

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**MICROZONIFICACION SISMICA DE MOQUEGUA
APLICADA AL PLANEAMIENTO URBANO PARA LA
MITIGACION DE DESASTRES NATURALES
EMPLEANDO EL METODO SIMPLIFICADO**

T E S I S

**Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL**

MARTIN ALBERTO VIZCARRA CORNEJO

**Lima • Perú
1,986**

"MICROZONIFICACION SISMICA DE MOQUEGUA APLICADA AL
PLANEAMIENTO URBANO PARA LA MITIGACION DE DESAS -
TRES NATURALES, EMPLEANDO EL METODO SIMPLIFICADO"

T O M O I

INDICE

RESUMEN	1
<u>CAPITULO I</u> : INTRODUCCION	3
<u>CAPITULO II</u> : ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL ESTUDIO	7
2.1 Antecedentes del Estudio.	7
2.2 Objetivos y metas.	10
CAPITULO III : ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO	12
3.1 Ubicación geográfica	12
3.2 Clima	13
3.3 Población y nivel Socio-Económico	14
CAPITULO IV : ANALISIS SISMOLOGICO	19
4.1 Sismología regional	19
4.2 Aspectos sísmico-históricos	21
4.3 Actividad sísmica reciente.	25
4.4 Distribución espacial de los sismos	28
4.5 Zonificación sismotectónica.	35

4.6	Cálculo de parámetros sísmico-estadísticos.	40
4.6.1	La función de distribución de valores extremos.	41
4.6.2	Determinación del peligro sísmico en un futuro cercano.	47
4.6.3	Modificación de la función de distribución de valores extremos.	50
4.7	Peligro sísmico de la zona.	54
CAPITULO V : CONDICIONES LOCALES DE MOQUEGUA		63
5.1	Topografía	63
5.2	Geomorfología de Moquegua	65
5.2.1	Llanura costanera	65
5.2.2	Flanco andino	67
5.2.3	Cadena de conos volcánicos.	71
5.3	Geología Local	72
5.3.1	Estratigrafía	72
5.3.2	Rocas intrusivas	86
5.4	Geología estructural	88
5.4.1	Fallas	89
5.4.2	Pliegues	90
CAPITULO VI : SITUACION ACTUAL DEL AREA URBANA		91
6.1	Características físicas del área de estudio.	91
6.2	Evolución del crecimiento urbano.	93

6.3	Uso actual del suelo.	95
6.4	Distribución y estado de la vivienda	97
6.4.1	Distribución de las viviendas del área urbana.	98
6.4.2	Estado de las viviendas.	99
6.5	Situación actual y posibles niveles de saturación.	102
6.6	Estado de la zona monumental.	105
6.7	Aspectos constructivos.	109
CAPITULO VII : ANALISIS DE LAS AREAS DE EXPANSION.		112
7.1	Generalidades.	112
7.2	Factores a considerar en la elección de las áreas de expansión.	113
7.2.1	Factores físicos.	113
7.2.2	Factores legales.	118
7.2.3	Factores económicos.	118
7.2.4	Factores sociales.	118
7.3	Estudio de las alternativas.	119
7.4	Selección de áreas.	127
CAPITULO VIII : ESTUDIO DE LAS CONDICIONES LOCALES DEL SUELO		129
8.1	Generalidades	129
8.2	Descripción de las investigaciones realizadas.	130
8.2.1	Trabajo de campo.	130

8.2.2	Pruebas de laboratorio.	132
8.3	Análisis del perfil estratigráfico	134
8.4	Análisis de resistencia y estabilidad estática.	135
8.5	El comportamiento dinámico del suelo y la influencia en sus características.	151
8.5.1	Resistencia y propiedades dinámicas del suelo.	151
8.5.2	Capacidad resistente durante sismos.	156
8.6	Interacción suelo-estructura	161
8.6.1	Movimiento sísmico en terreno alluvial.	161
8.6.2	Correlación tipo de suelo-daño estructural debido a los sismos.	170
8.7	Conclusiones y recomendaciones.	172
 <u>CAPITULO IX: ANALISIS DE LA POSIBILIDAD DE OCURRENCIA DE ALGUN DESASTRE NATURAL</u>		176
9.1	Estudio de la máxima avenida en la quebrada de la zona de expansión.	176
9.1.1	Frecuencia de las precipitaciones de rara ocurrencia.	177
9.1.2	Cálculo del volumen de escurrimiento.	182

9.2	Análisis de la estabilidad de taludes	189
9.2.1	Teoría del método	189
9.2.2	Cálculo del factor de seguridad de superficies de deslizamiento en diferentes circunstancias.	193
9.2.2.1	Situación natural actual del talud.	194
9.2.2.2	Saturación del suelo.	196
9.2.2.3	Comportamiento dinámico.	197
9.2.2.4	Efectos de sobrecargas en la corona.	199
9.2.2.5	Efecto combinado de la acción dinámica y sobrecarga aplicada a una distancia prudencial del borde del talud.	200
9.2.3	Conclusiones y Recomendaciones referentes a la estabilidad de taludes.	201

CAPITULO X	: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	208
------------	----------------------------------	-----

BIBLIOGRAFIA

T O M O	II	:	- Anexos
			- Fotografías
			- Planos

RESUMEN

El estudio que a continuación se presenta, contiene el Método Simplificado de Microzonificación Sísmica aplicado para Moquegua, tendiente a determinar las mejores áreas a ser usadas con fines de expansión urbana.

Por encontrarse la ciudad de Moquegua en una región sísmica, se ha calculado, haciendo uso de parámetros sísmo estadísticos, el peligro sísmico de la zona. Pero por la realidad geográfica de nuestro país en general y de Moquegua en particular, no se puede considerar a los sismos como la única amenaza de desastre natural. Por tal motivo es que en base al análisis de las características geológicas y topográficas de la zona se determina el peligro de ocurrencia de todos los desastres naturales que pueden amenazar el área en estudio como deslizamientos, huaycos, etc.

Realizando un uso balanceado de los factores físicos mencionados, conjuntamente con factores de tipo eco

nómico y legal, así como también factores de tipo social que se derivan del estudio de población y vivienda efectuados, se realiza la selección de las áreas de expansión más apropiadas.

Las áreas seleccionadas, son materia de un estudio particular posterior más detallado, investigación que permite determinar el comportamiento estructural de las viviendas según las características del suelo. Asimismo, cuantificar la amenaza de ocurrencia de fenómenos locales, tales como estabilidad de taludes y escurrimiento superficial en la quebrada.

CAPITULO I

INTRODUCCION

La justificación de un estudio de Microzonificación Sísmica, está dada por el hecho de que no todos los emplazamientos son similares desde el punto de vista de riesgo sísmico y riesgo frente a otros fenómenos naturales, por lo tanto su realización es necesaria porque permite la disminución de pérdidas humanas y materiales.

Este estudio desarrolla un método simplificado de Microzonificación que no requiere de equipo sofisticado ni personal bien entrenado; siendo posible su uso en ciudades como Moquegua, que está situada en una zona sísmica de un país en desarrollo como el nuestro.

La metodología del estudio de Microzonificación Sísmica, consiste en un proceso de estudios multidisciplinarios que relaciona diversas especialidades como: Sismología, Geología, Mecánica de -

suelos, Ingeniería Sísmica, Topografía y otras investigaciones. Por tal motivo el desarrollo de este estudio nos ha otorgado una valiosa experiencia debido al extenso y variado trabajo de campo y gabinete que se ha realizado.

El desarrollo del estudio se inicia exponiendo los antecedentes y objetivos que representan la base y fundamento en el que se apoya la integridad del trabajo a realizar porque constituyen el punto de partida y la meta que se pretende alcanzar.

En el Capítulo IV se dan las características sísmológicas de la zona, que son el resultado del análisis de daños de reportes históricos y registros instrumentales desde que se instaló la estación teler sísmica de Characato. Además, ante la imposibilidad de realizar predicciones en la actualidad, se calculan parámetros sísmico-estadísticos con los datos que se tienen, para conocer al menos la probabilidad de ocurrencia de un terremoto en un período determinado y así hallar el peligro sísmico de la zona.

Por ser la Topografía y el Estudio Geológico instrumentos bases para planificar cualquier otra activi -

dad técnica tendiente a profundizar el estudio, se hace un desarrollo detallado de estos puntos en el Capítulo V.

El Capítulo, Situación actual del área urbana, señala las necesidades y los errores de los asentamientos humanos ya consolidados, mostrando así las tendencias del uso del suelo y de la técnica constructiva, conjuntamente con los niveles de saturación. Datos que deben tenerse presentes para un correcto análisis de las áreas de expansión existentes.

Para el análisis de las áreas de expansión en el Capítulo VII se consideran factores físicos, legales, económicos y sociales, que permiten una posterior elección de las áreas más apropiadas.

El Capítulo VIII, contiene el Estudio de las Condiciones Locales del suelo de las Áreas Seleccionadas, desarrollando en primer lugar el estudio de mecánica de suelos de la zona, para luego, según las características de composición, espesor de los estratos, compacidad, contenido de humedad, etc., del suelo, determinar la influencia que tendría en sus propiedades de estabilidad y resistencia el comportamiento dinámico del suelo que se da como consecuencia de un sismo.

El análisis de desastres originados por fenómenos na turales de rara ocurrencia está dado en el Capítulo IX. En este Capítulo, se hace el estudio de la máxima avenida en la quebrada de la zona de expansión además, el análisis de la estabilidad del talud que separa las dos áreas de expansión seleccionadas. _ valuando así el grado de peligro que presenta cada caso.

El proceso de investigación realizado a lo largo de este estudio da como consecuencia una serie de conclusiones de las cuales se desprenden recomendaciones en cuanto a la ubicación, diseño y tipo de cons trucción de los nuevos asentamientos humanos. Conclusiones y recomendaciones detalladas en el último capítulo y que utilizadas en forma adecuada servirán para atenuar los daños de futuros eventos.

CAPITULO II

CAPITULO II

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL ESTUDIO

2.1 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

Comenzaremos destacando que en la actualidad - existen dos corrientes que dan diferente tratamiento al estudio sísmico.

Una, representada principalmente por la Repú - blica Popular de China, que busca empíricamen - te los fenómenos premonitores que puedan ser - usados con fines de predicción.

La otra, representada principalmente por Japón, Estados Unidos y la Unión Soviética, que consiste en ampliar las investigaciones fundamentales sobre las características de los sismos, para - obtener así procedimientos útiles para reducir los daños que producen y con la experiencia que se adquiriera, en el futuro realizar predicciones.

El primer estudio de microzonificación sísmica que se realizó en el Perú, fué el que realizó la Misión Japonesa presidida por el Dr. R. Morimoto después del terremoto del 31 de Mayo de 1970 en la ciudad de Chimbote. La metodología si bien era propicia para su uso en países desarrollados no lo era tanto para países de escasos recursos económicos, que además no disponen fácilmente de equipos sofisticados y personal bien entrenado para realizar este tipo de estudio. Además, la experiencia nos decía que para el caso de nuestro país no es suficiente - estimar las intensidades de futuros sismos, sino que es necesario también considerar sus efectos secundarios como avalanchas deslizamientos, tsunamis, licuefacción de suelos, etc., y otros desastres naturales que no son generados por terremotos como huaycos, erosiones, etc.

Lo que se trataba era usar de base la metodología usada por la misión japonesa para desarrollar un método más simple y económico que sea - concordante con nuestra realidad, método que - nos permita determinar las características relativas de la tierra útil para expansión en función de parámetros simples de encontrar.

Fue así que los terremotos ocurridos en el Perú en 1970 y 1974 fueron estudiados por un grupo de investigadores, en el que está incluido el Ing. Julio Kuroiwa Horiuchi asesor del presente estudio, analizando la correlación de los efectos producidos con la microzonificación.

Luego, el terremoto ocurrido en Arequipa en Febrero de 1979 dió la oportunidad de verificar los resultados anteriores y principalmente de desarrollar un método simplificado de microzonificación. Encontrándose de esta forma que los parámetros más importantes debido a su influencia en el grado de los daños, son las características de compacidad y consistencia de los estratos superficiales del suelo, la pendiente y la profundidad de la napa freática. Además, los estudios geológicos nos permiten reducir el programa de investigaciones y en combinación con los datos topográficos es posible detectar la amenaza de desastres naturales como inundaciones, deslizamientos, huaycos, etc.

Es conveniente comparar los resultados que aquí se obtengan, con los reportes históricos de la distribución de daños originados por fenómenos ocurridos anteriormente en la zona que

se está estudiando.

2.2 OBJETIVOS Y METAS

La microzonificación busca predecir la intensidad de los daños originados por desastres naturales, daños que generalmente son dependientes de cada zona en particular, ya que experiencias anteriores mostraron en algunos casos gran diferencia de daños para ubicaciones relativamente cercanas.

Por ende, el principal objetivo de los estudios de microzonificación aplicada al planeamiento urbano es la selección de las mejores ubicaciones, para que sean usadas para los futuros asentamientos humanos; siendo necesario evaluar las informaciones y situaciones que normalmente se toman en cuenta en el planeamiento y diseño de asentamientos humanos conjuntamente con las condiciones de seguridad sísmica y de otros fenómenos naturales que presentan las zonas en estudio. Una vez que el área general ha sido seleccionada ésta se subdivide, en caso de no ser homogénea, en áreas de diferente riesgo, para que de esta forma los componentes humanos más importantes como las zonas residenciales de al-

ta densidad, la zona industrial, centro hospitalario, etc., sean ubicadas en las áreas de menor riesgo y en las áreas peligrosas se ubiquen áreas recreacionales, parques y otras de uso apropiado.

Teniendo de esta forma como consecuencia, la disminución drástica de pérdidas de vidas humanas y pérdidas materiales que se producen por catástrofes naturales que afectan nuestro país y que en este caso se aplicará a Moquegua.

Una vez hecho el análisis comparativo de las posibles áreas de expansión con que cuenta Moquegua, se darán las recomendaciones para el uso óptimo de la tierra en el futuro. Tratando de mejorar el hábitat del hombre, haciéndolo más cómodo y seguro.

CAPITULO III

CAPITULO III

ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1 UBICACION GEOGRAFICA Y ACCESO

La ciudad de Moquegua es la capital del distrito de Moquegua de la provincia Mariscal Nieto - del departamento de Moquegua. Se encuentra ubicada dentro de las coordenadas $70^{\circ}55'54''$ de longitud Oeste y $17^{\circ}11'23''$ de latitud Sur con una altitud de 1410 m.s.n.m.

El acceso vfa terrestre es por intermedio de un desvfo de 5 km. a la altura del km. 1145 de la carretera Panamericana Sur, carretera que conecta la ciudad con Tacna y Arequipa. También tiene acceso usando la carretera Moquegua-Puno que a su vez conecta la ciudad con los distritos de Torata y Carumas de la provincia Mariscal Nieto, por intermedio de un desvfo de esta carretera, la ciudad de Moquegua tiene conexión con el dis

trito de Omate de la provincia General Sánchez Cerro. La ciudad dista 95 km. del puerto de Ilo vfa Panamericana Sur.

Además, la ciudad de Moquegua cuenta con un aeropuerto que permite el acceso aéreo, pero en la actualidad no se realizan vuelos comerciales.

Ver plano ubicación geográfica de Moquegua, lámina N° 1.

3.2 CLIMA

De acuerdo al análisis de la información meteorológica de la estación ubicada en el lugar de estudio, administrada por SENAMHI, se establece que el clima se caracteriza por su luminosidad (8.7 horas de sol como promedio por día); temperatura del orden de 12°C a 24°C, con marcada variación entre el día y la noche, baja precipitación pluvial en los periodos de invierno, humedad relativa entre (46 - 68)%.

Características climáticas

Precipitación líquida media anual	15.15 mm.
Humedad relativa promedio anual	57%
Temperatura máxima promedio anual	25.6°C
Temperatura mínima promedio anual	11.0°C

Temperatura media 19.5°C

La temperatura determina que este sector altitudinal sea propicio para el cultivo de frutales y forrajes.

3.3 POBLACION Y NIVEL SOCIO-ECONOMICO

Haciendo uso de los datos censales de población y vivienda del Instituto Nacional de Estadística (I.N.E.) para los años de 1961, 1972 y 1981 para la ciudad de Moquegua, considerando los distritos de Moquegua y Samegua, formamos el Cuadro N° 3.1.

No se incluye el P.J. Los Angeles ni el Alto - de la Villa que por ser polos aislados de desarrollo de muy baja densidad de habitantes por hectárea alteran indebidamente el análisis. Se ha considerado dos tasas de crecimiento, una para la población total y otra para la población urbana, por diferir en forma considerable una de otra.

La tasa de crecimiento del período 1972-1981, se ha usado para proyectar la población que debe tener la ciudad de Moquegua en los años de 1985 (33,446 hab) y 1990 (41,895 hab).

La concentración de la población en la zona urbana aumenta con el tiempo, siendo esta concentración en el año de 1981 de 91.5% respecto a la total.

Variables más importantes de la población
Con datos del Censo de población y vivienda - del I.N.E. del año de 1981, donde se hace un análisis de los distritos de Moquegua y Samegua por separado, se han conformado el Cuadro N° 3.2 y el Cuadro N° 3.3.

CUADRO N° 3.1

AÑO	POB. TOTAL		POB. URBANA		TASA DE CRECIMIENTO POB. TOTAL	TASA DE CRECIMIENTO POB. URBANA
	HAB.	%	HAB.	%		
1961	10,215	100	7,795	76.3		
1972	18,621	100	16,320	87.6	5.6	6.9
1981	27,931	100	25,553	91.5	4.6	5.1
1985*	33,446	100	31,188	93.2	4.6	5.1
1990*	41,895	100	40,010	95.5	4.6	5.1

(*) POBLACIONES PROYECTADAS

CUADRO N° 3.2

DISTRITO	POBLACION				
	TOTAL	HOMBRES	%	MUJERES	%
Moquegua	24,005	12,577	52.4	11,428	47.6
Samegua	3,926	2,258	57.5	1,668	42.5
T o t a l :	27,931	14,835	53.1	13,096	46.9

El Cuadro N° 3.3 nos dará valores más importantes para entender la situación socio-económico de la ciudad de Moquegua.

CUADRO N° 3.3

DISTRITO	TOTAL	P O B L A C I O N EDAD : DE 15 AÑOS Y MAS		
		ANALFABET.	ECON.ACT.	OCUPADA
Moquegua	24,005	1,401	7,897	7,578
Samegua	3,926	217	1,411	1,376
T o t a l :	27,931	1,618	9,308	8,954

Se aprecia que la población económicamente activa es del 33% de la cual el 96% está ocupada.

La estructura económica presenta las características de una economía dual; pues coexisten una economía moderna y otra tradicional, con predominio de las actividades primarias y de servicio. En los distritos de Moquegua y Samegua, zonas de nuestro estudio, existe cierto desarrollo de la pequeña industria relacionada con la actividad agropecuaria, principalmente se realizan actividades de transformación con bajo nivel tecnológico, tenemos así: Fabricación de quesos, elaboración de piscos y vinos, miel de abeja, etc.

CAPITULO IV

CAPITULO IV

ANALISIS SISMOLOGICO

4.1 SISMOLOGIA REGIONAL

La zona sur del Perú en la que se encuentra el área en estudio, está ubicada en la franja sísmo activa circumpacífica de características sísmológicas ya definidas.

En esta región el Instituto Geofísico del Perú en el año de 1965 después de analizar 1266 eventos sísmicos con datos de 9 estaciones de la región, llegó a la siguiente conclusión:

El relieve, la litología, la estructura superficial y sub-superficial así como la distribución espacial de la actividad sísmica, hacen suponer un proceso de subducción, fenómeno que de acuerdo a la tectónica de placas es el que genera los sismos. Es decir, existe in -

teracción de las placas Continental Sudamericana y la Oceánica Placa de Nazca, esta última se introduce debajo de la Continental, describiendo un ángulo de 26° , la Placa Nazca tendría un espesor constante de 50 kms., hasta una profundidad cercana a los 150 kms. que es el grosor aproximado de la Litósfera Continental. En su parte final la Placa Oceánica descendente se dobla y desaparece a través de un corto trayecto aproximadamente horizontal.

Esta interacción de placas origina inestabilidad mecánica, física y química. Esta inestabilidad se traduce en la creación, modificación y redistribución de esfuerzos, cuyas liberaciones después de cierto tiempo de acumulación, dará lugar a los movimientos sísmicos cuya frecuencia e intensidad o energía evidencia el grado de dinamización de la interacción de placas y por ende la dinámica del planeta.

Los sismos que se generan en esta región se pueden dividir en superficiales (0-70 kms) de profundidad del foco, entremezclados con algunos de focos de profundidad intermedia (70-300 kms).

4.2 ASPECTOS SISMICOS HISTORICOS

El historial sísmico de la zona de nuestro interés es muy amplio, teniéndose que la primera información de un terremoto que afectó la ciudad de Moquegua fué el ocurrido el 22 de Enero de 1582.

Desde esa fecha y hasta la actualidad la región ha sido sacudida por unos cuarenta sismos de mediana y gran energía, que han originado destrucción. El número exacto no se puede determinar porque la sismo-historia no es tan completa y exacta como se desearía. Además como no habfan registros instrumentales las diversas informaciones tienen algunas diferencias. Pero de todos estos sismos cinco han sido los terremotos más destructores o de mayor energía que han asolado el área.

Más adelante, serán consignados cronológicamente los cinco terremotos de mayor energía en el área así como el listado de los sismos notables ocurridos en la región y que afectaron la zona en estudio. En algunos de ellos se anotan sus magnitudes, debido a la carencia de registros instrumentales fueron halladas por E. Silgado mediante relaciones empíricas entre la magni -

tud, intensidad, además de la extensión del -
 área afectada por el sismo en estudio.

CUADRO N° 4.1

TERREMOTOS DE MAYOR ENERGIA EN EL AREA

FECHA	EPICENTRO		MAGNI TUD	INTERV. AÑOS	INTERV. PROMD.
	LAT.S.	LONG.N			
24 Nov. 1604	18.0	71.5	8.4		
22 Ago. 1715	-	-	-	111	
13 May. 1784	16.5	72.0	8.0	69	89 años
13 Ago. 1868	18.5	71.2	8.6	89	
13 Ene. 1960	16.0	73.0	7.5	92	

Listado de sismos notables ocurridos en
 la región (1582-1985)

- 1582, Enero 22 terremoto que dejó en ruinas la ciudad de Arequipa, sitiéndose en forma considerable en Moquegua.
- 1600, Febrero 19 explosión del cráter del volcán Huaynaputina (Omate) que originó un

fortísimo temblor en la parte alta del departamento de Moquegua.

- 1604, Noviembre 24 gran terremoto y tsunami en la costa sur, se destruyeron las ciudades de Arequipa, Moquegua, Tacna y Arica; se sintió a más de 1650 km. a la redonda.
- 1687, Octubre 21 fuerte sismo en Arequipa - que también causó daños en la ciudad de Moquegua.
- 1715, Agosto 22 sismo destructor del sur, averiando casas en Arequipa, Moquegua, Tacna Arica y otros pueblos. Los derrumbes de las partes altas sepultaron los pequeños pueblos ubicados en las colinas y en los valles.
- 1716, Febrero 06 terremoto que destruyó el pueblo de Torata en Moquegua, causando gran mortandad.
- 1784, Mayo 13, terremoto en Arequipa que dejó en ruinas esa ciudad, causando grandes daños también en Moquegua.

- 1831, Octubre 08 temblor muy fuerte en Moquegua, Tacna y Arica.

- 1833, Setiembre 18 sismo que redujo a escombros parte de la ciudad de Tacna y causó daños en Moquegua.

- 1868, Agosto 13 gran terremoto grado XI acompañado de un tsunami, los historiadores se refieren a este sismo como uno de los mayores que se hayan verificado en el Perú desde su conquista.
Sufrieron graves ruinas las ciudades de Arequipa, Moquegua, Torata, Tacna y Arica.
Hubo una zona de unos 700 km² que fue realmente conmovida.

- 1939, Octubre 11 movimiento sísmico que causó daños en los edificios de las ciudades de Arequipa y Moquegua.

- 1942, Agosto 24 terremoto en el límite de Ica y Arequipa; pero que fue sentido con regular intensidad en Moquegua.

- 1951, Octubre 3, fuerte temblor en el sur, sentido en Moquegua con una intensidad de grado V.
- 1958, Enero 15, terremoto en Arequipa que fué sentido en Moquegua.
- 1959, Julio 19, intenso y prolongado movimiento sísmico sentido en Arequipa, Moquegua, Cuzco, Puno, Tacna. Ocasionó daños materiales en Moquegua como el deterioro de las torres de los templos.
- 1960, Enero 13, terremoto violento que dejó en escombros a Chuquibamba (Arequipa) y fue destructor en Caravelí, Cotahuasi, Omate, Puquina, Moquegua y Arequipa. Se sintió 750 km. a la redonda.

