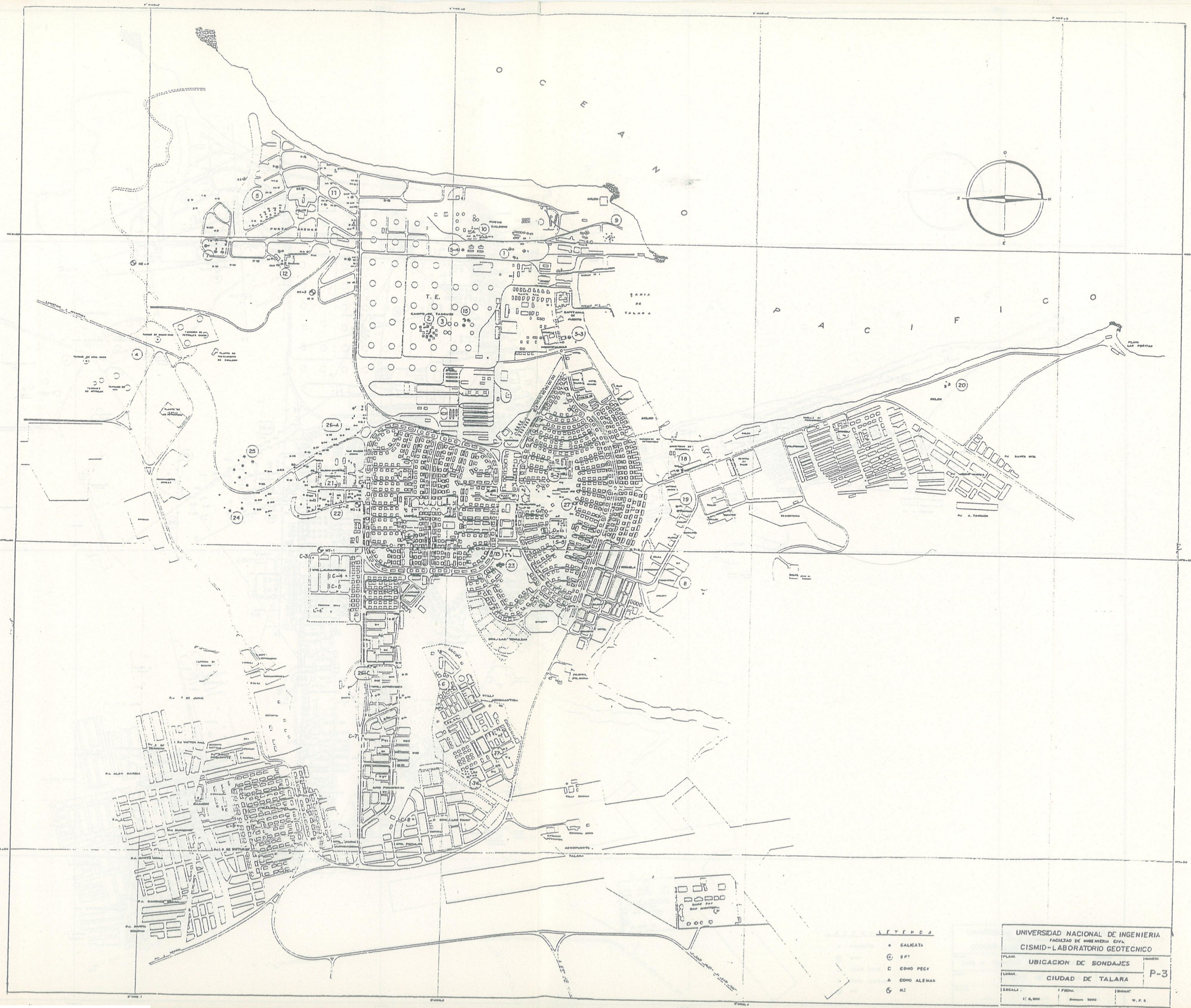


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CISMID-LABORATORIO GEOTECNICO

PLANO: GEOLOGIA LAMINA: P-2

LUGAR: CIUDAD DE TALARA

ESCALA: 1: 10,000 FECHA: DIBUJO: P.C.O.