4.3 ACTIVIDAD SISMICA RECIENTE

Se considera como actividad sísmica reciente, aquella actividad que en esta región ha sido registrada instrumentalmente y por lo tanto, es posible la determinación de sus parámetros focales: magnitud, ubicación del hipocentro, periodo predominante, duración, máxima ampli-

tud, etc. Esta actividad sísmica reciente se puede dividir en dos partes según las siguientes consideraciones.

1. Aquellos sismos registrados desde el comienzo del presente siglo hasta el año de 1960 y que tengan una magnitud igual o mayor de 5°, ya que estos sismos fueron registrados en otras estaciones alrededor del mundo, pudiendo de esta forma determinar instrumentalmente todos sus parámetros como puede apreciarse en el Cuadro N° 4.2.
2. Los sismos registrados a partir de 1963 hasta la actualidad, cuya magnitud determinada instrumentalmente puede ser del orden de 3° o menor; pero por razones de sensibilidad de las estaciones sísmicas a muchos de estos sismos no se les puede calcular sus parámetros fundamentalmente porque están registrados en una sola estación.

Por ejemplo Oviedo (1969), para 82 meses, - de 1962 a febrero de 1969, muestra que la estación telesísmica de Arequipa, ha registrado un total de 14,621 sismos cuyas distancias

CUADRO N° 4.2

TERREMOTOS DE MAXIMA MAGNITUD OCURRIDOS EN EL AREA
1913-1979

AÑO	MAG. Mb	AÑO	MAG. Mb
1913	6.65	1958	6.39
1922	6.43	1959	6.26
1925	6.05	1960	6.48
1928	6.17	1961	5.54
1931	5.84	1962	6.10
1932	6.05	1963	5.20
1933	5.84	1964	5.30
1935	6.05	1965	6.00
1936	5.78	1966	5.50
1937	6.17	1967	5.60
1939	5.84	1968	5.70
1940	5.63	1969	5.90
1941	5.78	1970	5.90
1942	6.94	1971	5.70
1943	6.26	1972	5.70
1944	6.26	1973	5.70
1945	5.30	1974	5.80
1949	6.05	1975	5.90
1950	6.26	1976	5.70
1951	6.20	1977	5.90
1952	6.26	1978	5.40
1955	6.16	1979	6.20
1956	6.05		

epicentrales está entre 15 y 560 kms. De acuerdo a la cantidad registrada correspondería a un promedio de 178 sismos por mes; para el mismo período los sismos cuyo parámetros fueron calculados por el servicio Geodésico de Costa de EE.UU. es de solamente de 699 sismos para la misma área, o sea un promedio de 8 sismos por mes, cuyas magnitudes son mayores de 3.6° y que fueron registrados por lo menos en 5 estaciones telesísmicas, mientras que la mayoría de los 14,621 sismos, fueron registrados solamente en la estación de Arequipa, por lo que se deduce que la mayoría de estos sismos tienen una magnitud menor o igual que 3.5° .

4.4 DISTRIBUCION ESPACIAL DE LOS SISMOS

El análisis de la distribución espacial es posible, si se conocen los parámetros focales de los sismos del área de interés; para este caso solo se disponía de datos para el intervalo 1963-1979 inclusive (17 años), estos datos fueron tomados de la Estación Telésísmica de Characato en Arequipa, que tiene la información pertinente de toda la zona sur del Perú.

Considerando un área de influencia sísmica apropiada con centro en la estación telesísmica se han tomado un total de 460 eventos con magnitudes que van desde 3.4° hasta $6,2^{\circ}$. En esta región los sismos son mayoritariamente de profundidad intermedia (70 km. a 300 km), constituyendo éstos el 88% del total que ocurren en el área y los sismos superficiales con profundidades menores de 70 kms., constituyen el 12% restante.

El incremento de la profundidad de los sismos - de la Costa hacia el interior del continente - es normal ya que es consecuencia del ángulo de inclinación (26°) con que se introduce la Placa Oceánica.

En la Figura 4.4 donde presentamos una distribución de los sismos destructores en el período 1555-1974 elaborado por el Instituto de Geología y Minería del Perú, se ha ubicado la estación telesísmica Characato en Arequipa.

Para facilitar el análisis de la distribución espacial de sismos del período en estudio - (1963-1979) el área de influencia, con centro en la Estación Telesísmica Characato, se ha di-

vidido en 12 sectores circulares de 30° cada uno la distribución azimutal del número de sismos - figura 4.1, señala una mayor actividad sísmica en el sector V, mientras que el sector VI que contiene a la ciudad de Moquegua tiene una actividad sísmica que en términos del número de sismos por sector se la puede considerar de término medio. Pero al observar la distribución azimutal de la energía, figura 4.2, vemos que este mismo sector VI, contiene sismos de energía considerable. Pero el sector que liberó la mayor cantidad de energía es el IX seguido por el X y XI es decir que esta zona para el período estudiado ocurrieron con mayor frecuencia sismos destructores.

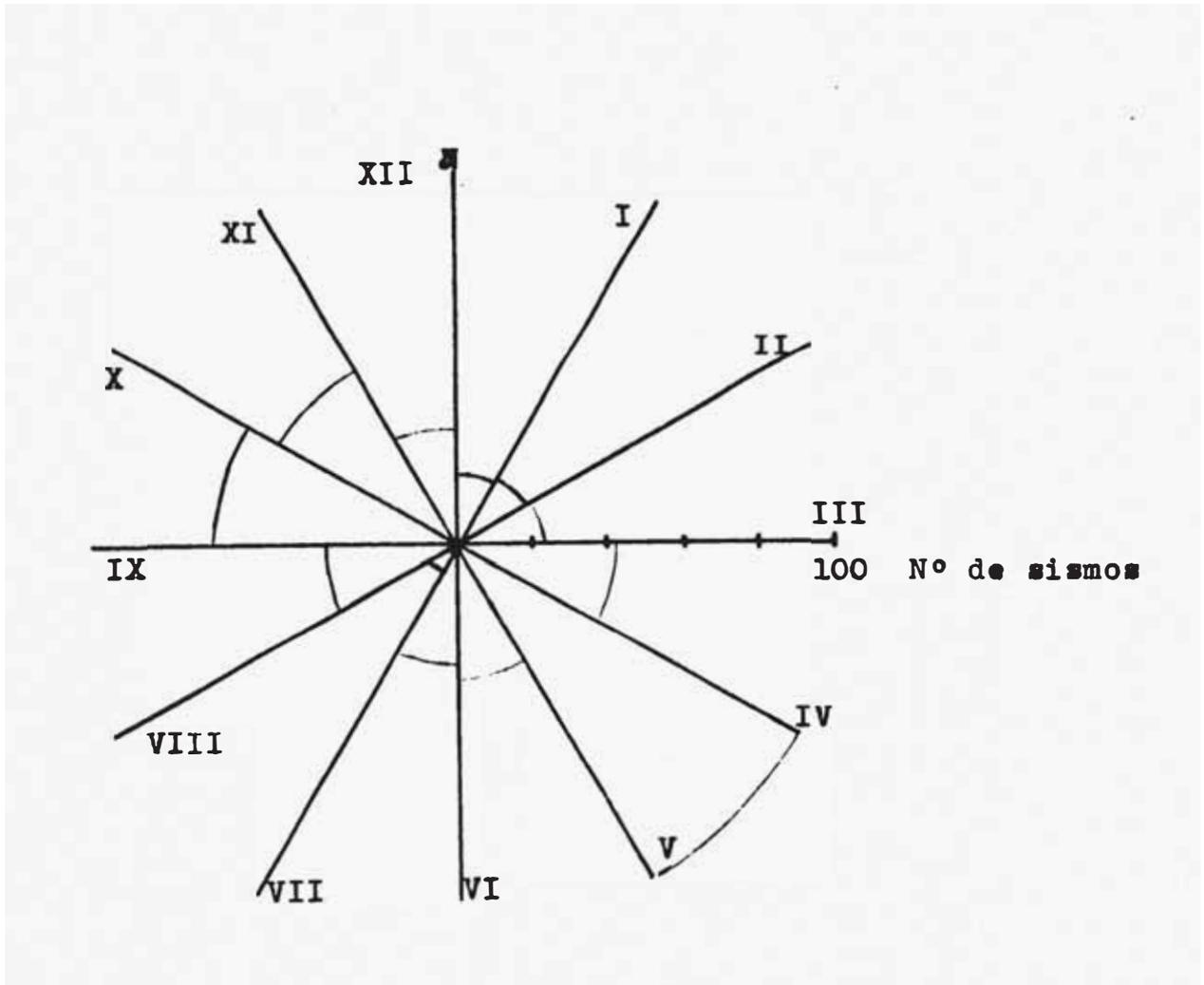
La peligrosidad de esta área queda corroborada por la distribución azimutal de la energía liberada entre 1900 y 1960 y que precisamente se concentra en estos sectores como puede verse en la figura 4.3. Además, existe un área conformada por los sectores VII y VIII que en el período de este análisis se presenta como de mínima actividad, pero que sin embargo en los siglos anteriores del actual, se mostró como de frecuente ocurrencia sísmica destructiva.

CUADRO N°4.3

DISTRIBUCION DE MAGNITUDES PARA EL AREA DE INFLUENCIA SISMICA
1963-1979

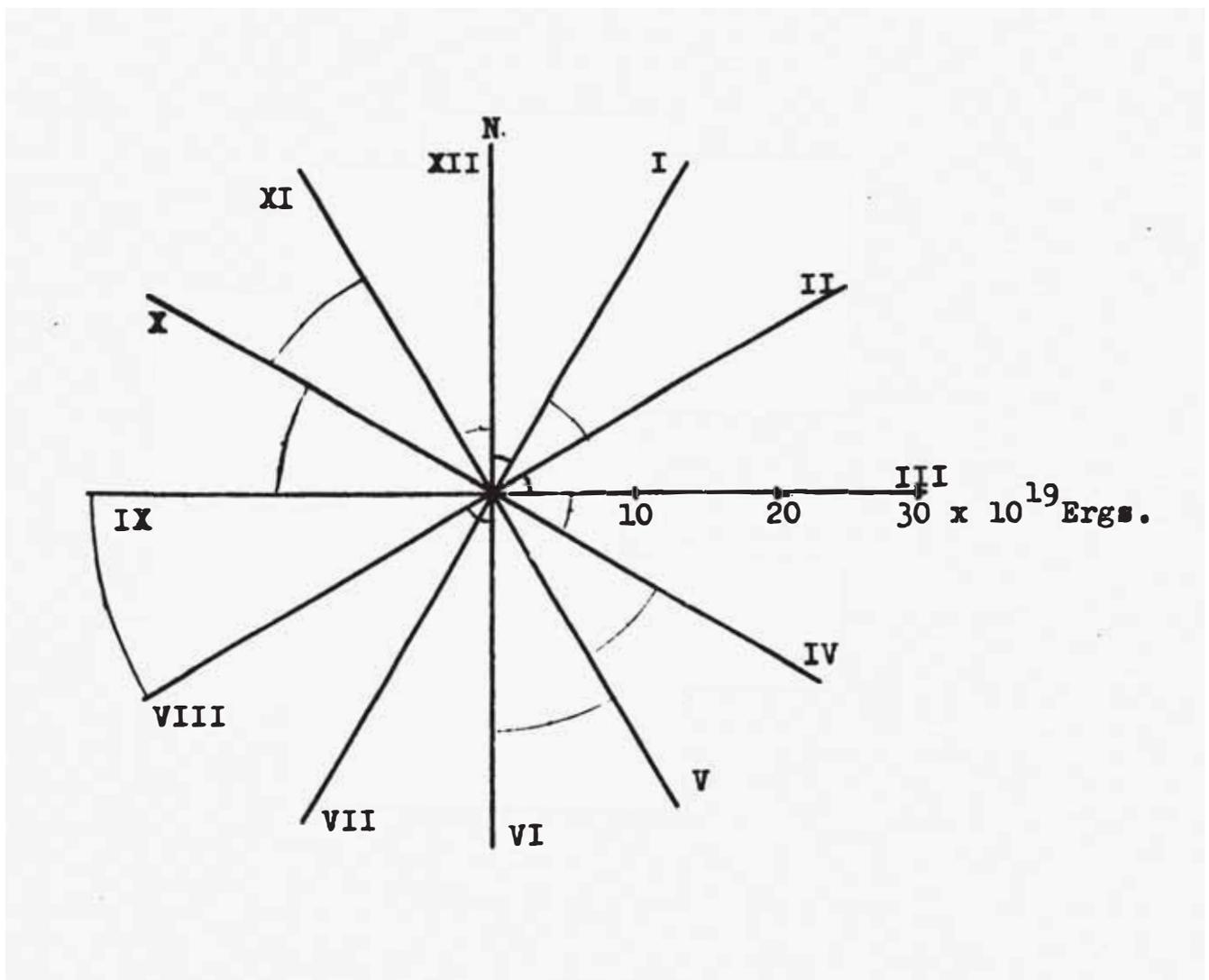
Mb	H Menor 70 km.		H entre 70-300 km.		H menor 300 kms.	
	N'	N	N'	N	N'	N
	(17años)	(med.An.)	(17años)	(med.An.)	(17 años)	(med.An.)
4.0	5	0.2941	44	2.5882	49	2.8824
1	3	0.1745	19	1.1176	22	1.2941
2	3	0.1765	27	1.5882	30	1.7047
3	1	0.0588	26	1.5294	27	1.5882
4	6	0.3529	29	1.7059	35	2.0588
5	6	0.3529	18	1.0588	24	1.4118
6	3	0.1765	19	1.1176	22	1.2941
7	3	0.1765	21	1.2353	24	1.4118
8	6	0.3529	11	0.6471	17	1.0000
9	3	0.1765	17	1.0000	20	1.1765
5.0	2	0.1176	16	0.9412	18	1.0588
1	4	0.2553	14	0.8235	18	1.0588
2	3	0.1765	15	0.8824	18	1.0588
3	2	0.1176	6	0.3529	8	0.4706
4			5	0.2941	5	0.2941
5			6	0.3529	6	0.3529
6			5	0.2941	5	0.2941
7	1	0.0588	3	0.1765	4	0.2353
8			1	0.0588	1	0.0588
9			3	0.1765	3	0.1765
6.0			1	0.0588	1	0.0588
1			1	0.0588	1	0.0588
2	1	0.0588			1	0.0588

F I G U R A 4.1
DIRECCION DE APROXIMACION
DE LA FRECUENCIA SISMICA
A PARTIR DE LA ESTACION
CHARACATO 1963 - 1979



FRECUENCIA ANGULAR DE 30° en 30°

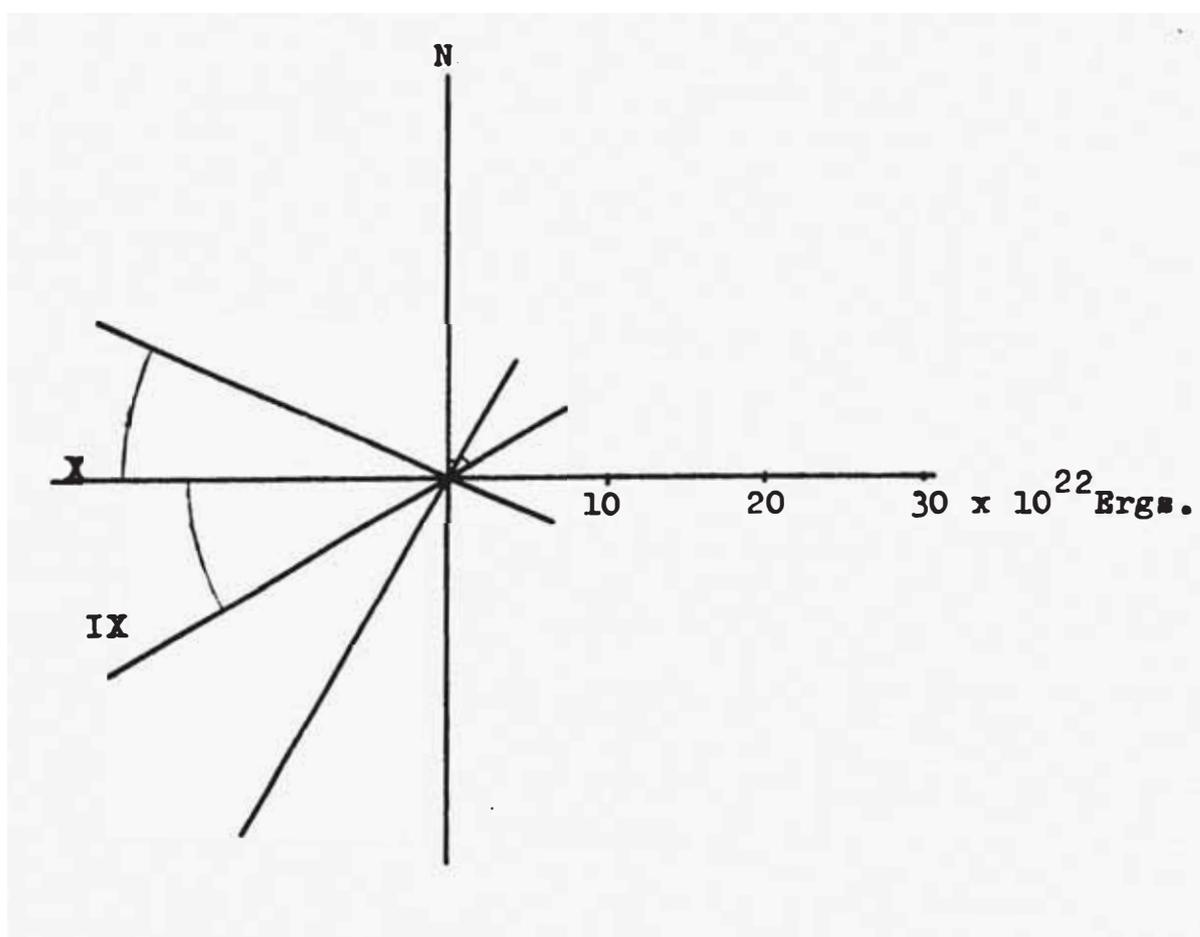
FIGURA 4.2
DIAGRAMA AZIMUTAL DE ENERGIA
A PARTIR DE LA ESTACION "CHA
RACATO" 1963 - 1979



FRECUENCIA ANGULAR DE 30° en 30°

FIGURA 4.3

DIAGRAMA AZIMUTAL DE ENERGIA A
PARTIR DE LA ESTACION CHARACATO
1900 - 1960



PRECUENCIA ANGULAR DE 30° en 30°

El Cuadro N° 4.3 muestra la distribución de magnitudes para el área de influencia sísmica de la ciudad de Moquegua, para el período 1963-1979. En este cuadro primero se presentan los sismos separados según la profundidad del foco, superficiales o intermedios, para luego consignar la totalidad de éstos.

4.5 ZONIFICACION SISMOTECTONICA

El desarrollo de la tectónica que se hará a continuación está íntimamente ligada y por consiguiente se entenderá mejor al desarrollar el capítulo V que trata sobre la Geología Local y Estructural así como la Geomorfología de la zona.

Se puede distinguir en la zona de influencia 3 regiones de diferente tectonismo complejo que se reflejan en la superficie, como se verá en el capítulo siguiente, en tres unidades geomorfológicas.

A partir de la ciudad de Moquegua aproximadamente y hacia el Este y Norte es predominante el ciclo de deformación precámbrico, que constituirá las estrías de la cordillera Occidental, es predominante la unidad de deformación Mesoterciaria (Fase Quichuana) que marca el fi-

nal del levantamiento andino, el vulcanismo Post-Tectónico y el metamorfismo; en esta región la actividad sísmica es más bien predominantemente de tipo intermedio (profundidades mayores de 100 km) y aún por el espesor del lecho sismoactivo podemos esperar terremotos de alta energía, pero siempre serán menos destructores que los de la costa. Parecer ser que la llamada falla de Incapuquio al Sur podría señalar el borde del área sismoactiva de la costa. La unidad geomorfológica correspondiente a esta región es la llamada Flanco Andino.

La falla Incapuquio situada inmediatamente al norte de la ciudad de Moquegua, delante de los cerros Los Angeles, Estuquiña y Huaracane parece que define el cambio de región Tectónica, ya que a partir de ésta y hacia el sur la zona adquiere las características ya definidas del área sismoactiva de la costa con sismos en su mayoría superficiales y de mayor liberación de energía. La unidad geomorfológica correspondiente es la conocida como Llanura Costanera.

Al Norte y Nor-Este de la ciudad de Moquegua, pero pasando la primera región Tectónica de-

sarrollada (Flanco Andino), la tectónica vuelve a ser complicada, siendo predominante la deformación supracretácea (Fase Peruana) y la deformación terciaria (Fase Incaica), además de presentar también algo de metamorfismo, el grado de deformación y fracturamiento de las rocas de estas unidades es bastante alto; presenta actividad sísmica superficial cuya expresión más reciente lo constituyen los terremotos del Cuzco de 1950, además de la alta actividad sísmica de Urcos de baja energía. La unidad geomorfológica correspondiente se denomina Cadenas de Conos Volcánicos.

Al haberse examinado las fotos de satélite, se pudo ver una abundancia diferencial de lineamientos de diversas áreas mencionadas; por ejemplo en la región Nor-Oeste la distribución de los lineamientos presentan un arreglo en grandes bloques y es coincidente con la actividad sísmica de alta energía. Es necesario señalar que los lineamientos observados son predominantemente paralelos al eje de los andes, otros perpendiculares a este eje y por último, otros oblicuos a este eje, en la dirección Este-Oeste, esta abundancia de lineamientos permite observar un verdadero mosaico de bloques peque

ños que son coincidentes con la alta frecuencia sísmica de baja energía.

Por otro lado para que ocurra un sismo destructor, es necesario tener un lecho sismoactivo de cierto espesor (Shebdiin 1972), es así que para que se origine un sismo máximo ($M : 8$) el espesor mínimo del lecho sismoactivo es de 44 km. El área en estudio cumple con las condiciones para generar este sismo, por lo tanto en el área se puede producir, así como se produjo en el pasado, sismos de máxima energía que originaron intensidades XI M.M. (Mercalli Modificada), como en el caso del terremoto de 1868.

Por todas las características expuestas, así como por la actividad sísmo-histórica se puede efectuar una zonificación sismotectónica para intensidades máximas, teniendo en cuenta además, que mientras más profundos ocurran los sismos, menor será el grado de destructibilidad.

En la Figura 4.4, el Instituto de Geología y Minería del Perú nos muestra la distribución de los sismos destructores para el período 1555-1974 donde se aprecian las zonas y pobla-

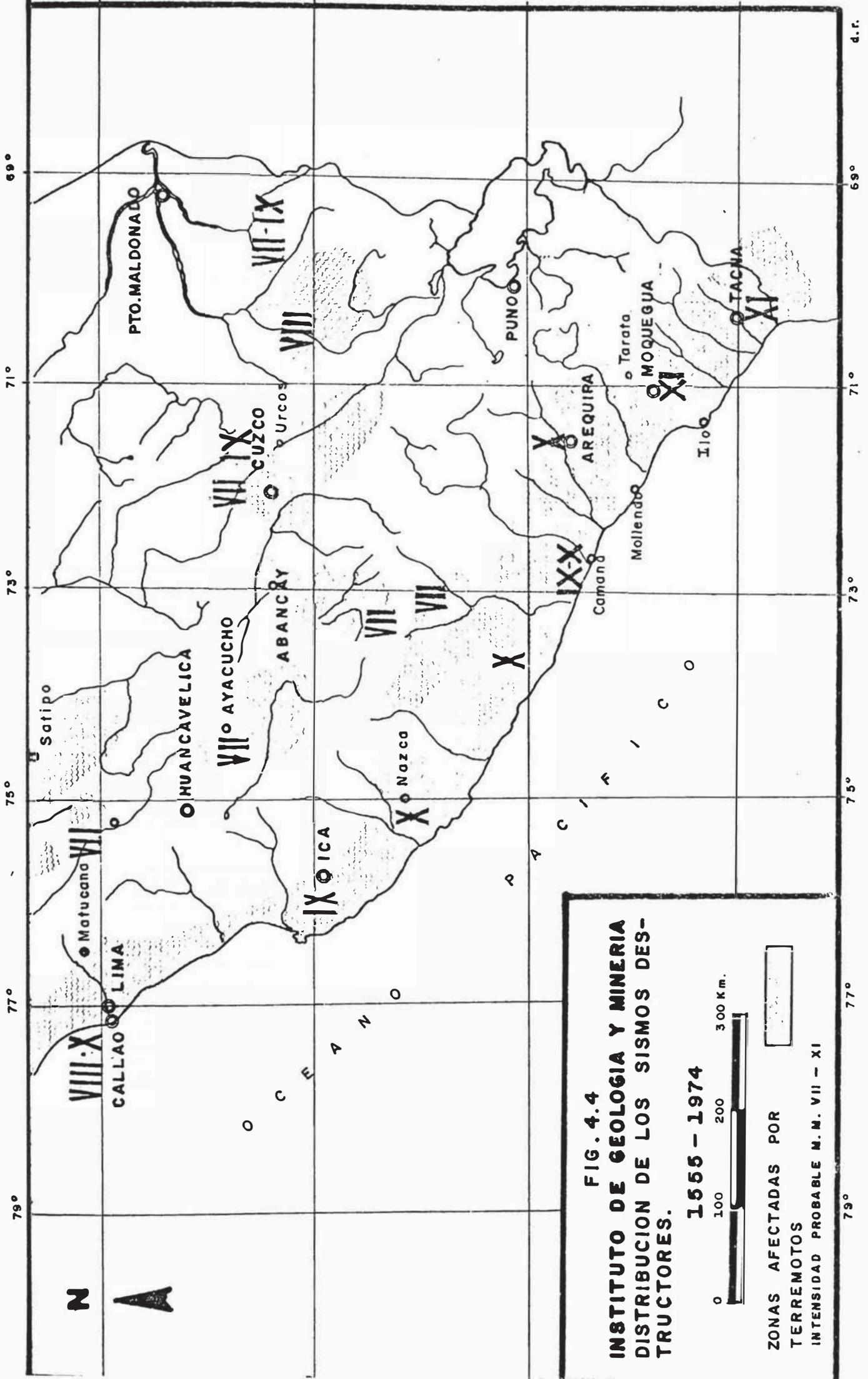


FIG. 4.4
INSTITUTO DE GEOLOGIA Y MINERIA
DISTRIBUCION DE LOS SISMOS DESTRUCTORES.

1555 - 1974



ZONAS AFECTADAS POR
 TERREMOTOS
 INTENSIDAD PROBABLE M. M. VII - XI

ciones afectadas por terremotos con la intensidad probable con que fueron afectadas, intensidades que fluctúan entre los VII y XI de la escala de Mercalli Modificada.

La distribución de los sismos, como se aprecia, está de acuerdo a las características de las tres regiones de diferente tectonismo descritas anteriormente.

El área de nuestro interés, la ciudad de Moquegua, está ubicada en una zona que según la figura 4.4 de distribución de sismos, tiene una intensidad probable de XI M.M.

4.6 CALCULO DE PARAMETROS SISMICO-ESTADISTICOS

En la actualidad no es posible predecir un sismo, pero al tener los registros de sismos ocurridos en una determinada área, que cuenten con su información correspondiente (Magnitud, ubicación, frecuencia de ocurrencia), se puede conocer al menos, cual es la probabilidad de que ocurra uno de determinadas características en esa área durante un período determinado. Esta información es útil e interesante desde

el punto de vista científico, económico y humano; para poder así reducir pérdidas humanas y materiales producidas por eventos sísmicos que ocurren en forma frecuente en nuestro medio.

Para determinar los parámetros sísmico-estadísticos del área en estudio se aplicará la teoría estadística de valores extremos de Gumbel. También se desarrolla una nueva función de distribución que se basa en el análisis del proceso de terremotos y que fue desarrollada por Chen Pei y Lin Pang Hui en 1975 para zonas sísmicas en China.

De esta forma mediante el uso de estas funciones de distribución, se podrá estimar el peligro sísmico de la zona de estudio, calculando el número probable de terremotos de determinada magnitud, que podrían ocurrir en un período determinado.

4.6.1 La Función de Distribución de Valores Extremos

La función de valores extremos es la mejor distribución para el análisis del proceso de ocurrencia de terremotos durante un tiempo t , debido a las siguientes

tes consideraciones.

Sabemos que el registro instrumental exacto de eventos sísmicos es reciente, pero debido a las características especiales de la teoría de valores extremos la demanda de datos observados es relativamente modesta. No siendo necesario todos los datos observados dentro un período de tiempo, necesitándose sólo los valores máximos observados en períodos de tiempo relativamente cortos. Lo que posibilita el uso de esta función de distribución, por cuanto frecuentemente sólo se registran los eventos más fuertes y se pasan por alto los más débiles.

El desarrollo de la función de distribución de valores extremos para terremotos se hace usando las siguientes suposiciones.

Suposición 1.

La distribución de frecuencia para terremotos de acuerdo a su magnitud, obedece a la relación magnitud-frecuencia dentro de pequeños intervalos de magnitud

$$\log n(x) = a - bx \quad (1)$$

$$\log N(x) = A - Bx \quad (2)$$

$$n(x) = - \frac{dN(x)}{dx} \quad A = a - \log(b \ln 10) \quad (3)$$

Donde x es la magnitud sísmica M ; $n(x)$ es la llamada frecuencia sísmica (número de sismos que ocurren dentro de una magnitud unitaria en la vecindad de x). El símbolo $N(x)$ llamado frecuencia acumulativa, es el número de sismos con magnitudes $\geq x$.

La relación magnitud-frecuencia de terremotos, muestra la relación proporcional entre grandes y pequeños movimientos. Alternativamente muestra la relación distributiva entre el número de sismos y sus magnitudes. Dividiendo la frecuencia acumulativa entre el número total de sismos, se obtiene la distribución porcentual de magnitudes.

Es así que las ecuaciones (1) y/o (2) pueden ser escritas en la forma de la

función de distribución:

$$F(x) = 1 - \frac{\int_0^{\infty} x \, dN}{\int_0^{\infty} dN} = 1 - 10^{-bx} = 1 - e^{-b'x}$$

$$b' = b \ln 10 \quad x \geq 0 \quad (4)$$

Donde $F(x)$ es la función de distribución de magnitudes sísmicas. Esto es, que si un terremoto ocurre, la probabilidad que su magnitud sea menor o igual que x será $F(x)$.

Suposición 2

Dentro de un período de tiempo t , el número de sismos cuya magnitud es mayor que un valor dado es una variable de Poisson. De modo que la probabilidad que sucedan k terremotos es:

$$P(E = k) = \frac{\alpha^k e^{-\alpha}}{k!} \quad (5)$$

Donde α es el número promedio de terremotos ocurridos en el intervalo de tiempo dado.

Sea $g(x)$, donde x es la magnitud, la función de distribución de valores extremos para grandes movimientos, que se trata de obtener. Si una serie de terremotos ocurren dentro de un tiempo t , $G(x)$ es la probabilidad de ocurrencia tal que el mayor evento tiene una magnitud $\leq x$.

Si se denota este caso por B , entonces $P(B) = G(x)$.

De acuerdo a esta idea, si el evento más grande tiene una magnitud $\leq x$, naturalmente la magnitud de todos los eventos (asumiendo que hay justamente K sismos) será $\leq x$.

Si un sismo ocurre, la probabilidad que su magnitud sea x es $F(x)$, ecuación (4). Si K sismos ocurren, la probabilidad que todos tengan magnitudes $\leq x$, será la siguiente:

$$F(x).F(x).F(x). \dots F(x) = F(x)^k$$

k veces

Por la ecuación de probabilidad total:

$$P(B) = \sum_k P(A_k) P(B/A_k)$$

Donde $P(A_k)$ es la probabilidad que k terremotos hayan ocurrido, probabilidad que es igual a la ecuación (5) y $P(B/A_k)$ es la probabilidad que la magnitud de los k terremotos sea menor o igual que x cuando los k terremotos ocurran, que es simplemente $(F(x))^k$.

El término $P(B)$ es la probabilidad que todos los terremotos tengan magnitudes $\leq x$ dentro del tiempo t ; en otras palabras $G(x)$. Sustituyéndose todos los valores en la última ecuación se obtiene lo siguiente:

$$P(B) = G(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\alpha^k e^{-\alpha}}{k!} (F(x))^k = e^{-(1-F(x))}$$

$$P(B) = G(x) = e^{-\alpha e^{-x}} = e^{-e^{-(x-u)}} \quad (6)$$

$$\alpha = e^{\beta u} \quad \beta = b' = b \ln 10 \quad u = A/B$$

Donde α , β y u son constantes que pueden ser determinadas por datos observados.

4.6.2 Determinación del peligro sísmico en un futuro cercano

Una vez hallada la función de distribución de valores extremos y después de determinar sus constantes asociadas se analizará su utilización. La frecuencia media de terremotos con magnitudes sobre cero puede ser calculada si se conoce β y u .

$$\alpha = e^{\beta u}$$

La función de distribución $F(x)$ de magnitudes sísmicas también es encontrada, esto significa que la probabilidad de que alguna magnitud sea mayor o igual que x será $(1-F(x))$.

Entonces de α terremotos, el número total de N de terremotos de magnitudes $\geq x$ será el siguiente:

$$N(x) = \infty (1-F(x)) = e^{-\beta(x-u)} \quad (7)$$

y su recíproco:

$$T(x) = \frac{1}{N(x)} = e^{\beta(x-u)} \quad (8)$$

Es el intervalo medio de recurrencia de terremotos de magnitudes $\geq x$.

Si se tiene un período de tiempo dado, - por ejemplo "p" años, el número medio - de terremotos de magnitud $\geq x$ que pueden ocurrir será:

$$N_p(x) = pN(x) = \frac{p}{T(x)} \quad (9)$$

Por otro lado, en el período escogido de p años, el número de terremotos que ocurren, es $N_s(x)$.

Con estas consideraciones puede suceder que $N_s(x)$ sea mayor, menor o aproximadamente igual a $N_p(x)$. Es decir, los valores medios estadísticos calculados pueden ser mayores o menores que los valores observados, existiendo siempre una -

fluctuación en estos últimos alrededor de la media.

Cuando $N_s(x)$ es mayor que $N_p(x)$ el número de terremotos que actualmente ocurren supera al número medio probable, por consiguiente la probabilidad de terremotos futuro es baja.

En cambio cuando $N_s(x)$ es menor que $N_p(x)$ existe una situación de energía almacenada y una necesidad de terremotos; consecuentemente, la probabilidad de tener sismos futuros es relativamente alta.

Usando la fluctuación de valores observados alrededor de los valores medios estadísticos, se puede determinar cuantitativamente el peligro sísmico.

Para calcular la probabilidad de ocurrencia, en el caso que $N_p(x)$ sea mayor que $N_s(x)$, se usa la suposición (2), es decir, que el número de sismos cuya magnitud es mayor que un valor dado, es una variable de poisson, entonces la probabilidad de que ocurran k terremotos dentro

del período de tiempo es:

$$P(\varepsilon = k) = \frac{\lambda^k e^{-\lambda}}{k!}$$

y la probabilidad de tener más de k terremotos en el mismo período es:

$$P(\varepsilon > k) = 1 - P(\varepsilon \leq k)$$

$$P(\varepsilon > k) = 1 - \sum_{r \leq k} \frac{\lambda^r e^{-\lambda}}{r!}$$

4.6.3 Modificación de la función de distribución de valores extremos.

La función no modificada de distribución de valores extremos, a pesar que es la mejor distribución acorde al proceso de terremotos, fué objeto de modificación - sugerida por Chén Pei y Ling Pang en 1975, al considerar ciertos factores de esta no concordantes con la realidad.

Los factores no concordantes con la realidad son:

- Cuando la magnitud de los terremotos es muy pequeña el período de retorno

(T_x) tiende a ser muy grande.

- Al plotearse los puntos con datos de valores reales observados en una región sísmica sobre coordenadas probabilísticas, se aprecia que la curva tiende a curvarse hacia abajo a magnitudes grandes; sin embargo la función de distribución no modificada, cuando la magnitud sísmica es relativamente alta el valor $T(x)$ tiende a ser pequeño.
- Cuando el tiempo tiende al infinito, la magnitud resulta increíblemente grande. Cuando es lógico considerar un límite probable de la magnitud sísmica de la región que se base en valores máximos registrados.

Vamos a asumir que la magnitud sísmica de una región tiene un límite x' , manteniendo las ecuaciones anteriores válidas dentro del rango de magnitudes $(0 - x')$, las ecuaciones se modifican de la siguiente manera:

$$F'(x) = 1 - \frac{\int_x^{x'} dN}{\int_0^{x'} dN} = \frac{1 - e^{-\beta x} - \varepsilon}{1 - \varepsilon} \quad (10)$$

$$0 \leq x \leq x'$$

Donde $\varepsilon = e^{-\beta x'}$ es un número pequeño

Además:

$$G'(x) = e^{-\alpha (1-F'(x))} = e^{-\alpha \left(\frac{e^{-\beta x} - \varepsilon}{1 - \varepsilon} \right)} \quad (11)$$

$$-\ln(-\ln G'(x)) = \beta (x-u) - \ln(1 - e^{-\beta (x'-x)}) \quad (12)$$

Realizando las modificaciones correspondientes a las ecuaciones (7), (8) y (9) se tiene:

$$N'(x) = \alpha (1-F'(x)) = \alpha \frac{e^{-\beta x} - \varepsilon}{1 - \varepsilon} \quad (13)$$

$$T'(x) = \frac{1}{N'(x)} = e^{\beta (x-u)} \cdot \frac{1}{1 - e^{-\beta (x'-x)}} \quad (14)$$

$$N_p(x) = P N'(x) = P/T'(x) \quad (15)$$

Cuando la magnitud es pequeña, es decir cuando x es muy menor que x' el término $e^{\frac{\beta}{x'}(x'-x)}$ de las ecuaciones anteriores tiende a cero. Cuando x tiende a x' es decir, cuando la magnitud es grande, la curva que describe la relación entre x y $-\ln(-\ln G'(x))$ tiende gradualmente al valor extremo x' . La cantidad x' es el límite superior de la magnitud sísmica que ocurre en determinada región. En otras palabras, corresponde a la máxima magnitud, cuyo período de retorno tiende al infinito.

La determinación de los tres parámetros de la ecuación (12), se hace usando regresión múltiple y calculando los valores de corrección u, α, β, x' a los valores encontrados con la función no modificada. Se asume un valor inicial x' agregando 1 ó 0.5 grados al máximo valor histórico registrado. El cálculo de $\Delta x'$ calificará tal suposición.

4. 7 PELIGRO SISMICO DE LA ZONA

A continuación se aplicará la teoría descrita anteriormente, para de esta forma estimar el peligro sísmico de la zona de estudio.

Como ya se mencionó la información de la actividad sísmica de toda la zona Sur del Perú es proporcionada por la estación telesísmica de Characato en Arequipa, por tal motivo con base en esa estación, se ha considerado un área de influencia sísmica apropiada, limitada por las coordenadas 70°- 78° de longitud Oeste y 14°- 19° de Latitud Sur, área en la que se han registro diferentes - eventos sísmicos con los cuales se han elaborado los cuadros 4.2 (terremotos de máxima magnitud ocurridos en el área) y 4.3 (distribución de magnitudes para el área de influencia sísmica) para los períodos 1913-1979 y 1963-1979 respectivamente.

La Figura 4.5 muestra la curva de frecuencia acumulative sísmica anual del área en estudio para el período de registro 1963-1979, notándose la - gran actividad sísmica que presenta el área, caracterizada, por una liberación continua de energía mediante pequeños sismos.

Haciendo uso de la información de máximos eventos registrados entre 1913-1979 determinamos curvas de frecuencia acumulativa anual, función de distribución y período de retorno de los valores extremos, tanto para la función original como para la función modificada.

Las representaciones gráficas de las curvas se presentan en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8 respectivamente.

Del análisis de las 2 funciones extremas obtenidas, se destaca una clara diferencia en la estimación del período de retorno dado por cada uno para magnitudes mayores de 6.5 Mb, siendo los valores dados por la función modificada, los que concuerdan más con la realidad.

La función modificada considera como magnitud sísmica máxima 7.2 Mb, que está en función del máximo valor registrado para el cual el período de retorno tiende al infinito, no así la tendencia de la función no modificada es la de crecer indefinidamente, obteniéndose períodos de retorno relativamente cortos para magnitudes sumamente grandes.

El Cuadro N°4.4 que a continuación presentamos nos muestra los períodos de retorno para algunas

magnitudes usando las funciones original y modificada

CUADRO N° 4.4

PERIODO DE RETORNO(Tx) MAGNITUD Mb	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	
	FUNCION ORIGINAL	FUNCION MODIFICADA
5.0	0.43	0.56
5.5	1.48	1.64
6.0	5.09	4.97
6.5	17.46	17.00
7.0	60.00	110.00

Por medio de la función modificada de valores extremos (1913-1979) se puede hallar el número medio de terremotos de magnitud "x" que pueden ocurrir en "p" años, además la curva de frecuencia sísmica del período 1963-1979 (Figura 4.5) nos indica el número de movimientos sísmicos que ocurrieron en 17 años - (N_s). El Cuadro 4.5 nos indica la relación entre los movimientos sísmicos que ocurrieron y los esperados para ese período de tiempo, notándose que pa-

ra magnitudes bajas la función de valores extremos no se comporta adecuadamente y para magnitudes altas la curva de frecuencia (1963-1979) exagera el número de eventos por no considerar la función modificada.

CUADRO N° 4.5

Mag Mb	5.5	6.0	6.5	7.0
T(x)	1.64	4.97	17.00	11.0
N P(17 años)	10.37	3.42	1.00	0.15
N S(7 años)	15.76	4.50	1.3	0.40

Por otro lado, como en un período de tiempo "t" el número de eventos sísmicos cuya magnitud es mayor que un valor dado, es una variable de Poisson, se tiene las siguientes probabilidades de ocurrencia de por lo menos 1 sismo en el área de estudio usando la función modificada de valores extremos.

CUADRO N° 4.6

M A G N I T U D Mb	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA(%)	
	5 AÑOS	10 AÑOS
5.5	95	100
6.0	64	87
6.5	25	45
7.0	5	9

Numero de
Sismos N
100

FIGURA 45
CURVA DE FRECUENCIA ACUMULATIVA
SISMICA ANUAL DEL AREA DE INFLU
ENCIA, PERIODO 193 - 1979

$\text{Log } N = 5.9869 - 1.0945 (x)$

4

5

MAGNITUD Mb (x)

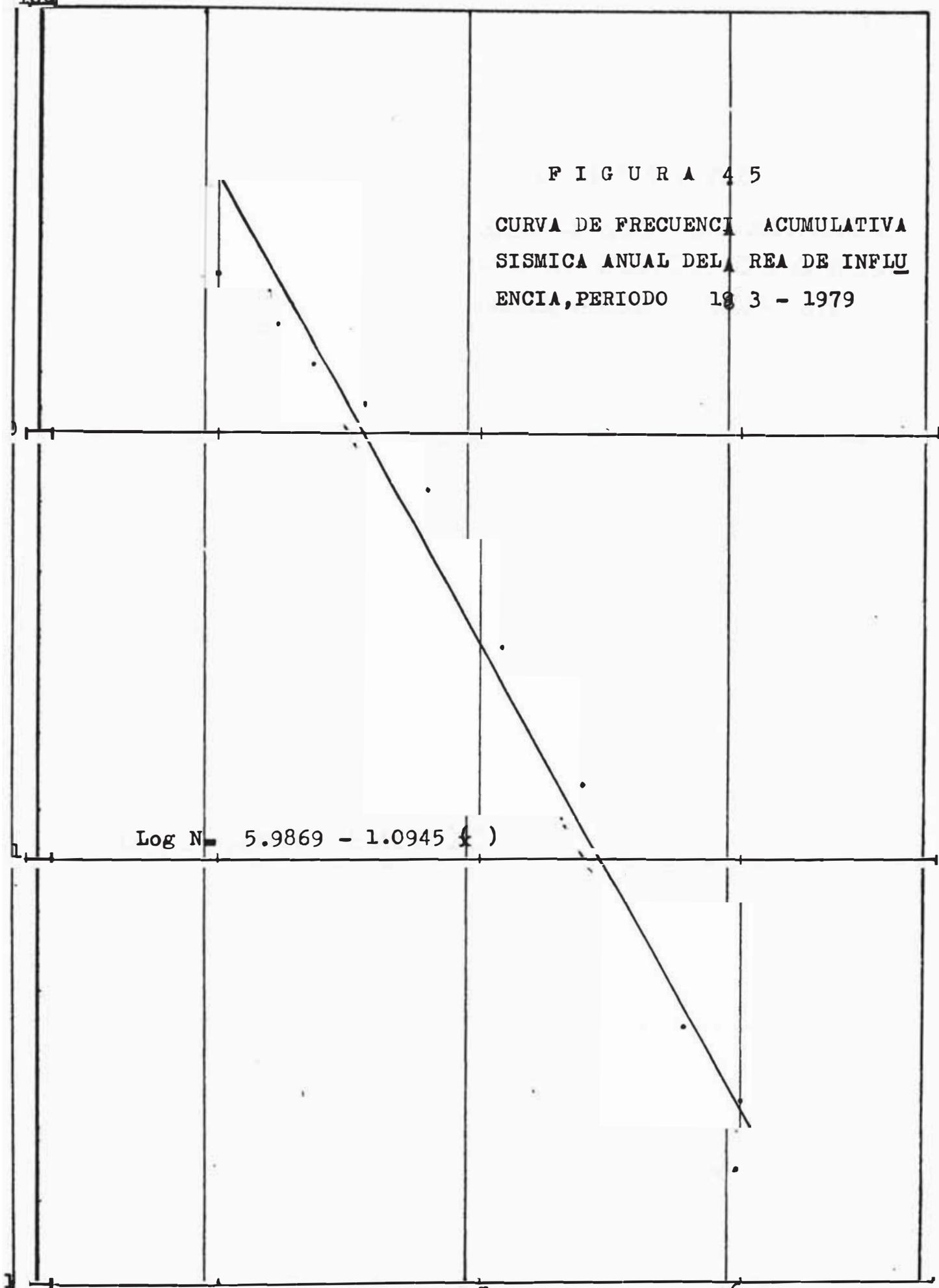
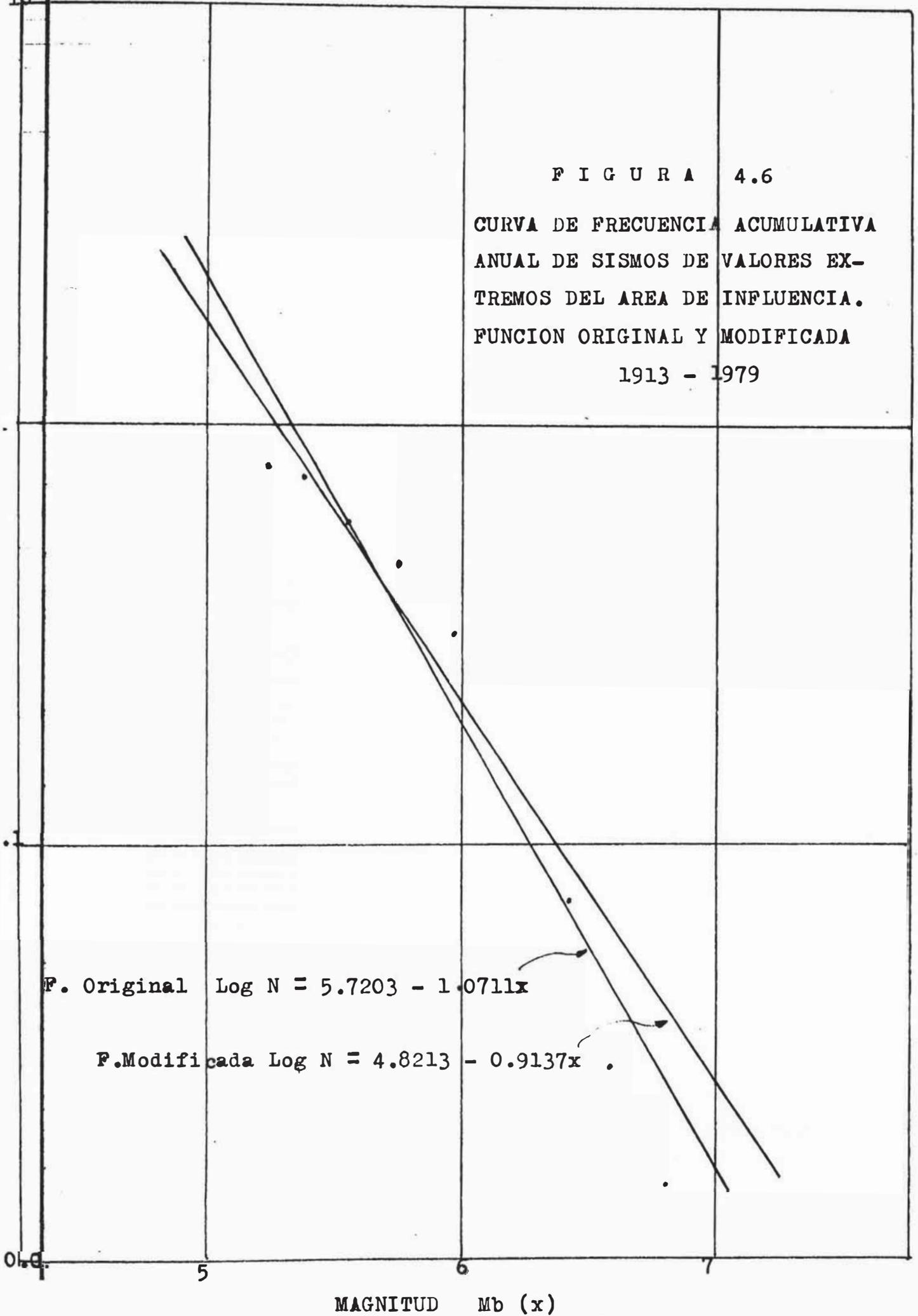