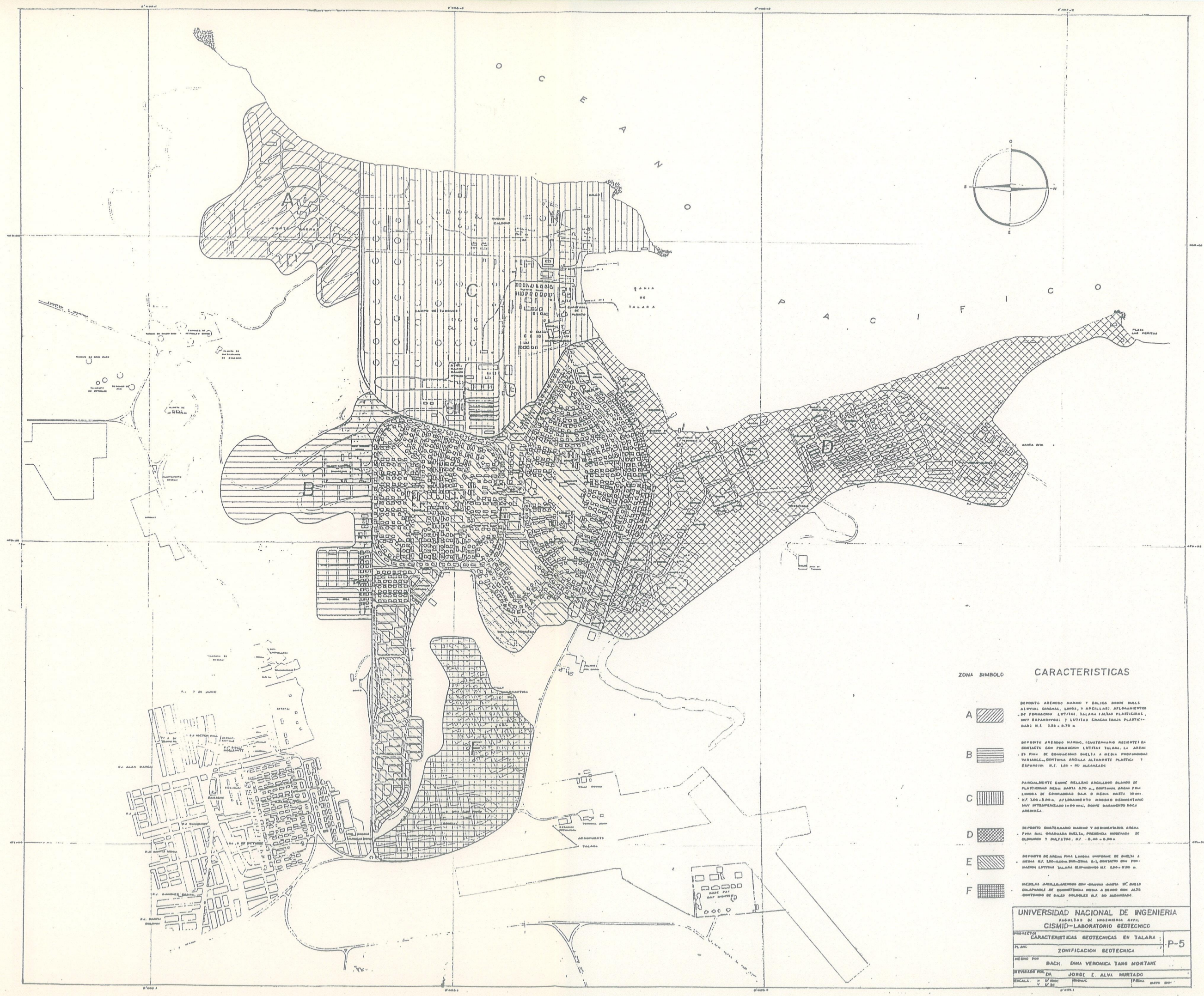
- LEYENDA
- CALICATA
 - SPT
 - CONO PEX
 - △ CONO ALEMAN
 - ⊕ HZ

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
CISMID-LABORATORIO GEOTECNICO		
UBICACION DE SONDARES		P-3
CIUDAD DE TALARA		
ESCALA:	1:500	
17.0.000	1000	10.0.000



- LEYENDA**
- CALICATA
 - SPT
 - CONO PECK
 - △ CONO ALEMAN
 - MI

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
CISMID-LABORATORIO GEOTECNICO		
PLANO	EJES DE PERFILES ESTRATIGRAFICOS	
LUGAR	CIUDAD DE TALARA	
ESCALA	FECHA	DESENHO
1: 5,000	Octubre 1960	W. F. R.



ZONA		SÍMBOLO	CARACTERÍSTICAS
A			DEPÓSITO ARENOSO MARINO Y SOLICIOS BARRIL DULCE ALUVIAL, LAMINAR, LENTO, Y APILADO, APLAMAMIENTO DE FORMACIÓN LUTITAS, TALARA TALAS PLASTICAS, muy expansivos y lúvitas encaja en las plásticas. Dado H.T. 1.55 - 0.70 m.
B			DEPÓSITO ARENOSO MARINO, (CUATERNARIO RECIENTE) EN CONTACTO CON FORMACIÓN LUTITAS TALARA, LA ARENOSIDAD DE LOS DE ESPESORES DULCE A MEDIA PROFUNDIDAD VARIABLE, CONTINUA ARENOSA ALTERNANTE PLASTICA Y EXPANSIVA. H.T. 1.05 - 0.50 m.
C			PARCHALMENTE CUMPLE RELLENO ANILLADO BLANCO DE PLATONIAS MEDIO DURA 0.70 m., CONTINUA ARENOSA FINE LINDA DE ESPESORES DULCE A MEDIA PROFUNDIDAD. H.T. 1.00 - 2.00 m. APLAMAMIENTO ARENOSO DEPOSITANDO muy interpenetrado (1-20 mm), donde el aumento de la arena es.
D			DEPÓSITO CUATERNARIO MARINO Y RESIDUOS ARENOSOS, FINE LINDA ARENOSA DURA, PRESENDA HORIZONTE DE ELIMINACIÓN Y SULFATOS. H.T. 0.50 - 0.20 m.
E			DEPÓSITO DE ARENOS FINE LINDA SUPERFICIE DE DUREZA A MEDIA H.T. 1.00 - 2.00 m. DURA S-L, CONTACTO CON FORMACIÓN LUTITAS TALARA EXPANSIVOS H.T. 0.50 - 0.20 m.
F			MEZCLAS ARENOSAS CON OLAVAS DURA H.T. DUREZA OLAVABLE DE QUINTERO MEDIO A DURA CON ALTO CONTENIDO DE OLAVAS DUREZA H.T. 0.50 - 0.20 m.

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

PROYECTO: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS EN TALARA

PLANO: ZONIFICACION GEOTECNICA

HECHO POR: BACH. DINA VERONICA TANG MONTANE

REVISADO POR: DA. JORGE E. ALVA MURTADO

ESCALA: 1:5000

FECHA: 1980

HOJA: 5