FIGURA 4.6
CURVA DE FRECUENCIA ACUMULATIVA
ANUAL DE SISMOS DE VALORES EX-
TREMOS DEL AREA DE INFLUENCIA.
FUNCION ORIGINAL Y MODIFICADA
1913 - 1979



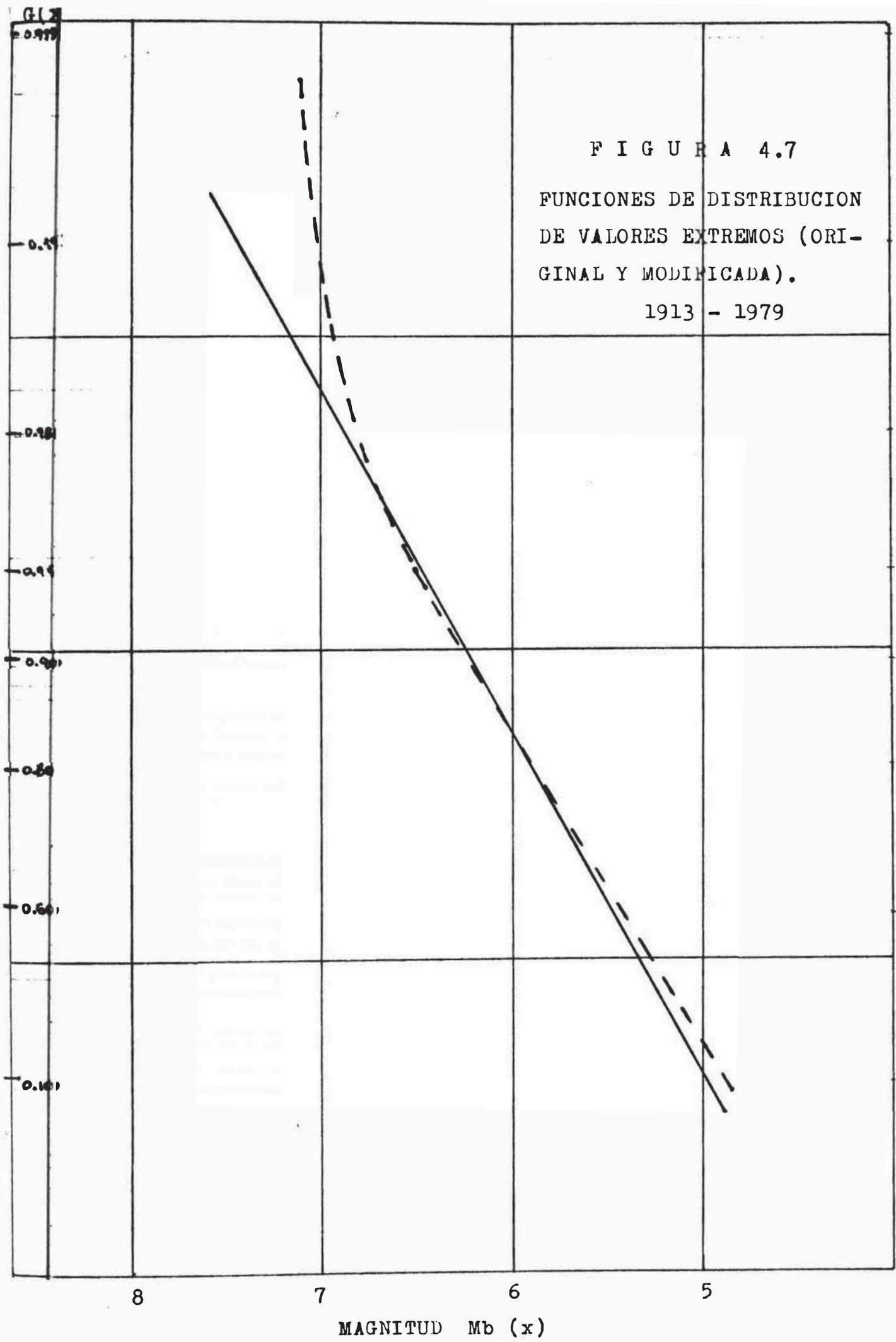


FIGURA 4.7
 FUNCIONES DE DISTRIBUCION
 DE VALORES EXTREMOS (ORI-
 GINAL Y MODIFICADA).
 1913 - 1979

CAPITULO V

CAPITULO V

CONDICIONES LOCALES DE MOQUEGUA

5.1 TOPOGRAFIA

La topografía de la zona donde se encuentra el área en estudio es variada debido a que la ciudad de Moquegua se sitúa al borde de la Llanura Costanera caracterizada por sus terrenos - llanos y áridos; casi en el límite en el Flanco Andino, territorio semi-árido muy disectado y de fuerte pendiente.

La zona urbana de Moquegua se encuentra en un área de pendiente relativamente alta con dirección NS a 1410 m.s.n.m.

La zona central y antigua de la ciudad se encuentra circundada al norte por su valle; y - por los otros tres costados por cerros que al poblarse han dado lugar a la formación de pue

blos jóvenes que por su número de viviendas representa el 48% del total de viviendas del área urbana de la ciudad de Moquegua.

A unos 3 kms. al este de la ciudad se encuentra otro foco urbano, el distrito de Samegua, asentado en una zona relativamente plana y cuyo número de viviendas representa aproximadamente el 12% del número total.

La topografía de las áreas de expansión varían según sus ubicaciones. El estudio detallado de estas áreas será desarrollado en los capítulos posteriores.

Al norte de la ciudad de Moquegua está ubicado su valle con pendiente hacia el este que tiene algo de agua por la temporada de verano el resto del área es completamente árida.

El río Moquegua, que es el que irriga el valle se forma por la confluencia de los ríos Tumi-laca y Torata; el caudal de este río es sumamente variable, durante la época de lluvias (Diciembre-Marzo), la parte alta de la zona puede descargar gran cantidad de agua; mientras que durante el estiaje está frecuentemen

te seco.

5.2 GEOMORFOLOGIA DE MOQUEGUA

En la zona de Moquegua se puede diferenciar - tres unidades geomorfológicas que se ha denominado: llanura costanera, Flanco andino y cadena de conos volcánicos.

5.2.1 Llanura costanera

A partir de la ciudad de Moquegua y hacia el Sur se aprecia un territorio lleno y árido constituido por depósitos - clásticos semi-consolidados de la formación Moquegua, del terciario superior. Las capas de dicha formación - tienen un suave buzamiento al Sur Oeste, semejando en conjunto a un plano-inclinado o a una pendiente estructural suave. La formación se encuentra extensamente recubierta por un delgado manto aluvial de pie de monte, de edad cuaternaria.

La formación Moquegua, que fundamentalmente constituye la llanura costanera - se supone como el resultado del relleno de una cuenca longitudinal existente -

entre la cadena costanera y el pie de los andes. La inclinación regional que muestra así como las flexuras que la afectan deben haberse producido en relación con el movimiento ascensional de los andes y el reajuste de las grandes fallas longitudinales del frente andino que facilitaron en parte dichos movimientos.

La llanura costanera se encuentra disectada por numerosas quebradas, profundas y secas, que corren dirección Sur Oeste, notándose las llamadas pampas entre 2 quebradas. Además, cada quebrada tiene muchos tributarios, que surcan las diversas pampas formando un drenaje dendrítico complicado y de difícil acceso.

Se observa pampas de nivel superior ubicadas inmediatamente al pie del frente andino (Pampas San Antonio, Lagunas Pascana). Como también pampas de nivel inferior constituidas por extensos aluviales que recubren superficies erosionadas (Sitana, El Purgatorio).

En la ladera del Valle de la ciudad de Moquegua se reconocen pequeñas terrazas de erosión labradas en la formación Moquegua, algunos trechos de la carretera Panamericana están construidos sobre ellos.

5.2.2 Flanco Andino

Al Este y Nor-Este de la Llanura Costanera se extiende el Flanco Andino. Es un territorio formado de rocas volcánicas y macizos intrusivos, en conjunto muestra una topografía abrupta y bastante disectada.

El límite entre ambas unidades geomorfológicas es bien definido, consiste en un cambio notable de pendiente, que va de relativamente suave, en las pampas de la costa, a otra bastante empinada en la parte baja y frontal del Flanco Andino. Al Sur-Este del Valle de Moquegua el cambio de pendiente sigue un lineamiento bien definido NO-SE. En tanto que el Nor-Este del mismo valle las estribaciones andinas terminan en una escarpa de dirección Este-Oeste

tal como se aprecia en la parte frontal de los cerros Los Angeles, Estuquiña y Huaracane que se levantan a escasa distancia al norte de la ciudad de Moquegua.

En el Flanco Andino, de la zona de Moquegua se distinguen dos configuraciones:

- La parte baja, se desarrolla inmediatamente después de la Llanura Costanera, es un terreno de fuerte pendiente y de topografía difícil que se eleva rápidamente hasta altitudes de 3100 a 3400 m.s.n.m.

En esta zona destaca la depresión de área de Torata, anfiteatro de erosión fluvial, limitada por la línea de cumbres de los cerros Los Angeles, Estuquiña y Huaracane, por el espolón del Cerro Huánaco, por laderas escarpada de Otorá, Paralaque y del Pueblo de Torata.

Los riachuelos El Chical, Otorá, Chujulay y Torata atraviezan la depresión - en cañones de cauces algo sinuosos. El piso de la depresión es de roca volcánica, sin embargo hay remanente de la formación Moquegua, como la mesa del Cerro Baúl, el afloramiento del Cerro San Miguel y el espolón del Cerro Huacaco. Lo que hace suponer que han sido totalmente removidos por la erosión. Entre otros rasgos en la sección baja destacan algunos cerros de laderas escarpada; ciertos espolones de crestas angulosas y numerosas quebradas angostas profundas y fuerte gradiente, que imprimen al paisaje su aspecto quebrado e irregular.

El sistema de fallas incapuquio se encuentra en esta zona; en ciertos tramos, de estas fallas la erosión post-falla ha tallado depresiones alargadas a manera de callejones.

- La parte alta del Flanco Andino que sigue el frente abrupto empinado, es un terreno de superficie moderamente-

ondulado e inclinado al Sur-Oeste, con algunos sectores planos.

La pampa del medio Tolar, el alto de Tala, la parte superior de los cerros Botiflaca, Camaca y otros, son rezagos de una superficie antigua de erosión - recubiertos por los tufos Huaylillas y separadas unas de otras por las profundas quebradas que la atraviesan.

Esta superficie de erosión antigua está labrada evidentemente en las rocas volcánicas de grupo Toquepala; es notorio que la mencionada superficie se extendfa hacia la costa suavemente empinada; el hecho está señalado por las cimas casi planas de muchos cerros del frnete andino, que idealmente reconstruidas corresponden a la misma superficie que viene a terminar en el borde de las pampas costaneras.

La porción bien alineado y dependiente pronunciada de la parte baja del Flanco Andino, parece corresponder a la escarpa de una gran falla.

5.2.3 Cadena de Conos Volcánicos

Al Nor-Este de la ciudad de Moquegua y pasando el Flanco Andino se desarrolla una faja montañosa formada por una sucesión de conos volcánicos. Esta cadena volcánica tiene un ancho de 20 a 30 km. con rumbo NO-SE.

Toda la zona volcánica ha sido afectada por la glaciación cuaternaria, rasgos morfológicos de erosión glacial como - circos, superficies estriadas, pequeñas lagunas con cubetas rocosas, con diques morrénicos y crestas filudas, etc., son comunes en los flancos de los volcanes, igualmente las acumulaciones morrénicas frontales y laterales se observan por doquier.

La orientación NO-SE que tiene la cadena de conos volcánicos ha hecho pensar a numerosos estudiosos que los centros de erupción se encuentran a lo largo - de una zona de falla o zona de debilidad, formada cerca al borde accidental del Altiplano, en forma más o menos paralela al litoral del borde del Pacifico

5.3 GEOLOGIA LOCAL

5.3.1 Estratigrafía

Del mapa geológico de la zona de Moquegua se observan las siguientes unidades litológicas:

GRUPO TOQUEPALA

Edad : No se han encontrado fósiles - que nos puedan indicar la edad de este grupo en los escasos - horizontes de rocas sedimentarias.

Regionalmente los volcánicos - del grupo Toquepala sobreyacen condiscordancia angular, al - grupo Yura del Jurásico-Superior Cretáceo-Inferior a Infrayacen, con igual relación a la formación Moquegua considerada del - Mio-Plioceno. En conformidad a estas relaciones amplias y generales la edad del grupo Toquepala están aproximadamente comprendida entre el Cretáceo Medio y el tope del Terciario Inferior.

Nombre : Bellido y Guevara (1963).

En el cuadrángulo de Moquegua, el grupo Toquepala se ha dividido en las siguientes formaciones:

	Volcánico Quellaveco
Grupo	Volcánico Paralaque
Toquepala	Formación Inogoya
	Formación Toquepala

Formación Toquepala

Potencia : 700 m.

Localización : Al nor-este de la ciudad de Moquegua en el cuadrángulo de Clemesf afluora la sección más baja del grupo Toquepala llegando la prolongación de estos afloramientos hasta los cañones de los cursos inferiores de los ríos Huaracane y Torata.

Litología : Está compuesta de derrames, brechas de flujos piroclásticos de composición andesítica decítica y riolítica de color gris

verdoso, pardo y violeta.

Formación Inogoya

Potencia : 430 m.

Localización : En el paraje de Inogoya situado en la Quebrada de Otorá, a unos 6 km. al oeste de Torata, aflora una secuencia de conglomerados y areniscas gruesas a la que se le denominó formación Inogoya; que también se nota en la pequeña quebrada la cantera al oeste de Torata.

Litología : Está compuesta de conglomerado, muy gruesos de naturaleza volcánica y matriz areno-tufácea, la roca es de color marrón-claro a gris verdoso en la parte superior areno-tufácea de color pardo a verdoso.

Volcánico Paralaque

Potencia : 2000 m.

Localización : El nombre de esta formación deriva de la hacienda Paralaque, ubicada en las laderas del río Quele a unos 5 km. al NO de Torata, donde aflora una secuencia de rocas volcánicas de + de 2000 m. de espesor. La carretera que va a Puno por la ladera izquierda de Chujulay y la que conduce a la mina de Cuajone cortan secciones completas de la formación. Esta formación aparece también en la parte baja de la mina Toquepala, a lo largo de los cerros Incapuquio, Totoral, Higuerana, etc.

Litología : Se compone de gruesos derrames de andesita de cita y riolita de colores marrón, rosado, blan

co grisáceo, verdoso, -
etc., con algunas inter-
calaciones de piroclás-
ticos y lentes de con-
glomerados

Volcánico Quellaveco

Esta denominación es para un conjunto de rocas volcánicas de la parte superior del grupo Toquepala que afloran a lo largo de una faja de rumbo NO-SE de cerca de 12 km. de ancho, encontrándose el depósito cuprífero de Quellaveco en parte central.

Los miembros del Volcánico Quellaveco en secuencia son:

- | | |
|------------|----------------------|
| | - Riolita Tinajones |
| Volcánico | - Riolita Yarito |
| Quellaveco | - Serie Alta |
| | - Serie Toquepala |
| | - Pórfido Quellaveco |

Pórfido Quellaveco

- | | |
|--------------|---|
| Potencia | : 300 m. |
| Localización | : Aflora en forma muy restringida en los alrededores de las - |

minas Cuajone, Quellaveco y Toquepala.

Litología : Consiste de derrames macizos de riolita de color blanco amarillento a gris blanquesino.

Serie Toquepala

Potencia : 420 m.

Localización: Esta formación es completamente local, sólo aflora en una pequeña colina que se yergue al lado NO del tajo abierto de la mina Toquepala.

Litología : Incluye derrames de pórfido cuarcífero, andesitas, riolitas y doleritas.

Serie Alta

Potencia : 950 m.

Localización: Este es el miembro más extenso del volcánico Quellaveco, aflora en las minas Cuajone, Quellaveco y Toquepala

Litología : Consiste de derrames y piroclásticos gruesos riolíticos, dacíticos y andesíticos intercalados con clásticos gruesos.

Riolita Yarito

Potencia : 100 m.

Localización : Al oeste de la mina de Toquepala se levantan los cerros Yarito y Cruz Laca donde aflora localmente esta unidad.

Litología : Es formada por una roca riolítica de color gris, rosado, crema o blanca.

Riolita Tinajones

Potencia : 150 m.

Localización : Aflora en el cerro Tinajones ubicado a escasos kilómetros al este del yacimiento cuprífero de Cuafone

Litología : Derrames riolíticos de color gris con matices ro

sados a crema y verde cla
ro a blanco amarillento.

FORMACION MOQUEGUA

Edad : En la formación Moquegua no se ha encontrado hasta el presente evidencias paleontológicas para determinar su edad, por eso su ubicación geocronológica está basada solo en su posición estratigráfica. La formación sobreyace con discordancia erosional a los volcánicos del grupo Toquepala asignados al intervalo Cretáceo Superior Terciario Inferior; por parte infrayace con igual relación a los tufos Huaylillas considerados como del Terciario Superior - (Plioceno). Según la relación anotada la formación Moquegua estaría ubicada en el Terciario Superior y con re-

laciones de carácter regional probablemente corresponde a los niveles del - Mio-Plioceno.

Nombre : Adams (1908)

Formación Moquegua	Superior
	Inferior

MOQUEGUA INFERIOR

Potencia : 150 m.

Localización: Este miembro se aprecia - bien en las partes bajas del valle de Moquegua como también al sur de la - ciudad.

Un afloramiento pequeño - de Moquegua Inferior se - encuentra a 4 km. al este del Pueblo de Torata.

Litología : Consiste en una secuencia de areniscas arcólicas o tufáceas, de color gris a marrón claro, que alternan en forma casi regular con areniscas arcillosas y ar - cillas grises a rojizas.

MOQUEGUA SUPERIOR

Potencia : 420 m.

Localización : Las capas de Moquegua Superior se exponen en las laderas altas del Valle de Moquegua y aparecen en buenas extensiones, de las pampas del pie del Frente Andino. Exposiciones más deducidas se reconocen al nor-este y este de la ciudad de Moquegua, es decir en la esquina superior derecha del -cuadrángulo.

Litología : Es principalmente arena-conglomerádica y secundariamente se intercalan tufos, areniscas arcillas, tufos redepositados, etc.

FORMACION HUAYLILLAS

- Edad : No se dispone de ninguna evidencia para determinar la edad de estas rocas volcánicas sobreyacen con discordancia a la Formación Moquegua considerada del Mioceno-Plioceno e infrayace a la formación Capillune su puesta del Plioceno Superior en consecuencia a falta de mayores pruebas se asigna a esta formación una edad Plioceno Medio Superior.
- Nombre : Wilson y García (1962)
- Potencia : 150 m.
- Localización : Se presenta mayormente del cuadrángulo de Moquegua donde sus afloramientos se hallan distribuidos a manera de parches irregulares o lenguas

que cubren las superficies entre quebradas adyacentes.

Litología : Consiste de tufos decíticos y riolíticos de colores blanco grisáceo, gris blanquesino y rosado.

FORMACION CAPILLUNE

Edad : En los sedimentos de la formación Capillune no se han encontrado fósiles; a falta de evidencias paleontológicas su edad es sólo aproximada y queda determinada por su posición estratigráfica. Suprayace al volcánico Huaylillas, considerado Plioceno Medio a Superior e infrayace al volcánico barroso de supuesta edad pleistocénica. Por las razones citadas se refiere la formación al Plioceno Superior.

- Nombre : Mendivil (1962)
- Potencia : 220 m.
- Localización : Aflora típicamente en la
calidad de Capillune del
cuadrángulo de Mauri, pe
ro en hoja de Moquegua -
aflora en el extremo nor
este en los alrededores
del poblado de Azana.
- Litología : Está formado por una se-
cuencia de conglomerados
areniscas, arcillas y tu
fos redepositados de ori-
gen lacustre.

FORMACION BARROSO

- Edad : No hay referencia defi-
nida, así que en base a
consideraciones federa-
les de estratigrafía y
relaciones regionales, se
ubica el volcánico barro-
so en el Terciario Supe-
rior Cuaternario.
- Nombre : Wilson y García (1962)
- Potencia : 800 m.

Localización: Forman la cordillera del barroso que pasa por la esquina nor-este de la - hoja de Moquegua, representada por los volcanes Aruncane (5247 m) y Chuquimanta (5428 m).

Litología : Su composición es predominante andesítica, traquítica y traquiandesítica. Las rocas de la formación consiste en derrames intercalados con brechas de flujo piroclásticos de color gris claro, gris pardo, hasta gris oscuro.

DEPOSITOS MORRENICOS Y FLUVIOGLACIALES

Edad : Cuaternaria

Potencia : 30 m.

Localización: Están cubriendo los flancos bajos de los volcanes Arundane y Chuquimanta.

Litología : El material morrénico se compone de una mezcla heterogénea de cantos angu-

losos de rocas volcánicas en una matriz areno-arcillosa.

DEPOSITOS ALUVIALES

Edad : Cuaternario (reciente)

Potencia : 50 m.

Localización: Se desarrollan inmediatamente delante del frente andino entre los valles de Moquegua y Locumba.

Litología : Se compone de cantos redondeados, sub-angulosos y angulosos de toda clase de rocas, pero mayormente volcánicos de colores morado, pardo, negro, etc., de 5 a 30 cm. de diámetro englobados en una matriz areno-arcillosa

5.3.2 Rocas Intrusivas

En el área del cuadrángulo de Moquegua, las rocas intrusivas afloran en la parte media septentrional, principalmente a lo largo del Flanco Andino, con un desarrollo NO-SE, es decir aproximadamen-

te diagonal a la hoja.

El tamaño de los intrusivos observados y mapeados varía desde apófisis hasta stocks de dimensiones mas o menos considerables y en el paisaje los cuerpos más grandes destacan por su topografía prominente y en algunos casos por su coloración.

Se ha cartografiado los siguientes grupos de rocas intrusivas:

- a) Diorita - granodiorita
- b) Granito
- c) Monzunita cuarcífera y dacítas.
- d) Chimeneas de brecha
- e) Cuello volcánico
- f) Dique de Aplita

El orden corresponde al emplazamiento relativo de los cuerpos intrusivos.

EDAD DE LOS INTRUSIVOS MENORES

No se dispone de dataciones radiométricas de las monzonitas y dacítas que se encuentran en el área de los depósitos de Toquepala, Quellaveco y Cuajone, con

las cuales se supone genéticamente asociada la mineralización. Por sus relaciones de campo se sabe que la dacita en Toquepala así como las monzonitas de Quellaveco y Cuajone intruyen dioritas consideradas como parte del batolito andino.

La diorita que aflora en las inmediaciones de la mina de Toquepala, tiene una edad radiométrica determinada por el método K/Ar de 53 M.A. por lo tanto corresponde al Terciario Inferior; como consecuencia de esta información se asume que el pórfido dacítico sea Terciario Inferior a Medio.

5.4 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Las fallas constituyen las estructuras más importantes del cuadrángulo de Moquegua, en cambio los pliegues son muy escasos y relativamente pequeños, no vienen a ser más que leves ondulaciones que afectan a la formación Moquegua del Terciario Superior.

5.4.1 F a l l a s

Estas pueden agruparse de la siguiente forma:

a) Sistema de fallas Incapuquio

La falla en mención clasificada como de tipo transcurrente tiene desarrollo regional una traza casi recta - con dirección N 45° con una distancia de 140 km. y pasa inmediatamente al norte de Moquegua delante de los cerros Los Angeles, Estuquiña y Huarcane.

b) Falla Micalaco

Esta estructura queda a 6 ó 7 km. al norte de la falla Incapuquio es más o menos paralela a ésta y puede pertenecer al mismo sistema.

c) Fallas del área de Otoma

Entre los parajes de Otorá y Polobaya se han mapeado dos fallas paralelas de rumbo N-S que afectan las rocas del volcánico Paralaque.

d) Fallas Menores

En varias localidades de la zona se

han mapeado otras fallas, de corto recorrido. Entre las más saltantes - están:

- La falla rumbo NO que pasa a unos 2.5 km. al Oeste de Cuajone en forma transversal al valle del río Torata.
- En el mismo Valle del río Torata, a pocos km. al oeste del paraje de Ichupampa se ha mapeado otra falla - de rumbo EO y buzamiento próximo al vertical.

5.4.2 Pliegues

No se ha observado pliegues producidos por esfuerzos de compresión. Las suaves ondulaciones y flexura que muestran las capas de la formación Moquegua, del Terciario Superior, probablemente se deben a reajustes de dichos sedimentos - durante los movimientos post-orogénicos como son los reajustes del sistema de fallas Incapuquio, el levantamiento andino, etc.

CAPITULO VI

CAPITULO VI

SITUACION ACTUAL DEL AREA URBANA

6.1 CARACTERISTICAS FISICAS DEL AREA DE ESTUDIO

Considerando la población urbana correspondiente al censo nacional de población y vivienda I.N.E. 1981 y tomando como área bruta al área ocupada calculada en los planos correspondientes, se ha elaborado el Cuadro N° 6.1

CUADRO N° 6.1

CENTRO POBLADO	AREA BRUTA HAS.	POBLACION HAB.	DENSIDAD BRUTA HAB/HA.
Moquegua	255.5	22,224	87
Samegua	79.0	3,329	42
P.J. Los Angeles	8.5	163	19
Alto La Villa	37.5	119	3
		Zona	Rural
T O T A L :	343.0	25,716	75

Para la suma del total no se incluye el sector denominado Alto La Villa por ser una zona rural que está dedicada a la agricultura.

6.2 EVOLUCION DEL CRECIMIENTO URBANOCUADRO N° 6.2

AÑO	POBLACION HAB.	TASA ANUAL DE CRECIMIENTO POBLACIONAL %	AREA HA.	TASA ANUAL DE CRECIMIENTO AREA OCUPADA %
1940	5,500*	-	82.8	-
1961	8,174	1.9	116.8	1.7
1972	16,437	6.6	244.4	6.9
1981	25,716	5.1	343.0	3.8

(*) Población estimada.

Se incluye los centros poblados de Moquegua y Samegua.

Antes del año 1940 sólo existían el Centro de Moquegua y Samegua, es decir la zona antigua tradicional que ocupaban un área que representa el 24.1% del área total ocupada actualmente

A partir de 1950 y hasta 1961, debido posible-

mente al inicio de la producción de la mina Toquepala se formaron los pueblos jóvenes El Siglo y Alto Samegua, así como la zona escolar al norte de la ciudad, que ocupan un área que representa el 10% del área total actual.

Entre los años 1961 y 1972 se registró la mayor tasa de crecimiento que se tenga registrada, debido al inicio del auge pesquero en Ilo, y al inicio de la explotación de la mina de Cuajone, formándose por estos motivos los pueblos Jóvenes, San Francisco y Mariscal Nieto; además, la zona norte comienza a poblarse construyéndose ahí el Hospital, el Estadio, el Mercado. EL área que representan estos asentamientos es el 37.2% del área total actual.

A partir de 1972 hasta 1981 el crecimiento se vio influenciado por la sequía de Puno; en este período se construyó el agrupamiento FONAVI en la zona norte y terminó de asentarse el pueblo joven Alto Samegua, el área que ocupan es el 28.7% del área total actual.

Se aprecia que en el último período 1972-1981, la tasa de crecimiento poblacional (5.1%) es mayor que la tasa de crecimiento ocupada (3.8%)

aumentando por consiguiente la densidad bruta de la zona de estudio.

6.3 USO ACTUAL DEL SUELO

Como en todo asentamiento humano se aprecia - que hay áreas ocupadas para uso residencia, - salud, educación, uso comercial, parques y - plazas, campos deportivos, además de áreas para usos especiales.

CUADRO N° 6.3

TIPOLOGIA DE LA VIVIENDA	N°VIVIENDAS	%
Casa independiente	4364	85.5
Departamento en edificio	90	1.8
Vivienda en quinta	44	0.9
Vivienda en casa de vecindad	555	10.8
Vivienda improvisada	39	0.8
No construída para vivienda	13	0.2

Según el Censo I.N.E. de 1981 las áreas ocupadas con uso residencial ocupan el mayor porcentaje del área urbana. Las casas independientes con el 85.5% constituyen el mayor porcentaje, seguido por las viviendas en casa de vecindad con el 10.8%.

Las áreas ocupadas para usos especiales donde destacan mayoritariamente las destinadas para fines militares, representan un gran porcentaje del área total. Dentro de esta clasificación se encuentran los cuarteles Mariscal Nieto y Samegua, las Villas Militares, Comandancias, área de reserva en las Pampas de San Antonio.

El reflejo de la limitada actividad comercial da la escasa ocupación de áreas para uso comercial.

El uso actual del suelo de la ciudad de Moquegua se puede visualizar en el plano Uso Actual del Suelo.

6.4 DISTRIBUCION Y ESTADO DE LA VIVIENDA

De los datos de los censos de población y vivienda del I.N.E. 1972-1981, tenemos:

CUADRO N° 6.4

DISTRITO	POBLACION			VIVIENDA		
	1972	1981	FC%	1972	1981	FC%
Moguequa						
más	16320	25553	5.1	4180	5105	2.2
Samegua						

Se considera sólo la población urbana de Moguequa y Samegua, no incluye el P.J. Los Angeles ni el Alto la Villa.

En el período 1972-1981 la población urbana creció de 16320 a 25553, es decir hubo una tasa de crecimiento del 5.1% anual, sin embargo, el número de viviendas aumentó de 4180 a 5105 es decir con una tasa de crecimiento del 2.2%, que es bastante menor al crecimiento poblacional, incrementándose de este modo el déficit de viviendas.

6.4.1 Distribución de viviendas en el Area urbana

CUADRO N° 6.5

	MOQ. CENT. MAS NOR.	MOQUEGUA			SAMEGUA		TOTAL
		P.J. SAN FCO.	P.J. EL SIGLO	P.J. MCAL. NIETO	ZONA ANTI GUA	P.J. SAME GUA	
HAB.	9889	6541	2848	2946	1075	2254	25553
POBLAC.	%	25.6	11.2	11.5	4.2	8.8	100
	N°	1276	593	606	192	393	5105
VIVIEN.	%	25.0	11.6	11.9	3.8	7.7	100
	N°	1387	638	635	204	414	5562
HOGARES	%	25.9	11.9	11.8	3.8	7.7	100
RELACION							
HA/VIVIENDA	4.8	5.1	4.8	4.9	5.6	5.7	5.0

Datos del Censo de población y vivienda del I.N.E. para el año de 1981.

6.4.2 Estado de las viviendas

Para saber el estado en que se encuentran las viviendas del área urbana en estudio se ha hecho una inspección visual de éstas observando el material con que han sido construídas, el criterio estructural empleado, así como el tiempo de uso que tienen y su estado de conservación.

Zona Central de Moquegua

Es la zona antigua y tradicional donde se realizó el asentamiento original, por consiguiente tiene un uso residencial consolidado. Debido principalmente a la antigüedad, el estado de las viviendas no es óptimo. Un análisis más pormenorizado de esta zona lo hacemos al desarrollar el estado de la Zona Monumental (6.6).

Zona Norte de la ciudad

Es un área en pleno proceso de consolidación con construcciones realizadas en su mayoría con albañilería de arcilla - elementos de concreto armado de refuerzo (vigas y columnas). En esta zona -

destacan la Urbanización Santa Catalina y el programa de viviendas FONAVI, este sector evidencia estratificación social del espacio.

El estado de las viviendas en esta zona es bueno, tanto por el tipo de material usado, así como el sistema estructural empleado, además de ser en su mayoría construcción de corto tiempo de -
construidas.

Pueblos Jóvenes San Francisco, El Siglo, Mariscal Nieto.

Con excepción del pueblo joven El Siglo, el asentamiento humano en estas zonas aún no está consolidado totalmente. Las construcciones son recientes y están hechas de adobe como material predominante. El trazado urbano es irregular como consecuencia de la topografía accidentada. Debido al material usado en las construcciones y al no haberse dado asesoramiento técnico en el proceso constructivo el estado de las viviendas no es bueno.

Zona Antigua de Samegua

El uso residencial en este sector está integrado con huertas, las viviendas - existentes son de tipo tradicional con predominio del adobe como material - constitutivo, el estado de las viviendas es regular debido a la antigüedad.

Pueblo Joven Alto Samegua

Zona de uso residencial en proceso de consolidación.

Construcciones realizadas con adobe como material predominante el trazado es regular pese a la topografía. El estado de las viviendas es regular pero se podría mejorar con asesoramiento técnico.

Se puede observar que para apreciar el estado de las viviendas se ha analizado por grupos, esto es debido al material que predominaba en estos grupos - así como el estado de consolidación en que se encontraban.

6.5 SITUACION ACTUAL Y POSIBLES NIVELES DE SATURACION

Para realizar un estudio más exacto se ha dividido el área urbana en zonas que se pueden considerar homogéneas respecto a la densidad (hab/Há) que tienen; además esta división no sólo nos permite calcular la densidad actual de cada zona, sino que como la tendencia de concentración de población es la misma en cada una de ellas se puede proyectar cual será la capacidad de saturación de estas según las condiciones sociales y necesidades de espacio que tengan.

Los valores para determinar la situación actual son tomados del censo de población y vivienda del I.N.E. para el año de 1981. Con estos datos y con los estimados para la población de saturación conformamos el Cuadro N° 6.6.

CUADRO N° 6.6

SITUACION ACTUAL Y POSIBLES NIVELES DE SATURACION

SECTOR/ZONA	AREA BRUTA		SITUACION ACTUAL		POSIBILIDAD SATURAC.	
	Hás.	Hab.	POBLACION	DENSIDAD BRUTA Hab/Há	DENSIDAD BRUTA Hab/Há.	POBLACION (Hab)

MOQUEGUA ZONA

CENTRAL, que comprende:

P.J. El Siglo	169.5	20,438	121	125	21,188
---------------	-------	--------	-----	-----	--------

P.J. Mcal. Nieto

P.J. San Fco.

Area Urbana Tradicional.

MOQUEGUA ZONA

NORTE, que comprende:

Urb. Sta.Catalina	86.0	1,786	20	85	7,310
-------------------	------	-------	----	----	-------

FONAVI

CUADRO N° 6.6 : Continuación

SAMEGUA, que comprende:						
Samegua	79.0	3,329	42	110		8,690
P.J. Alto Sam.						
LOS ANGELES, que comprende:						
P.J. Los Angeles	8.5	163	19	60		510
ALTO LA VILLA que comprende:						
Alto La Villa	37.5	119			ZONA RURAL	
Aeropuerto						
TOTAL						
MOQUEGUA URBANO	343.0	25,716	75	110		37,698

El resultado final nos indica que el área urbana de Moquegua tiene como posibilidad de saturación los 37,698 habitantes que nos daría una densidad bruta de 110 hab/Há.

Usando la tasa de crecimiento de la población urbana (cuadro 3.1) del período 1972-1981 en la actualidad deben de haber 31,188 habitantes y la población de saturación será alcanzada en el año de 1989.

Ver Plano Situación Actual y Posibles Niveles de Saturación.

6.6 ESTADO DE LA ZONA MONUMENTAL

La zona céntrica de la ciudad de Moquegua que es la más antigua y tradicional ha sido declarada por el Instituto Nacional de Cultura como "ZONA MONUMENTAL" teniendo así este Instituto la facultad de controlar las construcciones y modificaciones de viviendas que se hagan en esta zona. Entonces como la construcción de nuevas viviendas va a estar restringida se tiene que hacer un análisis pormenorizado del estado de las viviendas ahí construidas para conservarlas pero en forma segura.

Es por este motivo que se ha hecho un recorrido por la zona monumental realizando una cuidadosa inspección de las viviendas para determinar el material con el que han sido construidas, el número de pisos de que constan y principalmente el estado en que se encuentran.

La zona Monumental está constituida por 45 manzanas y un total de 1085 viviendas construidas con las siguientes características.

CUADRO N° 6.7

MATERIAL DE CONSTRUCCION

ZONA SECTOR	MATERIAL				TOTAL
	LADRILLO		ADOBE		
	N°	%	N°	%	
Zona Monumental	280	25.8	805	74.2	1085

Para tener una idea visual del tipo de material de construcción en la zona monumental que se ha detallado en el cuadro 6.7. Ver plano Zona Monumental.

CUADRO N° 6.8

SECTOR ZONA	ALTURA DE LA VIVIENDA N° DE PISOS								TOTAL
	1 PISO		2 PISOS		3 PISOS		4 PISOS		
	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%	
Zona Mo- numental	864	79.6	196	18.3	21	1.9	2	0.2	1085

La representación gráfica de los resultados del Cuadro N° 6.8 están en el plano Zona Monumental.

CUADRO N° 6.9

SECTOR ZONA	ESTADO DE LAS VIVIENDAS						TOTAL
	BUENO		REGULAR		MALO		
	N°	%	N°	%	N°	%	
Zona Mo- numental	228	21.0	375	34.6	482	44.4	1085

Otro plano de la zona monumental, nos representa los resultados del Cuadro N° 6.9.

Los valores de los cuadros Nros. 6.7, 6.8 y 6.9 han sido observados en el mes de Agosto - del año en curso, por lo tanto son reales y - representan el estado actual de la Zona Monumental.

Se ha dicho que la zona monumental es la zona céntrica, antigua y tradicional, ésto es debido a que en esta zona se realizó el asentamiento original de la ciudad estando en la actualidad consolidado. La construcción típica de Moquegua usa como material el adobe, tiene como característica su techo tipo Mojinete (a dos aguas).

Los valores que son necesarios de resaltar del estudio de las viviendas de la zona monumental son:

- Aproximadamente el 80% de las viviendas son de 1 piso.
- El 75% de estas construcciones tienen como material constitutivo el adobe.
- El 44% de las viviendas están en mal estado y el 35% se encuentran en estado regular.

6.7 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Del desarrollo del punto anterior, estado de la Zona Monumental (6.6) se sabe que el 80% de las viviendas se encuentran en regular y mal estado; esta alarmante realidad es debido principalmente a la antigüedad de las viviendas en esta zona particularmente, pero también se debe a que la técnica constructiva tradicional utilizada en las construcciones de adobe de la zona monumental, se ha perdido y se la utiliza en forma empírica y sin asistencia técnica.

Las viviendas construidas de albañilería de ladrillo, por contar generalmente con el control de un ingeniero no representan mayor problema por su estado, pero las viviendas construidas con adobe que como se ha visto anteriormente en la zona monumental representan el 75% del total de las construcciones y que además por el nivel socio-económico de la población es previsible se continuará con su uso como material predominante en la construcción de viviendas, si merece un análisis de su técnica constructiva.

Los defectos que se han podido observar en las construcciones de adobe son:

- Falta de elementos de amarre a nivel del techo ya sea collarín de madera o viga collar de otro material.
- Asentado de los adobes realizado en forma defectuosa, observándose en algunos casos juntas verticales continuas que representarían zonas de falla en caso de movimientos sísmicos.
- Viviendas de adobe de más de 1 piso con la consecuente excesiva altura de los muros.
- Dimensionamiento incorrecto de los muros, - poco espesor y excesivo largo y alto.
- Los vanos de las puertas y ventanas son de mucho tamaño para construcciones de adobe, además ubicación de estos vanos muy cerca a las esquinas, así como deficiente empotramiento de los dinteles.
- Falta de simetría en planta.

Las recomendaciones para una buena construcción con adobe, se derivan en su mayoría de lo opuesto de los defectos que hemos señalado.

Recomendaciones básicas para una construcción segura con adobe tradicional.

- Deben ser en lo posible de un solo piso.
- Emplear refuerzos horizontales (viga collar)
- Muros bajos, máximo 8 veces su espesor.
- Vanos de puertas y ventanas chicos y alejados a 1.00 de las esquinas.
- Usar cimiento y sobrecimiento.
- Adobe de buena calidad y de poca altura.
- Largo máximo de muros 10 veces su espesor.
- Muros con buenos amarres.
- Encuentros de muros a escuadra, evitar ochavos.
- Juntas verticales alternadas
- La cimentación en terrenos con pendiente, es recomendable hacerla sobre plataformas en corte, para que los muros tengan alturas uniformes.

CAPITULO VII

CAPITULO VII

ANALISIS DE LAS AREAS DE EXPANSION

7.1 GENERALIDADES

En los capítulos precedentes se ha analizado las condiciones locales de Moquegua y la situación actual del área urbana; el desarrollo de estos capítulos no ha permitido conocer la realidad concerniente al tema de nuestro interés de la ciudad de Moquegua en estudio.

De este conocimiento se puede inferir que la existencia de problemas y peligros son debidos principalmente al crecimiento desordenado y no controlado de la ciudad.

Estos problemas y peligros pueden estar ya presentes en la vida diaria o pueden presentarse con la ocurrencia de un eventual desastre natural.

Al considerar una serie de factores en el estudio de las alternativas de expansión se puede reducir drásticamente estos problemas y peligros y hacer que los nuevos asentamientos humanos lleven una vida más ordenada, cómoda y principalmente más segura.

7.2 FACTORES A CONSIDERAR EN LA ELECCION DE AREAS DE EXPANSION

Se va a plantear los factores que son necesarios para realizar una buena elección; esta elección se realiza priorizando algunos factores según su importancia.

Estos factores pueden ser:

7.2.1 Factores Ffsicos

Topograffa

La topograffa puede ser plana, con pendientes, ondulada, con depresiones, - etc.

En caso que se construya en zonas con pendientes pronunciadas, la influencia de este factor es notable, porque crea condiciones desfavorables a la estabilidad del suelo, tanto en condiciones

normales como cuando se producen sismos; por este motivo resulta más seguro construir en terrenos llanos o relativamente llanos que con pendiente.

Suelos

Las características de las ondas sísmicas durante su trayectoria, se ven influidas por las condiciones del medio en el cual se propagan en este caso el suelo.

De tal forma influye el suelo que frecuentemente los factores relacionados con el mecanismo de falla, tienen poca influencia en las características de las ondas en la última etapa de su trayectoria, comparándose con la influencia de las condiciones locales del suelo.

Según lo expuesto puede distinguirse dos maneras de comportamiento dinámico de los suelos.

- Cuando los suelos son relativamente compactos o compactos, las vibraciones sísmicas se transmiten con amplifica-

ciones o atenuaciones, pero no se originan deformaciones locales ni pérdidas de resistencia de importancia.

Los suelos transmiten esfuerzos a la estructura pero sin daños directos - en su cimentación.

Por lo tanto, el suelo se puede considerar estable por sus condiciones de resistencia y el problema consistiría en evaluar las oscilaciones que el suelo transmite a la estructura e impartir a esta última una adecuada resistencia respecto a las cargas dinámicas horizontales.

- Cuando los suelos por el contrario se encuentran en estado suelto o muy suelto y eventualmente se sature de agua, el problema es mayor. En estas circunstancias por efecto de las vibraciones sísmicas se puede originar en el suelo de cimentación una pérdida de resistencia al cortante, en forma parcial o total, o pueden ocurrir, importantes densificaciones del suelo que se manifiestan por grandes asentamientos.

mientos diferenciales, fisuraciones, etc. El suelo en este caso se considera inestable para la cimentación y el problema sería evaluar el potencial de colapso del suelo bajo la acción de un sismo esperado.

El suelo de la ciudad de Moquegua como el de sus alrededores donde se ubican las posibles áreas de expansión no presenta diferencias de consideración en sus características de compacidad y consistencia pudiendo considerarlos como homogéneos, por lo tanto, a pesar de la importancia de este factor no será prioritario para la elección, pero se realizará un posterior estudio de suelos de la zona elegida.

Seguridad

La combinación de los estudios geológicos y los datos topográficos son de utilidad para considerar la posibilidad de amenaza de ocurrencia de fenómenos de geodinámica externa como deslizamientos, huaycos, inundaciones, etc.

Uso del suelo

Es necesario saber el uso que se le está dando al suelo, para así no utilizar terrenos de uso agrícola que en el medio son tan escasos y costosos de irrigar.

Se debe en lo posible considerar terrenos eriazos a los que posteriormente se evalúe según los otros factores.

Accesibilidad

Se deben ubicar terrenos que sean fácilmente accesibles y puedan mantener estrecha relación con los asentamientos humanos ya consolidados.

Factibilidad de servicios

Si de por sí la dotación de servicios es deficiente y se realiza en forma lenta en nuestro medio, mal se haría escogiendo áreas que por su ubicación o lejanía aumente la dificultad para dotarlas de servicios.

Micro clima

La consideración de este factor redundará en un desarrollo más cómodo del futuro asentamiento humano.

7.2.2 Factores Legales

En este sentido se debe tener en cuenta quién es el propietario de los terrenos así como quién los usufructúa; porque se pueden presentar problemas si el área es zona militar, reserva arqueológica o propiedad privada.

7.2.3 Factores económicos

La influencia de este factor está dada principalmente por los costos de habilitación urbana; porque se sabe que muchas veces el factor económico es un factor determinante para realizar la elección.

7.2.4 Factores sociales

Los factores sociales están representados por el uso social del espacio y la demanda.

El uso social del espacio está dado generalmente por los excedentes de los asentamientos humanos aledaños al área de estudio.

En cambio, la demanda de una determinada área se dá como consecuencia de una evaluación apresurada y no especializada - que realiza la misma población presionada por la necesidad. El propósito de este estudio es orientar y dirigir a la población al uso del mejor emplazamiento.

7.3 ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS

Se han considerado 8 áreas situadas en los alrededores de la ciudad de Moquegua, para ser evaluadas según los factores anteriormente desarrollados.

La ubicación de estas áreas se pueden observar en el plano "Alternativas de expansión".

Evaluación de alternativas de expansión

AREA N° 1 :

Aspectos físicos

Topografía.- Ondulada y con depresiones.

Seguridad .- Topografía accidentada hace algunas zonas inestables.

Uso del suelo.- Eriazo.

Accesibilidad.- Fácil por la vfa a Ilo.

Factibilidad de servicios.- Limitación que da su topografía.

Micro clima.- Ventoso

Aspectos legales

Tenencia.- Propiedad del Estado.

Usufructo.- Militares.

Aspectos económicos

Costo de habilitación.- Alto por topografía accidentada.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Excedentes de PP.JJ.

Demanda.- Restringida de PP.JJs.

AREA N° 2

Aspectos Físicos

Topografía.- Plana con ligera pendiente.

Seguridad.- En caso de funcionamiento del aeropuerto la zona es peligrosa.

Uso del suelo.- Agrícola.

Accesibilidad.- Fácil, vfa circunvalación.

Factibilidad de servicios.- Sin limitaciones graves.

Microclima.- Agradable.

Aspectos Legales

Tenencia.- Propiedad privada.

Usufructo.- Pequeños agricultores.

Aspectos económicos.

Costo inicial del terreno.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Expansión zona norte

Demanda.- No tiene demanda.

AREA N° 3:

Aspectos físicos

Topografía.- Plana

Seguridad.- En caso de funcionamiento del aero

puerto la zona es peligrosa.

Uso del suelo.- Agrícola.

Accesibilidad.- Fácil, vía al aeropuerto.

Factibilidad de servicios.- Limitación en abas-
tecimiento de agua.

Micro clima.- Agradable.

Aspectos legales

Tenencia.- Propiedad privada

Usufructo.- Pequeños agricultores.

Aspectos económicos

Costo inicial el terreno.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Expansión zona norte.

Demanda.- Restringida uso individual.

AREA N° 4:

Aspectos físicos

Topografía.- Sin mayores accidentes.

Seguridad.- Posible tormentera.

Uso del suelo.- Agrícola

Accesibilidad.- Fácil vía circunvalación.

Factibilidad de servicios.- Sin problemas.

Micro clima.- Agradable

Aspectos legales

Tenencia.- Propiedad privada

Usufructo.- Pequeños agricultores.

Aspectos económicos

Costo inicial del terreno.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Zona de expansión nor
te.

Demanda.- Poca demanda.

AREA N° 5 :

Aspectos físicos

Topografía.- Plana

Seguridad.- No presenta problemas

Uso del suelo.- Eriazo

Accesibilidad.- Vía a Toquepala.

Factibilidad de servicios.- Limitado por le-
janfa.

Micro clima.- Sin protección de vientos.

Aspectos Legales

Tenencia.- Reserva arqueológica

Usufructo.- Libre

Aspectos económicos

Tendido de redes muy costoso.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Excedentes de PPs.JJs.

Demanda.- Sin demanda.

AREA N° 6

Aspectos físicos

Topografía.- Ondulado

Seguridad.- Posible inestabilidad de taludes.

Uso del suelo.- Eriazo.

Accesibilidad.- Fácil, vía a Samegua.

Factibilidad de servicios.- Disponible redes
cerca.

Micro clima.- Medianamente ventoso.

Aspectos legales

Tenencia.- Propiedad del Estado.

Usufructo.- Libre salvo algunas granjas.

Aspectos económicos

Costo inicial del terreno y movimiento de tierras.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Excedentes PPs.JJs.
Demanda.- Intensa.

AREA N° 7 :

Aspectos físicos

Topografía.- Ligera pendiente.
Seguridad.- Sin problema.
Uso del suelo.- Agrícola.
Accesibilidad.- Fácil, vfa a Samegua.
Factibilidad de servicios.- Redes cercanas.
Microclima.- Bueno.

Aspectos legales

Tenencia .- Propiedad del Estado.
Usufructo.- Pequeños agricultores.

Aspectos económicos

Costo inicial del terreno.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Expansión de Same -
gua.

Demanda.- Sin demanda.

AREA N° 8 :

Aspectos físicos

Topografía.- Ligera pendiente.

Seguridad.- Evaluar el peligro que presenta la
posible torrentera.

Uso del suelo.- Eriazo.

Accesibilidad.- Fácil, vía a Samegua y carretera
a Toquepala.

Factividad de servicios.- Disponibilidad de
redes cercanas.

Micro 'clima.- Vientos ligeros.

Aspectos legales

Tenencia.- Propiedad del Estado.

Usufructo.- Libre

Aspectos económicos

Costo del canal de encauce de la torrentera y
costo inicial del terreno.

Aspectos sociales

Uso social del espacio.- Excedentes de PPs.JJs.

Demanda.- Intensa.

7.4 SELECCION DE AREAS

De la evaluación de factores realizada se puede destacar lo siguiente:

- La habilitación urbana en el área 1 sería demasiado costosa por su topografía accidentada, además las depresiones y pendientes pronunciadas de algunos sectores los hacen inestables.
- Las áreas 2 y 3 son terrenos cultivados por lo tanto los futuros asentamientos humanos no se deben orientar a esas dos áreas.
- Las áreas 4 y 7 son terrenos cultivados a los que debe darse un uso apropiado porque su ubicación representa el límite para que el crecimiento urbano no ocupe las áreas agrícolas que allí comienzan.
- El área 5 a pesar del relativo alto costo del tendido de redes para la habilitación urbana, representa un buen área de expansión

por ese motivo debe calcularse el valor arqueológico real que posee para saber si es posible su uso para fines de habilitación en el futuro.

- Las áreas 6 y 8 por ser terrenos eriazos, - que después de analizar los diferentes factores aparentemente no presentan problemas graves, serán estudiadas detalladamente para saber si es factible su utilización como zonas de expansión. Además, por encontrarse, estas áreas en medio de dos centros poblados (Moquegua y Samegua) los excedentes de población originan en ellas una demanda intensa

Estas áreas tienen un área útil de 80 Hás. 20 Hás, el área N° 8 y 60 Hás. el área N° 6.

CAPITULO VIII

CAPITULO VIII

ESTUDIO DE LAS CONDICIONES LOCALES DEL SUELO

8.1 GENERALIDADES

El presente capítulo está referido principalmente al estudio de mecánica de suelos del área de expansión N° 6, que según el análisis del capítulo anterior es la que debe usarse prioritariamente en el futuro.

No obstante que para el diseño de edificaciones de hasta cuatro pisos, que vienen a ser las construcciones más importantes y que escasamente se dan en la zona de estudio, no es indispensable tener los valores dados por una investigación de dinámica de suelos, en este capítulo después de realizar el estudio de mecánica de suelos tendiente a determinar las características de compacidad, resisten -

cia y humedad del suelo subyacente, se hace un breve desarrollo de la influencia que tendría el comportamiento dinámico en las características del suelo. De esta forma sabremos cual es la variación que tendrá la resistencia del suelo y en qué forma variará su estabilidad en caso de ocurrir un movimiento sísmico.

Además, por las características físicas y mecánicas propias del suelo, profundidad de los estratos y posición de la napa freática, se podrá determinar la interacción suelo-estructura.

8.2 DESCRIPCION DE LAS INVESTIGACIONES REALIZADAS

8.2.1 Trabajo de campo

La exploración de los suelo del área en estudio se realizó practicando una serie de sondeos como pozos a cielo abierto (Calicatas), ubicados convenientemente y de tal forma que representen las características del suelo subyacente de toda el área.

Tanto la inspección de las excavaciones como la observación de cortes realizados en la construcción de una trocha de acceso al área, indicaban que el suelo en toda su extensión presentaba características aproximadamente homogéneas, por tal motivo el presente estudio detalla sólo los resultados de 4 calicatas ubicadas adecuadamente, que se complementan con los resultados de otras dos excavaciones (que se hicieron para analizar la estabilidad de un talud adyacente al área) que nos permiten observar las condiciones del suelo en forma cualitativa, la información que aquí se obtuvo así como los perfiles estratigráficos resultantes se encuentran en el Anexo 1. Además, en cada calicata se realizó una prueba de densidad "in situ" para cada estrato representativo y se obtuvieron muestras para un posterior análisis de laboratorio.

Las características friccionantes de los suelos encontrados no hacen posible la obtención de muestras inalteradas, por lo tanto, el comportamiento del sue

lo en cuanto a su compacidad y resistencia será hallada mediante su densidad relativa.

8.2.2 Pruebas de Laboratorio

Con el fin de hallar la capacidad portante de los suelos y clasificar las muestras según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Análisis granulométrico por tamizado Norma ASTM D422.
- Límites de consistencia para la fracción de muestra que pasa la Malla N° 40.
 - Límite líquido Norma ASTM D423-39
 - Límite plástico " " D424-39
 - Contenido de -
 - humedad " " D2216-63T

La densidad relativa nos permite evaluar el estado de compacidad de los suelos friccionantes (de baja cohesión) de la zona. Ella puede presentarse como un porcentaje y expresada analíticamente en función de la relación de vacíos-

del suelo, pero por razones prácticas podemos usar la siguiente expresión - que nos dá la Densidad relativa en función de las densidades máxima, mínima y natural:

$$D_r = \frac{\gamma_{max} (\gamma_d - \gamma_{min}) \times 100}{\gamma_d (\gamma_{max} - \gamma_{min})} \quad (8.1)$$

Donde:

γ_{max} = densidad seca máxima obtenida en laboratorio para la fracción de suelo que pasa la malla 3/4, hallada por el método de impacto (Proctor modificado Norma ASTM D698-70).

γ_{min} = densidad mínima seca obtenida en el laboratorio para la fracción de suelo que pasa la malla 3/4, que es el peso volumétrico resultado de rociar el suelo de una altura mínima en caída uniforme.

γ_d = densidad natural seca, hallada "in situ" para la fracción del suelo que pasa la malla -

3/4, empleando el método del cono de arena Norma ASTM 1556.

8.3 ANALISIS DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

De los resultados obtenidos del trabajo de campo se establece que la estratigrafía del suelo en esta área de expansión (N° 6) es uniforme; encontrándose a lo largo de toda el área un estrato superficial con un grosor entre 0.30 m. y 0.60 m. de material en estado suelto de color beige oscuro compuesto por arenas limosas con bajo porcentaje de arcilla siendo en general un material ligeramente plástico (SM,SC).

Pasando esta etapa, se encuentra un material que varía gradualmente de estado medianamente compacto a estado compacto formado de una mezcla de gravas, arenas, limos, arcillas en poca cantidad; el material presenta un color gris claro y contiene gravilla, grava y piedra de 1" a 10" de diámetro efectivo (GW - GM - GC).

Este estrato se mantiene uniforme en toda la profundidad de las excavaciones en los cortes

en zonas aledañas y en toda la altura del talud adyacente que es de 25 m.

Del estudio geológico se supone que el estrato tiene una potencia aproximada de 50 m. Con referencia a la humedad del terreno se puede decir que ésta es mínima porque es de aproximadamente 3%, encontrándose la zona muy por encima de la napa freática.

El Cuadro N° 8.1 presenta un resumen de los ensayos de laboratorio realizados. Los formatos de datos y cálculos efectuados así como los detalles del perfil estratigráfico se encuentran en el Anexo N° 1.

8.4 ANALISIS DE RESISTENCIA Y ESTABILIDAD ESTÁTICA DEL SUELO

El objeto de un análisis estático de suelos como el que se ha realizado es el de calcular la capacidad de carga del suelo, es decir evaluar la carga de hundimiento o rotura que nos sirva para transmitir en la forma más adecuada las cargas de las superestructuras hacia el suelo; sin que se produzca una falla por cor-

CUADRO N° 8.1

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

MUESTRA	% PASA LA MA- LLA 200	H.N.	L.L.	L.P.	I.P.	Cu	Ce	CLASIF. SUCS
P1-M1	19	3.07	32.6	24.9	7.7	60	0.1	SM
P1-M2	6	3.05	25.0	17.3	7.7	64	1.1	GW-GC
P2-M1	15	3.02	32.9	21.6	11.3	130	0.1	SC
P2-M2	6	2.84	22.0	15.2	6.8	108	1.9	GW-GC-GM
P3-M1	17	3.20	34.5	24.6	9.9	235	1.7	SM
P3-M2	7	3.50	23.6	17.2	6.4	67	1.8	GW-GM-GC
P4-M1	13	2.70	31.1	25.3	5.8	58	0.3	SM
P4-M2	5	3.70	25.7	18.9	6.8	75	1.2	GW-Gm

L.L. = Límite líquido

L.P. = Límite plástico

I.P. = Índice de plasticidad

H.N. = Humedad natural (%)

C_u = Coeficiente de Uniformidad

C_c = Coeficiente de contracción

M1 = De 0 a 0.6 m.

M2 = Más de 0.6 m.

te, ni asentamientos excesivos que podrían dañar la estructura.

Tanto por la cimentación superficial que se usa como por las características del suelo de la zona de estudio, obtenidas del análisis del perfil estratigráfico, se va a evaluar la capacidad de carga utilizando la teoría desarrollada de Terzaghi que es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo; además se verificará los valores calculados usando la teoría de Balla que es la que más se aproxima a los resultados experimentales cuando se trata de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos como el nuestro.

Ambas teorías consideran que las características de resistencia y deformación en el suelo de cimentación bajo condiciones de carga estática, están en función de la compacidad, humedad y resistencia al cortante.

Las teorías usan una solución matemática que reemplaza el suelo real con un material plástico ideal al cual se le asignan los parámetros de corte C y ϕ

Para el suelo granular de la zona ($C = 0$) la capacidad de carga depende sólo del ángulo de fricción interna ϕ ; y este a su vez depende de la densidad relativa y la naturaleza de los granos.

A continuación se presentan dos formas para calcular ϕ en función de la Dr.

RELACIONES ENTRE Dr Y ϕ

CUADRO N°8.2

DENSIDAD RELATIVA %	DENOMINACION	ANGULO DE FRICCION INTERNA	
		-DEL 5% PASA LA MALLA 200	+DEL 5% PASA LA MALLA 200
0 - 15	Muy suelta	Menos de 29	Menos de 27
15 - 35	Suelta	29 - 33	27 - 30
35 - 65	Media	33 - 41	30 - 35
65 - 85	Compacta	41 - 46	35 - 38
85 - 100	Muy compacta	Más de 46	Más de 38

Por otro lado Meyerhoff sostiene:

$$\phi = 25 + (0.10)(Dr) \text{ Si más del 5\% pasa la Malla 200} \quad (8.2)$$

$$\phi = 25 + (0.15)(Dr.) \text{ Si menos del 5\% pasa la Malla 200} \quad (8.3)$$

Cuadro N° 8.3

POZO	PROFUNDIDAD		γ_c	γ_{min}	$\gamma_{m\acute{a}x.}$	D.R.%	ϕ
	ESTRATO	M.					
P1	1	Hasta 0.6 m.	1.69	1.45	1.98	53.1	30°
	2	Desde 0.6 m.	2.07	1.68	2.12	90.6	35°
P2	1	Hasta 0.6 m.	1.72	1.52	2.01	47.8	30°
	2	Desde 0.6 m.	2.02	1.69	2.07	88.9	35°
P3	1	Hasta 0.6 m.	1.66	1.49	1.91	46.6	30°
	2	Desde 0.6 m.	2.01	1.69	2.08	84.0	35°
P4	1	Hasta 0.6 m.	1.71	1.51	1.95	51.8	30°
	2	Desde 0.6 m.	2.08	1.70	2.12	92.2	35°

Conocidas las dos relaciones entre D_r y ϕ podemos ahora haciendo un uso balanceado de ellas determinar los ángulos de fricción interna para las diferentes densidades relativas del suelo que varían según el estrato. De esta forma se encuentra que el ángulo de fricción interna ϕ es de 30° para el estrato superior y de 35° para el estrato inferior ($D_f > 0.6$ m) que es donde se apoyarán las cimentaciones.

TEORIA DE TERZAGHI

De acuerdo a la teoría de Terzaghi la presión máxima (q_c) que puede darse a un cimiento por unidad de longitud antes que falle a la rotura por corte general es:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (8.4)$$

Terzaghi llega a la expresión (8.4) basándose en los estudios de Prandtl y realizando las siguientes suposiciones:

- Se resuelve el caso de zapatas largas.
- Desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la base de la cimentación.
- El suelo situado encima de la cota de fundación se reemplaza por una sobrecarga unitaria igual a γD_f .

- El suelo situado dentro de la cuña permanece en estado elástico.
- La cuña penetrará en el suelo sólo cuando la presión en los lados alcance la presión pasiva del suelo adyacente.

Para la aplicación de la expresión (8.4) debemos saber que:

B = ancho de la faja cargada

D_f = profundidad del cimiento

γ = peso unitario del suelo

N_c , N_q y N_γ son los "factores de capacidad de carga". Coeficientes adimensionales propuestos por Terzaghi que dependen solo del valor de " ϕ " y se encuentran en un gráfico.

Para prevenir en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos la falla denominada "local" se debe hacer:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad \text{Tg } \phi' = \frac{2}{3} \text{ Tg } \phi$$

y tomar N'_c , N'_q y N'_γ como "factores de capacidad de carga".

Para zapatas cuadradas Terzaghi propuso una modificación a la expresión fundamental, basada en resultados experimentales:

$$q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (8.5)$$

TEORIA DE BALLA

Con esta teoría vamos a verificar los valores hallados aplicando la teoría de Terzaghi, por ser en la actualidad la que más se aproxima a los resultados experimentales en suelos no cohesivos.

La ecuación de Balla considera la profundidad de la zapata, así como la resistencia al corte desarrollada a lo largo de toda la superficie de falla, resultando una expresión cuya solución general es muy complicada, pero con la ayuda de la computación electrónica esta solución se da en gráficos.

La expresión de la máxima presión admisible tiene la misma forma que la expresión de Terzaghi.

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + b \gamma N_\gamma \quad (8.6)$$

Variando sólo los factores de capacidad de carga que se hallan de la siguiente manera:

- Se determina la relación D_f/b y $C/\gamma b$ donde $b = B/2$
- Usando D/b , $C/\gamma b$ y ϕ por intermedio de unos gráficos hallamos el factor " ρ "
- Con los valores de " ρ " y " ϕ " entramos a otros gráficos para hallar los factores de capacidad de carga a usar.

La teoría de Balla debe usarse para cimentaciones superficiales ($D_f < 1.5B$). Se basa en una zapata larga, pudiéndose usar como factor de corrección de forma a la unidad sin cometer mayor error.

Capacidad portante del área en estudio

Partiendo de la premisa de que todas las cimentaciones van a estar apoyadas en el 2° estrato, es decir que la profundidad de cimentación (D_f) sea mayor de 0.6m., el suelo tiene las siguientes características:

$$\gamma_c = 2,000 \text{ kg/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\phi = 35^\circ$$

Entonces la capacidad admisible quedarfa en función de "B", "Df" y del factor de seguridad que se le dé. Al ser "B" y "Df" medidas de la geometría de la cimentación, dependen del tipo de estructura que en ella se apoya, por tal motivo se calculará la capacidad por tante para dos tipos de cimentación.

1° Tipo de Cimentación

Es el tipo de cimentación más usada, corresponde a muros portantes o zapatas pequeñas - de viviendas de 1 ó 2 pisos.

Para realizar un un predimensionamiento de la cimentación suponemos que la capacidad portan te admisible (q_a) es de 2.00 kg/cm^2 .

Una vivienda de dos pisos apoyada sobre muros portantes ejerce una carga de 10 ton. por metro lineal, entonces para no exceder el valor de q_a se necesita una franja cargada (B) de 0.5 m.

En caso de construirse la vivienda de dos pisos con un sistema aporticado cada columna trans mitirá 28 ton. al terreno, por lo tanto para - no exceder la capacidad admisible, la zapata

cuadrada deberá tener una base de 1.2 m. de lado.

Para aplicar la teoría de K. Terzaghi y hallar la capacidad última de carga, se tiene que:

$$Sf : c = 0 \quad \phi = 35^\circ$$

$$\text{Entonces: } Nq = 43 \quad N_\gamma = 42$$

Además considerando un factor de seguridad , de 3 se tiene:

CIMIENTO CORRIDO

Las medidas comunes de este tipo de cimentación son:

$$Df = 0.8 \text{ m.} \quad B = 0.6 \text{ m.}$$

Reemplazando estos valores en la expresión - de Terzaghi que nos da la capacidad portante tenemos:

$$q_c = 9.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad q_a = 3.1 \text{ kg/cm}^2$$

q_a es mayor que la capacidad portante su - puesta en el predimensionamiento.

ZAPATAS CUADRADAS

Considerando:

$$D_f = 1.0 \quad B = 1.0 \text{ m.}$$

Entonces:

$$q_c = 11.96 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad q_a = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

q_a es mayor que la capacidad portante supuesta en el predimensionamiento.

Por ser la teoría de Balla la que más se aproxima a los resultados experimentales, a continuación hallaremos la capacidad última usando esta teoría y luego calcularemos el factor de seguridad si se emplea la capacidad de carga admisible hallada empleando la teoría de Terzaghi.

Cimiento Corrido

Para la aplicación de la expresión de Balla - se tiene:

$$D_f = 0.8 \text{ m} \quad \text{y} \quad b = 0.3 \text{ m}$$

$$D_f/b = 2.6 \quad c/b = 0$$

Entonces:

$$\rho = 4.8, \quad N_q = 37, \quad N_\gamma = 160$$

Por lo tanto:

$$q_c = 15.5 \text{ kg/cm}^2$$

Para que el "qa" sea de 3.1 kg/cm^2 (hallado aplicando Terzaghi) el factor de seguridad debe ser "5"

Zapatas cuadradas

Las medidas son:

$$Df = 1.0 \text{ m}, \quad b = 0.5 \text{ m.}$$

$$Df/b = 2, \quad c/b = 0$$

Entonces:

$$\rho = 4.7, \quad Nq = 36, \quad Ny = 150$$

Por lo tanto: $qc = 22.2 \text{ kg/cm}^2$

Para que el "qa" sea 4.0 kg/cm^2 el factor de seguridad debe ser "5.5"

2° Tipo de cimentación

Considera cimientos para viviendas de 3 ó 4 pisos, sean estos muros portantes o zapatas de sistemas aporticados.

Suponemos que la capacidad admisible del terreno es de 3.0 kg/cm^2 para este tipo de cimentación.

Una vivienda de 4 pisos apoyada sobre muros portantes ejerce una carga de 18 Ton. por metro lineal, entonces para no exceder el valor

de "qa" se necesita una franja cargada mayor de 0.6 m.

Para el caso de una vivienda apoyada en zapatas que (sea de cuatro pisos) transmite un peso de 55 Ton. aproximadamente se necesita una zapata de lado no menor de 1.35 m.

Aplicando la teoría de Terzaghi con los mismos valores de "Nq" y "Ny" dados para el anterior tipo de cimentación se tiene:

$$N_q = 43 \quad N_y = 42$$

CIMIENTO CORRIDO

Usando las siguientes dimensiones según el predimensionamiento:

$$D_f = 1.0 \text{ m} \quad B = 0.7 \text{ m.}$$

Reemplazando estos valores en la expresión de Terzaghi la capacidad portante es:

$$q_c = 11.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad q_a = 3.8 \text{ kg/cm}^2$$

"qa" es mayor que "q predimensionamiento"

ZAPATAS CUADRADAS

Considerando: $D_f = B = 1.4 \text{ m.}$

Entonces:

$$q_c = 16.7 \text{ kg/cm}^2, \quad q_a = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

" q_a " mayor que " $q_{\text{predimensionamiento}}$ "

Ahora pasaremos a hallar el factor de seguridad, según la teoría de Balla, con el que se trabajaría si se emplease la capacidad portante hallada con la teoría de Terzaghi.

Cimiento corrido

Los valores para aplicar la expresión de Balla son:

$$D_f = 1.0 \text{ m.} \quad b = 0.35 \text{ m.}$$

$$D_f/b = 2.8 \quad c/b = 0$$

$$\text{Entonces: } \rho = 4.8, \quad N_q = 37, \quad N_{\gamma} = 160$$

$$q_c = 18.6 \text{ kg/cm}^2$$

Usando un factor de seguridad de 5.0 obtenemos una capacidad admisible de 3.7 kg/cm^2 semejante a la hallada según la teoría de Terzaghi.

Zapatas Cuadradas

Las medidas de la cimentación son:

$$D_f = 1.4 \text{ m.} \quad b = 0.7 \text{ m.} \quad D_f/b = 2.0$$

Entonces:

$$\rho = 4.7, \quad N_q = 36, \quad N_\gamma = 150$$

$$q_c = 31 \text{ kg/cm}^2$$

Al usar "5" como factor de seguridad, la capacidad admisible es 6.2 kg/cm^2 , aproximadamente igual a la hallada aplicando la teoría de Terzaghi.

El cálculo de la capacidad portante que se ha realizado son para las condiciones estáticas del suelo, al considerarse los efectos dinámicos esta capacidad admisible sufrirá una disminución como ya se verá más adelante.

Se ha calculado la "qa" para dos tipos de cimentación que son los más comunes, pues servirán para transmitir las cargas de viviendas - de hasta cuatro pisos, al suelo donde se apoyan. El diseño de viviendas de más altura o de otro tipo de estructuras deberá estar acompañado del cálculo de su cimentación, pudiéndose usar las características del suelo que aquí se dan si se trata de la misma zona.

8.5 EL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUELO Y LA INFLUENCIA EN SUS CARACTERISTICAS

8.5.1 Resistencia y propiedades dinámicas del suelo

Se han realizado estudios teóricos y experimentales para determinar de todas las propiedades de un suelo, cuáles son las que están más íntimamente relacionadas al asentamiento de cimentaciones y a la destrucción de estructuras de tierra; así se determinó que estas propiedades eran:

- Variación en la densidad.
- Variación de la resistencia al corte
- Variación de la presión de poros.

Como consecuencia de la vibración sísmica

La resistencia estática al corte de un suelo relaciona estas tres propiedades mediante la siguiente relación:

$$\tau = (\sigma - u) \text{Tang } \phi + c \quad (8.7)$$

τ = resistencia al corte en el plano de falla.

σ = esfuerzo normal en el plano de falla

u = presión de poros.

ϕ = ángulo de resistencia al corte.

c = esfuerzo de cohesión.

Al primer término de la derecha se le llama Fricción y al segundo término Cohesión. La fricción gobierna principalmente la resistencia de la arcilla.

Debido a que las propiedades mecánicas del suelo arenoso difieren considerablemente a las del suelo arcilloso, es conveniente considerar por separado su estudio.

El suelo de la zona de estudio es de características friccionantes (grava-arenosa) por lo que se puede suponer que su comportamiento en algunos aspectos será similar al de un suelo netamente arenoso, al cual sí se han dedicado algunos estudios.

Para conocer el comportamiento de las estructuras durante terremotos se deben conocer las propiedades mecánicas del suelo sujeto a fuerzas vibratorias. Pa

ra lo cual se usan los siguientes métodos experimentales:

- Se aplica un movimiento sinusoidal en la dirección horizontal o vertical a una arena rellena en una caja usando una mesa vibratoria.
- Se produce un sismo artificial al instalar un potente sacudidor rotatorio-excéntrico en el suelo.
- Se realiza un ensayo en una máquina - de corte directo mediante la aplica - ción de una fuerza de corte que varía vibracionalmente.
- Se ejecuta un ensayo en una máquina - compresión triaxial, con una fuerza - de compresión, la cual varía vibracionalmente en al menos una dirección - monoaxial.

Todavía hay muchos problemas que no tienen solución; sin embargo, algunos experimentos en suelos arenosos nos permiten señalar algunas consideraciones sobre - sus propiedades y resistencia dinámica que presentan.

- La resistencia al corte de los suelos friccionantes depende de la proporción de vacíos, pues mientras más pequeña es la relación de vacíos más grande es el ángulo de resistencia al corte " ϕ ". Además, para una misma relación de vacíos, el ángulo de resistencia al corte aumenta si el tamaño de las partículas aumenta.

- Existe una relación de vacíos crítica para las arenas que da la máxima estabilidad a los cambios de volumen; esta relación se vuelve más pequeña bajo esfuerzos de confinamiento mayores.

- En lo que respecta a la influencia del agua de poros en la resistencia cortante de la arena, los resultados de ensayos de corte lentos sobre arena saturada son idénticos con aquellos sobre la misma arena a igual densidad relativa en un estado seco, excepto que el ángulo de resistencia al corte es probable que sea 1° ó 2° más pequeña para arena saturada.

- De experimentos realizados por T. Mogami se observa que la resistencia al corte en un suelo arenoso se reduce mucho cuando la aceleración supera los 300-400 gals, y a aceleraciones superiores a este nivel ocurre la licuefacción.

- Y. Ishii llegó a la conclusión de que la arena fina se licúa más fácilmente que la arena gruesa y que la arena húmeda más fácilmente que la seca. Además observó que a medida que la aceleración aumenta, la proporción de vacíos disminuye compactándose de esta forma el suelo.

- B. Seed concluyó que la magnitud de los esfuerzos cíclicos necesaria para inducir la licuefacción es aproximadamente proporcional al producto de la densidad relativa y la presión de confinamiento de la arena. El coeficiente de proporcionalidad depende del número de repeticiones de los esfuerzos cíclicos.

Las conclusiones anteriores, son resultados de experimentos en suelos arenosos, por tal motivo si bien en algunos aspectos nos dan alguna idea del comportamiento de cualquier suelo friccionante, no pueden ser aplicados en su integridad al suelo de la zona de estudio; pues las características en cuanto al contenido de humedad, tamaño de sus granos, coeficientes de uniformidad y contracción, la imposibilidad de existencia de suelo sumergido por la posición de la napa freática, etc., del suelo de la zona de estudio nos llevan a descartar la posibilidad de un problema relacionado al fenómeno de licuefacción del suelo debido a la vibración.

8.5.2 Capacidad resistente del terreno durante los sismos.

Es un hecho que la capacidad resistente disminuye cuando ocurre un gran sismo, pero no se puede determinar esta disminución cuantitativamente en forma segura. Se puede adoptar la teoría que la capacidad resistente disminuye en un sismo

como consecuencia de la reducción del ángulo de fricción interna que se da durante un sismo, de esta forma es posible hallar la capacidad resistente durante terremotos a partir de la teoría de la capacidad resistente bajo condiciones normales. Es decir, los coeficientes N_c , N_q y N_γ tomarán otros valores por la disminución de " ϕ ". El problema sería entonces el cálculo del " ϕ " reducido

R. Sano dió una expresión para determinar el ϕ_k en función del ángulo de fricción interna en condiciones normales y del coeficiente sísmico " k ".

$$\phi_k = \phi = \text{Tang}^{-1}(k) \quad (8.8)$$

Estudios posteriores mostraron que el ϕ no disminuye tanto como se señaló anteriormente, sino que está más acorde con la siguiente expresión:

$$\phi = \phi - \text{Tang}^{-1}(k / \sqrt{2}) \quad (8.9)$$

Expresión que Okamoto la tabuló aproximadamente y que se la presenta en el Cuadro N° 8.4.

CUADRO N° 8.4

FACTORES DE CAPACIDAD RESISTENTE DURANTE LOS SÍSMOS

ANGULO DE RESISTENCIA " ϕ "	35°			30°			25°		
	0	0.1	0.2	0	0.1	0.2	0	0.1	0.2
N _c	58	34	22	36	22	17	22	17	12
N _q	43	20	12	22	12	7	12	7	5
N _γ	42	20	9	20	9	4	9	4	2
N' _c	24	28	13	18	13	12	13	12	9
N' _q	13	8	5	8	5	4	5	4	3
N' _γ	10	5	2	6	2	1	2	1	0

Según lo señalado anteriormente, la mayor reducción que se da con el aumento del coeficiente sísmico, es la referente a la resistencia friccional del suelo, mientras que es mínima la reducción en la capacidad resistente basada en la cohesión

A continuación, se corregirá la capacidad portante hallada para condiciones estáticas, de los diversos tipos de cimentación considerados.

Capacidad portante dinámica del área en estudio.

Para su cálculo se aplicará la teoría de Terzaghi considerando una disminución del " ϕ ". Esta disminución estará basada en los valores del Cuadro N° 8.4 que por estar confeccionado para suelos arenosos deberá sufrir una variación por tener en el área de estudio un suelo gravoso de partículas gruesas con una baja relación de vacíos que lo hacen más estable frente a vibraciones sísmicas. Por lo tanto para coeficientes sísmicos "k" entre 0,15 y 0.20 que son los que deben presentarse en la zona en caso de fuertes movimientos sísmicos, se estima una disminución del " ϕ " en unos 5°.

Como se está considerando la teoría de Terzaghi que todavía tiene un margen de seguridad frente a la teoría de Balla, y

además, se está considerando las influencias del comportamiento dinámico del suelo, se calculará los diversos tipos de cimentación con una capacidad admisible del terreno, hallada usando un factor de seguridad de 2.

1° Tipo de cimentación

Considera cimentación para viviendas de 1 ó 2 pisos. Al tomar " θ " igual a 30° se tiene:

$$N_q = 22 \quad N_\gamma = 20$$

Cimiento corrido

Dimensiones: $D_f = 0.8 \text{ m}$ $B = 0.6 \text{ m}$

Entonces: $q_c = 4.75 \text{ kg/cm}^2$ y

$$q_a = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

Zapatas cuadradas

Dimensiones: $D_f = 1.0 \text{ m}$.

$$B = 1.0 \text{ m}.$$

Entonces: $q_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$ y

$$q_a = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

2° Tipo de cimentación

Considera cimentaciones para viviendas de 3 ó 4 pisos.

Tomando los factores de capacidad de carga correspondientes a un ϕ de 30° se tiene:

Cimentación corrida

Dimensiones: $D_f = 1.0 \text{ m.}$ $B = 0.7 \text{ m.}$

Entonces: $q_c = 5.8 \text{ kg/cm}^2$ y
 $q_a = 2.9 \text{ kg/cm}^2$

Zapata cuadrada

Dimensiones: $D_f = 1.4 \text{ m.}$ $B = 1.4 \text{ m.}$

Entonces: $q_c = 7.8 \text{ kg/cm}^2$ y
 $q_a = 3.9 \text{ kg/cm}^2$

8.6 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

8.6.1 Movimiento sísmico en terreno aluvial

El daño sísmico no sólo está en función de las características de la geología - subterránea profunda, ya que la geología superficial del suelo tiene una re-

lación especialmente estrecha con el daño sísmico de estructuras.

La zona de expansión en estudio es un área situada frente al río Moquegua con un suelo compuesto de arenas y gravas depositadas en una edad relativamente reciente, sobre un suelo formado en una edad más temperana. Por tal motivo, la capa superficial es marcadamente más suave que el terreno subyacente.

Las características de frecuencia de un movimiento sísmico en un terreno aluvial son:

Perfodo predominante

En áreas aluviales generalmente la velocidad de las ondas sísmicas es menor en la porción superficial que en la porción muy por debajo de la superficie, de esta forma las ondas transversales viajarán casi perpendiculares a la superficie del suelo, ocurriendo un fenómeno de multireflexión en la capa superficial, originando que el suelo vibre-

enormemente con la aparición de vibraciones dominantes de ciertos períodos específicos, estos períodos se llaman el "Perfodo predominante del suelo".

Por tener el período predominante del suelo influencia sobre la vibración, durante un terremoto, de una estructura construida sobre el suelo es importante para la Ing. sísmica conocer este valor antes de proyectar estructuras de gran altura o de gran importancia. Para viviendas comunes de 1 ó 2 pisos que son las que se dan con mayor frecuencia en la zona de estudio, al estar con un apreciable margen de seguridad dado por el normal sobredimensionamiento de las viviendas pequeñas, que tienen que cumplir con requerimientos mínimos dados por reglamento, si bien no es necesario tener el valor exacto del período predominante, se debe saber el rango en el que se encuentra éste, para de esta forma proponer el tipo de vivienda que tendría un mejor comportamiento según el suelo del área.

Al período predominante se lo puede hallar de las siguientes formas:

a. Medición de Microtrepidaciones

Por estar el suelo vibrando en forma mínima constantemente (en el orden de los micrones) se puede ubicar sobre el terreno un sismógrafo de velocidad de alta sensibilidad para observar los microtemblores por varios minutos, luego se grafica las curvas de distribución de frecuencia de los registros observados, repitiendo la operación en tantos puntos del área de estudio como sean necesarios.

Investigaciones de K. Kanai determinaron que:

- Para terremotos de magnitud mayores que 6, el período predominante del movimiento sísmico es peculiar para cada localidad y el valor coincide con el período predominante de los micro-temblores. Además, si en el lugar aparecen dos o más períodos en el movimiento sísmico, estos períodos frecuentemente difieren en cada sismo, pero hay coincidencia -

con uno de los períodos el cual comprende los muchos máximos que aparecen en la curva de distribución de frecuencia para los micro-temblores.

b. Observación de sismos reales

En un país como el nuestro en que los sismos son relativamente frecuentes es posible en muchos casos obtener información útil sobre las características del suelo mediante la instalación de sismógrafos en el lugar en cuestión y continuar las investigaciones por algún tiempo.

c. Cálculo mediante la teoría de Reflexión múltiple.

Es posible obtener el período predominante mediante cálculos teóricos basados en los espesores de las capas y las velocidades de las ondas sísmicas.

· Cuando la capa superficial está compuesta de un solo estrato el período predomi-

minante está dado por la siguiente relación:

$$T = \frac{4H}{C} \quad (8.10)$$

T = período predominante.

H = espesor del estrato.

C = velocidad de la onda transversal.

Si el suelo real de la capa superficial consiste de una serie de deposiciones de estratos de grava, arena, arcilla, etc., con marcada diferencia entre las propiedades de los diferentes estratos, el período predominante se puede obtener usando la siguiente expresión :

$$\frac{H}{C} = \sum \frac{H_i}{C_i}$$

H es el espesor total de la capa superficial.

H_i es el espesor de cada estrato.

C_i es la velocidad de propagación en cada estrato.

Por no existir ninguna estación sísmica en la zona de estudio y por consiguiente no contar con sismógrafos instalados, -

además ante la dificultad de disponer del equipo necesario para realizar una medición de micro-temblores. Solo se puede determinar el período predominante aproximado según el espesor de las capas y la velocidad de las ondas sísmicas.

Espesor de los depósitos aluviales 50 m.

Espesor de los depósitos morrénicos 30 m.

Velocidad en suelo aluvial 800 m/seg.

Velocidad en suelo morrénico 1000 m/seg.

Entonces: $T = 0.37$ seg.

Además, según el tipo de suelo de la clasificación de las Normas de diseño Sismo resistente del Reglamento Nacional de Construcciones el período sería:

$T = 0.4 - 0.5$ seg.

Intensidad del Movimiento Sísmico

En un terreno aluvial, la impedancia es pequeña en comparación con la de la roca y terreno diluvial; y más aún desde que hay períodos predominantes, hay una posibilidad de que ocurran particular -

mente vibraciones grandes cuando sucede un terremoto.

Los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento son valores característicos importantes del movimiento sísmico y es necesario saber hasta que punto estos valores se amplifican por la presencia de la capa superficial.

Estos valores son registrados por medio de acelerógrafos y representados por medio de espectros. Para hallar el grado de amplificación que se da como consecuencia del fenómeno de reflexión múltiple en los estratos superficiales, K. Kanai ha desarrollado una teoría empírica en base a observaciones subterráneas mediante la cual obtiene la aceleración, velocidad y desplazamiento para la respuesta a profundidad (en el suelo base), luego obtiene los mismos valores en la superficie del terreno, para determinar de esta forma la amplificación de estos últimos sobre los primeros. Es así que mediante la combinación de resultados de medidas reales con cálculos teóricos,

obtuvo una fórmula semiempírica que -
cuantifica este incremento.

A partir de datos de sismos reales se -
observa que los desplazamientos en áreas
aluviales son 1.5 a 6.5 veces mayores -
que en áreas rocosas.

Las aceleraciones máximas en terrenos -
aluviales no difieren tanto como los -
desplazamientos máximos, siendo normal-
mente 1.3 veces mayores que en un terre-
no diluvial y solo raras veces tan alto
como 2-3 veces mayores.

Al no existir en la zona una estación -
sísmica no es posible obtener los valo-
res característicos de los movimientos -
sísmicos. Pero del historial sísmico de
la zona que nos dice que en el área ocu-
rrieron eventos sísmicos de gran magni-
tud pero que los efectos que tuvieron en
las viviendas del lugar no fue muy des-
tructor quedando en la actualidad como
muestra, viviendas de pie y en uso que-
testimonian su resistencia. Se deduce -
que en la zona la amplificación de las -

ondas sísmicas es moderada.

8.6.2 Correlación tipo de suelo-Daño estructural debido a los sismos.

Si consideramos el cambio de las propiedades según el tipo del suelo en un movimiento sísmico y si además observamos la gran diferencia que existe en el grado de daño sísmico en lugares que han estado a la misma distancia del epicentro en terremotos pasados de diferentes localidades, se deduce que las condiciones locales del suelo influyen notoriamente en los daños originados por vibraciones sísmicas

Del desarrollo de los diversos puntos - que se han tratado en este capítulo, así como de investigaciones realizadas se concluye que la relación entre el tipo de suelo y daño sísmico se manifiesta a través de las siguientes 3 formas:

1. Influencia del tipo del suelo en la intensidad y forma de onda del movimiento sísmico.

2. Influencia del tipo de suelo en las propiedades de amortiguamiento de la vibración de las estructuras.
3. Disminución de la resistencia del suelo por sus condiciones locales, cuando está sujeto a vibración.

Desde este punto de vista pueden distinguirse dos maneras de comportamiento dinámico de los suelos "in situ" que en resumen son:

- Depósitos de suelos blancos pueden ser compactados por movimientos inducidos por un terremoto originando apreciables asentamientos totales o peligrosos asentamientos diferenciales.
- Depósitos de suelos compactos o medianamente compactos transmiten las vibraciones sísmicas con amplificaciones o atenuaciones en la estructura, pero sin dañar en forma directa la cimentación.

De esta forma si no se toma en cuenta el tipo de suelo para proyectar una estructura, se puede hacer una clasifica-

ción amplia de 2 tipos de daños estructurales:

- Estructuras de alta flexibilidad sobre suelos blandos traen como consecuencia que el daño principal en la estructura consista en un asentamiento, derrumbe y volcamiento de ésta como un todo, generalmente acompañado de agrietamiento.
- Estructuras rígidas situadas sobre suelos duros originan que el daño principal consista en el agrietamiento de una parte principal del cuerpo de la estructura o de una dislocación horizontal en la parte que se conecta con el suelo, con solo esta parte destruida severamente.

8.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La zona de expansión está sobre un terreno aluvial, donde se ha encontrado un suelo que superficialmente (0-0.6 m.) está formado por arenas limo-arcillosas; debajo de éste encontramos un suelo gravo-arenoso, -

bien graduado, con bajo porcentaje de li - mos y mezclado con piedras, presentando en el nivel de cimentación un estado de media - namente compacto a compacto.

- Las caracterfsticas de compacidad y resis - tencia de los suelos de toda el área estudia da son en general uniformes.
- El nivel freático no representa ningún pro - blema por encontrarse muy por debajo del ni vel de cimentación, siendo casi nula la po - sibilidad de encontrarnos con un suelo su - mergido por las caracterfsticas de permeabi lidad de éste. Pero el humedecimiento exce sivo e innecesario del suelo debido a jardi nes y áreas verdes puede mas bien originar la saturación del suelo que reducirfa su án gulo de fricción interna en 1° ó 2° repercu tiendo esta variación en su estabilidad y - resistencia.
- Las caracterfsticas del suelo, tanto por su composición, compacidad como el espesor de sus estratos, hacen que el suelo sea de pe - ríodo corto, coincidiendo éste con el de vi -

viendas de albañilería de poca altura (hasta 4 pisos).

- De la conclusión anterior se infiere que de no ser las estructuras que se proyecten en el área, flexibles, deben estar convenientemente estructuradas para resistir el fenómeno de resonancia que se pueda dar.
- Para las cimentaciones se debe de usar las capacidades admisibles halladas con la reducción del " ϕ " que considera el efecto de los movimientos sísmicos.
- Este estudio no será aplicable para áreas que sean rellenadas, mereciendo éstas una atención especial en cuanto a su compactación.
- Es recomendable colocar los elementos estructurales de cimentación a una misma altura para una mayor estabilidad y si existe una transmisión de cargas muy diferente al suelo de cimentación, es conveniente ubicar elementos estructurales, que permitan el comportamiento de la edificación como una unidad.

- Para complementar este estudio, deben realizarse estudios posteriores de dinámica de suelo para conocer las características exactas de las ondas sísmicas en la zona de estudio y las amplificaciones que se pueden dar en la capa superficial.

- Si bien las áreas de los alrededores de la zona estudiada parece tener un suelo de características similares, es necesario hacer sondeos de verificación para esas áreas.

CAPITULO IX

CAPITULO IX

ANALISIS DE LA POSIBILIDAD DE OCURRENCIA DE ALGUN DESASTRE NATURAL

- 9.1 ESTUDIO DE LA MAXIMA AVENIDA EN LA QUEBRADA DE LA ZONA DE EXPANSION
- Debido a la ubicación del área N° 8 (de intensa demanda), ésta será ocupada en un futuro próximo con fines de expansión urbana. Por tal motivo es necesario estimar el peligro que representa su habilitación por ser ésta área una quebrada que en caso de eventuales precipitaciones pluviales puede servir de cauce del agua de la cuenca a la que pertenece.

Como no se tienen registros de los escurrimientos de la quebrada, en base los datos de precipitación máxima de la estación del lugar, del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), se calculará la frecuencia

cia de eventos de rara ocurrencia para luego en base a conceptos de la Hidrología Cuantitativa hallar el escurrimiento máximo en la quebrada y conocer así el grado de peligro - que representa.

9.1.1 Frecuencia de precipitaciones de rara ocurrencia.

Si se diseñaran los elementos de un - proyecto de control de avenida, para - la máxima precipitación probable, es decir que den una protección absoluta. El costo de este proyecto sería muy al to y además originaría la modificación de propiedades y reducción del área a lo largo del curso de la avenida.

Por esa razón es que se debe aceptar - siempre algún riesgo para la selección de la avenida de diseño, siendo de gran importancia decidir cuanto riesgo debe aceptarse, según la clase del área que va a ser protegida, las limitaciones - económicas y las características de la avenida.

cia de eventos de rara ocurrencia para luego en base a conceptos de la Hidrología Cuantitativa hallar el escurrimiento máximo en la quebrada y conocer así el grado de peligro que representa.

9.1.1 Frecuencia de precipitaciones de rara ocurrencia.

Si se diseñaran los elementos de un proyecto de control de avenida, para la máxima precipitación probable, es decir que den una protección absoluta. El costo de este proyecto sería muy alto y además originaría la modificación de propiedades y reducción del área a lo largo del curso de la avenida.

Por esa razón es que se debe aceptar siempre algún riesgo para la selección de la avenida de diseño, siendo de gran importancia decidir cuanto riesgo debe aceptarse, según la clase del área que va a ser protegida, las limitaciones económicas y las características de la avenida.

A continuación, mediante procedimientos estadísticos se estimará la frecuencia de eventos de valores extremos usando la información del SENAMHI de las precipitaciones máximas en 24 horas, para así determinar la precipitación de diseño basada en un riesgo apropiado.

Muchas clases de eventos o sucesos, se adaptan a cualquiera de las diversas distribuciones estandar o normales de frecuencia, que han sido estudiadas largamente y cuya ecuación de distribución está bien establecida. Se han hecho sugerencias sobre las diversas distribuciones que son apropiadas para el escurrimiento fluvial, pero no hay una prueba real de que sean adecuadas. Gumbel dijo que la distribución de valores extremos es la apropiada para el control de avenidas.

Basado en el argumento que la distribución de las avenidas es ilimitado, es decir, que no hay límite físico de la avenida máxima, él propuso que la -

probabilidad "P" de la ocurrencia de un valor igual o mayor que cualquier valor "x" sea expresado como:

$$P = 1 - e^{-e^{-b}} \quad (9.1)$$

Donde:

"e" es la base de los logaritmos neperianos.

"b" está dado por la siguiente relación:

$$b = \frac{1}{0.7797\sigma} (x - \bar{x} - 0.45\sigma) \quad (9.2)$$

"x" es la magnitud de la avenida con la probabilidad "P"

" \bar{x} " es el promedio aritmético de todas las avenidas registradas.

" σ " es la desviación estandar.

Según los datos del SENAMHI de precipitación máxima en 24 horas, obtenemos el cuadro N° 9.1, donde:

$$\bar{x} = 6.17 \text{ mm.}$$

$$\sigma = 6.37 \text{ mm.}$$

CUADRO N° 9.1

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS

AÑO	PRECIPITACION mm.	m.	$(x-\bar{x})^2$
1980	20.6	1	207.4
1975	19.4	2	174.2
1974	15.8	3	92.2
1976	14.0	4	60.8
1982	9.2	5	9.0
1972	6.4	6	0.0
1967	6.3	7	0.0
1973	4.7	8	2.3
1965	4.3	9	3.6
1971	3.8	10	5.8
1983	2.9	11	10.9
1968	2.5	12	13.7
1977	2.4	13	14.4
1978	2.4	14	14.4
1981	0.9	15	28.1
1966	0.8	16	29.2
1969	0.4	17	33.6
1979	0.4	18	33.6
1970	0.1	19	37.2

Estación SENAMHI Moquegua-CP-806

Con estos valores se va a hallar ahora la probabilidad de ocurrencia "P" y el periodo de retorno " t_r " para las precipitaciones de 20 mm., 25mm., y 30 mm.

Precipitación de 20 mm.

$$b = 3.36, \quad P = 3.4\%, \quad t_r = 29 \text{ años}$$

Precipitación de 25 mm.

$$b = 4.37, \quad P = 1.3\%, \quad t_r = 79 \text{ años}$$

Precipitación de 30 mm.

$$b = 5.38, \quad P = 0.5\%, \quad t_r = 216 \text{ años}$$

De igual forma, la precipitación que tiene un periodo de retorno de 100 años es la de 26 mm.

9.1.2 Cálculo del volumen de escurrimiento

Cuando la lluvia cae hacia el terreno, una porción de la misma es interceptada por las hojas y tallos de la vegetación si la hubiera, el agua así retenida, junto con el almacenamiento en las depresiones del terreno y con la humedad del suelo, constituyen lo que se denomina la realimentación de la cuenca. Otra porción del agua de lluvia puede infiltrarse o percolarse hacia abajo a través del suelo y si el suelo es altamente permeable o si el nivel de la napa freática está cerca de la superficie, esta fracción del agua produce el aumento del agua del subsuelo. Una tercera fracción del agua viaja en forma de flujo o gasto sobre el terreno, originando el escurrimiento superficial, que es el que se quiere estimar:

$$E = P - R - S \quad (9.3)$$

E = escurrimiento directo

P = precipitación

R = realimentación de la cuenca

S = incremento del agua del subsuelo.

Es conveniente analizar a la realimentación y al escurrimiento como si dicho escurrimiento empezara solamente después de que la realimentación de la cuenca sea completada.

El cálculo de la precipitación "P" se lo ha realizado en base a datos observados (SENAMHI). Entonces una estimación precisa de "E" depende de las estimaciones de "R" y "S".

Para algunos proyectos de control de agua, comunmente se considera que el volumen de escurrimiento es un porcentaje de la lluvia, entonces se tendría:

$$E = kP \quad (9.4)$$

Ecuación que puede no ser racional pues el coeficiente "k" debe variar con la realimentación y con la precipitación, volviéndose más aproximado y seguro conforme el área sea más impermeable y "k" se aproxime a la unidad.

A falta de información sobre mediciones de escurrimientos o gastos que se hayan registrado en puntos de control de la cuenca en estudio, deberá usarse valores aproximados de "k" según la característica del terreno.

Por los efectos que tendría, es más importante conocer el escurrimiento máximo instantáneo para diseño, que el volumen total escurrido.

Si las lluvias se aplicaran con velocidad constante el escurrimiento de la superficie, pasado un tiempo necesario (tiempo de concentración), llegaría a tener un ritmo igual que el de la lluvia que sería:

$$Q = k i A \quad (9.5)$$

Q es el ritmo máximo de escurrimiento.

k es el coeficiente de escurrimiento

i es la intensidad de la lluvia.

A es el área de la cuenca.

C.F. Izzard encontró que para áreas pequeñas el tiempo de concentración t_c es:

$$t_c = \frac{41(0.0007i + c_r) (L_o/S_o)^{1/3}}{(ki)^{2/3}} \quad (9.6)$$

L_o = longitud del flujo de escurrimiento

S_o = pendiente de la superficie

c_r = coeficiente de retraso.

Si " L_o " está en pies e " i " en pulgadas/hora el Tiempo de concentración " t_c " nos da en minutos.

El coeficiente de retraso " c_r " también varía en función de la superficie del terreno.

La precisión de la ecuación del tiempo de concentración " t_c " disminuye cuando se aplica ésta a grandes áreas, debiendo tenerse cuidado en su uso para áreas mayores de 500 Hás.

Como quiera que la falta de precisión está para el lado de la seguridad cuando se aplican las ecuaciones anteriores para áreas mayores de 500 Hás. y además no te-

niendo por la falta de registros una teoría alternativa que nos garantice más exactitud; a continuación, hallaremos el gasto instantáneo máximo de diseño que se puede dar en el área como consecuencia de una lluvia de rara ocurrencia en la zona.

Según la información del SENAMHI, planos topográficos de la zona y características del terreno, los datos del área de estudio son:

$P_{\text{máx.}} = 26 \text{ mm.}$ con un período de retorno de 100 años.

Area de la cuenca = 800 Hás.

Coefficiente de escurrimiento $k = 0.25$

Para fines de hallar el tiempo de concentración t_c :

$L_o = 1500 \text{ pies}$

$S_o = 0.1$

$C_r = 0.035$

La estación SENAMHI del lugar, proporciona la precipitación máxima en 24 horas, no existiendo datos sobre la duración de

las lluvias pero por encuestas en la zona, sobre la duración aproximada de este tipo de eventuales precipitaciones, se sabe que la duración está en el rango de - (2-4) horas.

Si la lluvia cayera con velocidad constante la duración crítica sería aquella que es igual al tiempo de concentración, calculando este valor para 2, 3 y 4 horas, encontramos que la duración crítica es la de 4 horas.

Entonces:

$$i = 6.5 \text{ mm/h} = 0.259 \text{ pulg/h}$$

Reemplazando valores en la ecuación (9.6) el tiempo de concentración sería:

$$t_c = 222 \text{ min.} = 3.7 \text{ horas}$$

Sabiendo que después de aproximadamente 4 horas de una lluvia de 6.5 mm/h. de intensidad se puede considerar terminada la realimentación de la cuenca, entonces conociendo el área de la cuenca y con el valor estimado del coeficiente de escorrentía podemos hallar el ritmo máximo de escurrimiento según la ecuación (9.5).

$$Q = 3.6 \text{ m/seg.}$$

Este es un caudal controlable, pues si - consideramos como una posible solución - el escurrimiento superficial de este caudal a través de una Avenida o arteria, que en caso de ocurrir este fenómeno, se comportase como un canal de evacuación, - el tratamiento sería el siguiente:

Según Manning:
$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (9.7)$$

A = área de la sección transversal del canal.

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad de Kutter.

La pendiente del terreno en el área a urbanizar es de 6.5% además como la arteria que eventualmente se comportaría como canal será de una superficie asfáltica o de concreto, el coeficiente de rugosidad "n" sería 0.013.

Conociendo la pendiente del terreno y el coeficiente de rugosidad, el caudal a escurrir estaría en función de las medidas geométricas del canal. En tal sentido una arteria de 10 m. de ancho y con un tirante de 0.10 m. puede servir para el paso de un caudal de $4.2 \text{ m}^3/\text{seg.}$, y un arteria de 5m. de ancho con un tirante de 0.15m. puede contener un caudal de $4.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Siendo el caudal máximo de diseño de $3.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$ cualquiera de las dos combinaciones anteriores lo pueden transportar en forma segura.

9.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

9.2.1 Teoría del Método

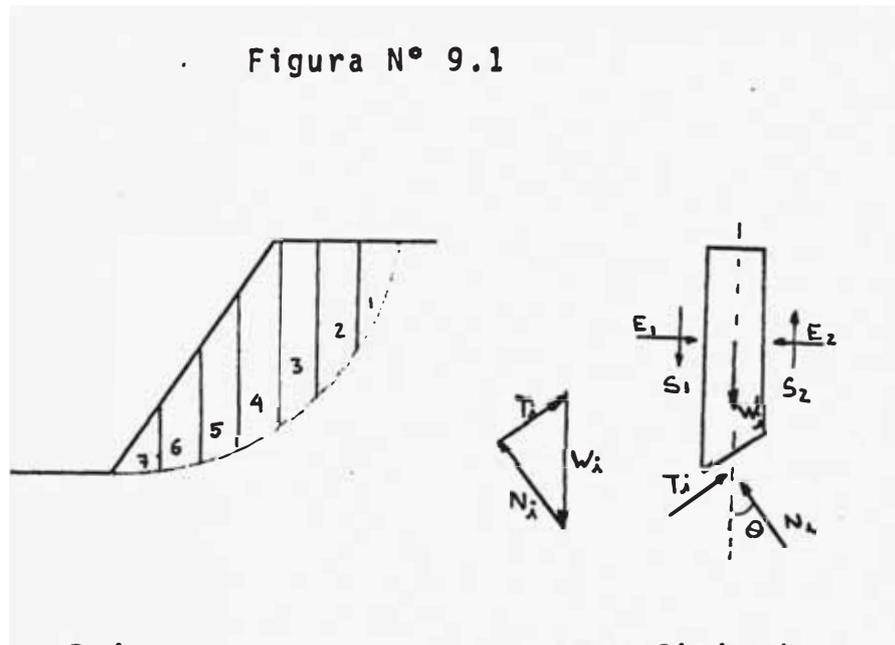
A continuación, se estudiará la estabilidad del talud que divide las áreas N° 6 y N° 8, talud que se forma por una marcada diferencia de nivel entre estas 2 áreas adyacentes.

Por las características del talud en estudio como del suelo que lo forma se realizará el análisis suponiendo que de ocurrir la falla ésta será de tipo -

rotacional, para lo cual se usará el mé
todo sueco propuesto por Fellenius; éste
método como prácticamente todos los que
se usan para el cálculo de la estabili-
dad de taludes siguen tres pasos fundamen-
tales que son:

- Se establece una hipótesis del mecanismo
de falla que se producirá, incluyendo
la descripción cinemática de los movi
mientos que se producirán sobre la
superficie de falla, además del análisi
s detallado de las fuerzas motoras.
- Se adopta una ley de resistencia para
el suelo que será usada para analizar
las fuerzas resistentes disponibles.
- Se confrontará la acción de las fuer-
zas motoras con las fuerzas resistentes
mediante algún procedimiento ma-
temático para definir si el mecanis-
mo de falla propuesto podrá ocurrir
o no.

En base a la Figura 9.1 que a continuación se presenta se hará una breve descripción del Método Sueco.



Primero, se propone una superficie de deslizamiento (círculo), dividiéndose luego la masa deslizante en dovelas en las que actúan un conjunto de fuerzas - que se aprecian en la figura. Para el análisis de cada dovela es preciso hacer la hipótesis que el efecto de las cuatro fuerzas laterales, que son dependientes de las características esfuerzo deformación del material, es nulo, por lo tanto, el peso de cada una de ellas debe de equilibrarse con sus componen-

tes tangenciales y normales (T_i , N_i), además según sea el caso, para el equilibrio de cada dovela deberá hacerse - intervenir la influencia de la fuerza del agua o fuerza sísmica si fuera necesario.

El momento motor M_m calculado en torno al centro del círculo elegido sería:

$$M_m = R \sum T_i \quad (9.8).$$

Que es una sumatoria algebraica dependiendo el signo de la ubicación de la vertical que baja del centro del círculo de deslizamiento.

El momento resistente M_r que depende de la resistencia que se desarrolle en la base es:

$$M_r = R(cL + \sum N \operatorname{tg} \phi) \quad (9.9)$$

donde: c es la cohesión del material y ϕ es el ángulo de fricción interna.

El momento resistente es una suma aritmética pues la resistencia se dá a lo largo de toda la superficie de falla.

Calculados M_m y M_r se podrá definir un factor de seguridad:

$$f_s = \frac{M_r}{M_m} \quad (9.10)$$

Factor de seguridad que se recomienda sea mayor que 1.5.

El método de cálculo finaliza al encontrar el círculo crítico y su Factor de Seguridad correspondiente, círculo al que se llega mediante una serie de tanteos.

9.2.2 Cálculo del factor de seguridad de superficies de deslizamiento en diferentes circunstancias.

El talud que es motivo de análisis en este estudio tiene las siguientes características:

$$\begin{aligned} \phi &= 35^\circ & \text{Pendiente} &= 0.4 \\ c &= 0.0 & H &= 24 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\gamma_s = 2.0 \text{ Tn/m}^3$$

9.2.2.1 Situación natural y actual del talud.

Primeramente, se realizará el análisis con el fin de determinar el factor de seguridad al deslizamiento según las condiciones actuales del talud. Encontrándose después de una serie de estudios de posibles superficies de falla, el círculo crítico que origina el menor factor de seguridad.

A continuación, se presentan los valores de las fuerzas que se originan en esa superficie de falla.

CUADRO N° 9.2

DOVELA	FUERZAS (Tn)			
	Wi	Ti	Ni	NiTgØ
1	45	-5	44	31
2	130	10	130	91
3	190	30	188	132
4	220	60	211	148
5	235	90	218	153
6	220	105	195	137
7	125	70	100	70

La Figura 9.2 muestra el perfil del talud con el círculo crítico dividido en siete dovelas, en cada una de las cuales actúan tres fuerzas que se equilibran.

El factor de seguridad sería:

$$F_s = \frac{\sum N Tg \theta}{\sum T} \quad F_s = 2.12$$

9.2.2.2 Saturación del suelo

Es necesario saber como variaría el factor de seguridad si se diera la saturación del suelo en alguna circunstancia.

Las características de permeabilidad del suelo (grava arenosa), hace que la presión de poros no sea significativa.

Como la relación de vacíos es del 47% aproximadamente, la humedad de saturación sería de 15%, lo que originaría una densidad del suelo saturado de 2.3 T/m^3 . Pero por tener el suelo una cohesión despreciable que hace depender al factor de seguridad solo de la relación de las componentes normales y tangenciales de su peso, el incremento de su densidad al saturarse no influye en el Factor de seguridad. La influencia mas bien se dá con la disminución del ángulo de fricción interna, que este tipo de suelo puede disminuir hasta 2° .

El factor de seguridad en el suelo saturado sería:

$$F_s = \frac{\sum N \operatorname{Tg} 33^\circ}{\sum T} \quad F_s = 1.96$$

9.2.2.3 Comportamiento dinámico

La ubicación del área de estudio en una zona sísmica obliga a realizar el estudio del comportamiento dinámico del talud; para esto además del peso de la masa deslizando se debe considerar una eventual fuerza horizontal producida por un sismo, fuerza que es proporcional al peso potencialmente deslizando y se halla aplicando un coeficiente sísmico. Conservadoramente se ha tomado el 20% como el valor de este coeficiente.

Además, como ya se destacó anteriormente un evento sísmico tiene incidencia en el ángulo de fricción interna, pudiendo disminuir éste a 30° en el momento del sismo.

Los valores que se obtuvieron de este análisis están en el Cuadro N° 9.3, y la figura 9.3 muestra gráficamente la ubica

ción y magnitud de las fuerzas.

CUADRO N° 9.3

DOVELA	W _i	FUERZAS (Tn) T _i	N _i
1	45	-8	45
2	130	25	130
3	190	55	188
4	220	80	210
5	235	105	215
6	220	120	188
7	125	85	95

El factor de seguridad considerando el nuevo equilibrio de fuerzas y la reducción del ángulo de fricción interna sería:

$$F_s = \frac{\sum N \operatorname{Tg} \phi}{\sum T} \quad F_s = 1.34$$

9.2.2.4 Efectos de sobrecargas en la corona del talud.

La ubicación de sobrecargas en la corona del talud también afectan al factor de seguridad al deslizamiento; para saber su influencia realizamos a continuación el análisis del talud suponiendo que en la franja unitaria de estudio se apoya longitudinalmente un muro portante de una vivienda de dos pisos que ejerce una fuerza de 10 Tn/m. El desarrollo es semejante al que se hizo en la figura 9.2 y el Cuadro 9.2 variando solo las fuerzas de la dovela N° 7 por efecto de la sobrecarga, ya que estas fuerzas serían:

DOVELA	W _i	T _i	N _i
7	250	150	200

El factor de seguridad por efecto de la sobrecarga variaría a:

$$F_s = 1.89$$

9.2.2.5 Efecto combinado de la acción
dinámica y sobrecarga ubicada a
una distancia prudencial del bor-
de del talud.

Por último analizaremos el factor de seguridad que se tiene si ocurre un sismo y existen viviendas de dos pisos que se encuentran alejadas 10 m. del extremo del

Analizando las superficies de deslizamiento que comprometan las viviendas, el círculo crítico es el que se aprecia en la figura 9.4 y los valores de las fuerzas en el Cuadro N° 9.4.

Para el cálculo de las fuerzas también se ha considerado un coeficiente sísmico 0.2 ángulo de fricción interna reducido a 30° y una sobrecarga de 10 Tn/m. ejercida por un muro portante.

CUADRO N° 9.4

DOVELA	FUERZAS (Tn)		
	Wi	Ti	Ni
1	50	- 6	50
2	145	-23	150
3	220	50	220
4	270	80	260
5	305	110	290
6	310	140	285
7	255	140	220
8	234	135	195

El factor de seguridad en esas condiciones es:

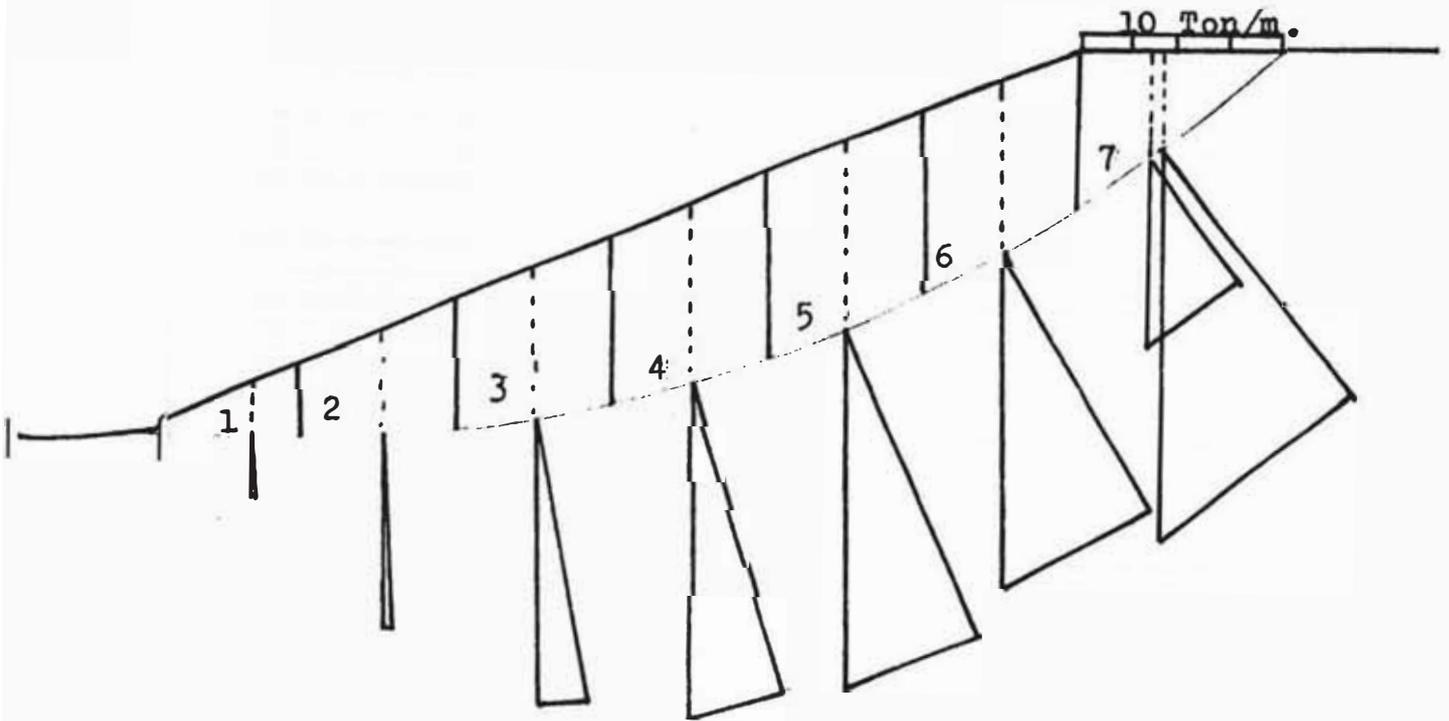
$$F_s = \frac{\sum N \operatorname{tg} \phi}{\sum T} \quad F_s = 1.54$$

9.2.3 Conclusiones y recomendaciones referentes a la estabilidad del talud.

Del análisis que se ha realizado para diferentes superficies de deslizamiento en diferentes situaciones, se pueden sacar las siguientes conclusiones y re-

F I G U R A 9.2

ANALISIS GRAFICO DEL TALUD
EN SU SITUACION NATURAL -
ACTUAL, Y EFECTO DE SOBRE -
CARGA EN LA CORONA.

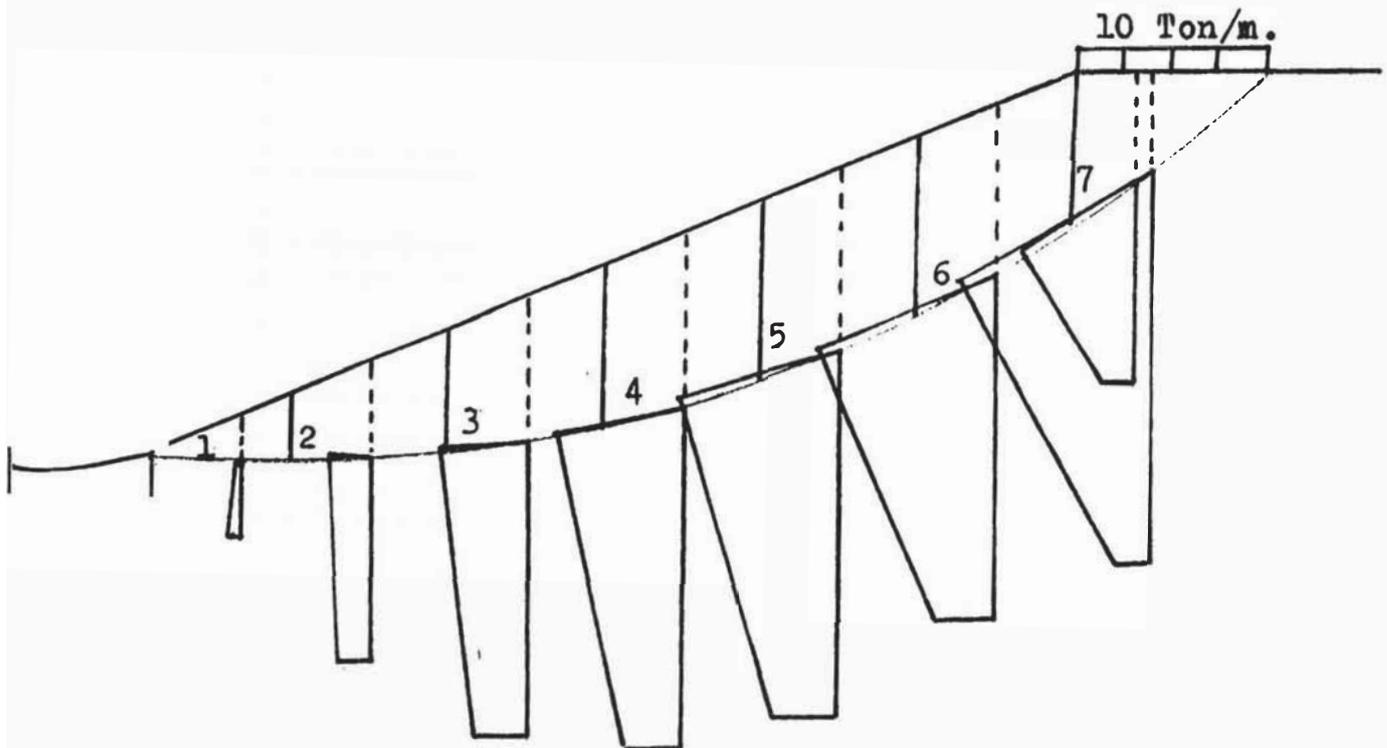


1 cm. = 50 Ton.

CIRCULO CRITICO

F I G U R A 9.3

ANALISIS GRAFICO DE LA
INFLUENCIA DE UN SISMO
EN LA ESTABILIDAD DEL
TALUD.

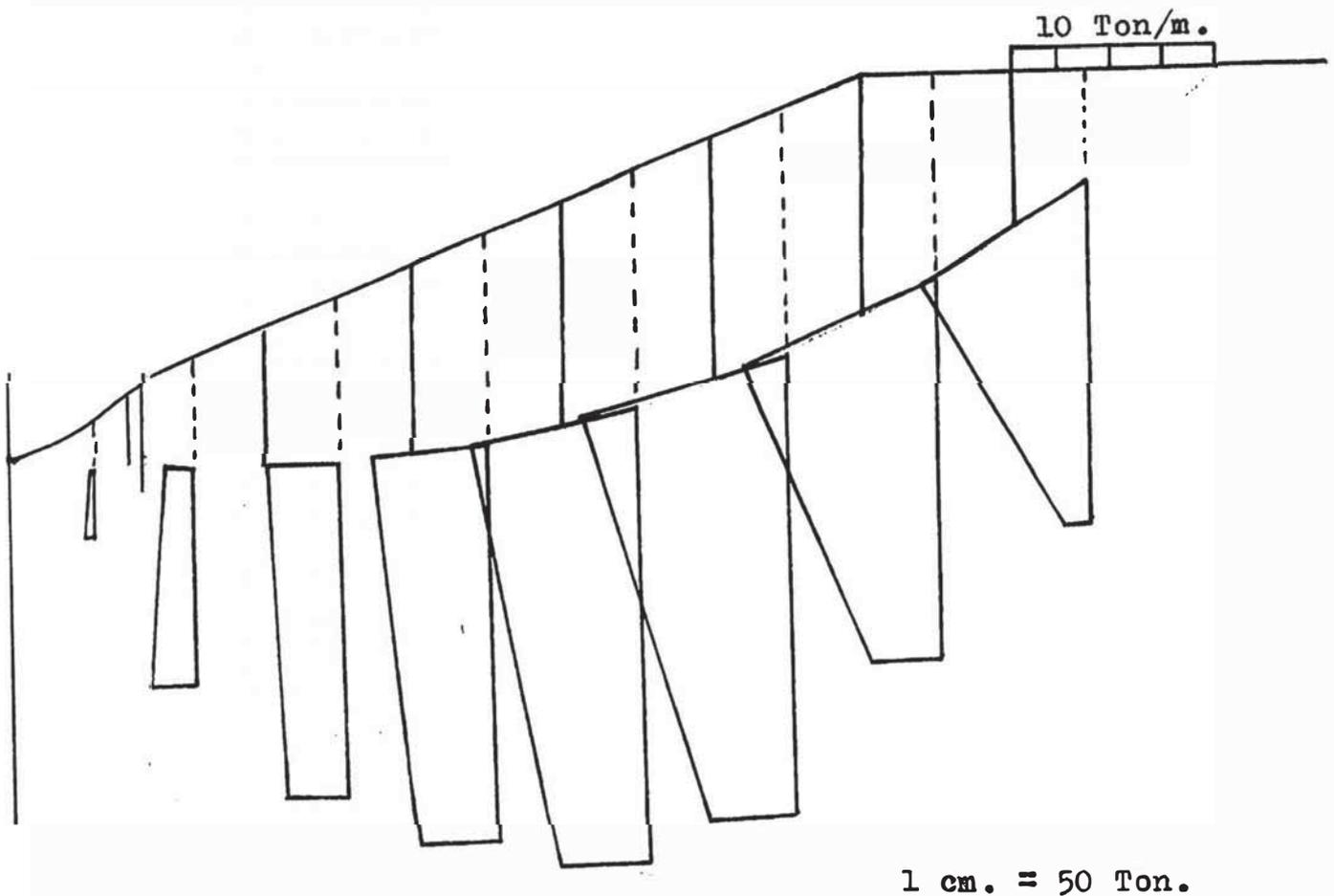


1 cm. = 50 ton.

CIRCULO CRITICO

F I G U R A 9.4

ANALISIS GRAFICO DEL EFECTO
COMBINADO DE UN SISMO Y SO-
BRE CARGA UBICADA A UNA DIS-
TANCIA PRUDENCIAL DEL BORDE
DEL TALUD



comendaciones:

- El talud estudiado, para la situación que se encuentra en la actualidad, presenta una confiable estabilidad, pues su análisis da un factor de seguridad de 2.12.

La influencia de una posible saturación del suelo no será muy importante pues por las características del material solo variaría ligeramente el ángulo de fricción interna, haciendo reducir el factor de seguridad a 1.96 es decir 8% menos que en condiciones normales.

- El factor de seguridad al deslizamiento sufre una notoria disminución al considerarse los cambios que se producirían en caso de un eventual movimiento sísmico de importancia, este factor se reduciría a 1.34 que es un valor que todavía está al lado de la seguridad
- El efecto de la sobrecarga de viviendas en la corona del talud es noto -

ria si éstas se ubican sobre el círculo crítico, porque una vivienda de dos pisos sobre esa superficie disminuye al factor de seguridad en un 11%.

- La acción combinada de las dos situaciones anteriores, sismo y sobrecarga, pondría al talud en el límite de estabilidad, por lo tanto, es conveniente no ejercer cargas sobre el círculo crítico.
- La influencia de la sobrecarga que está moderadamente alejada del borde del talud no es de importancia, ya que el factor de seguridad al deslizamiento de la superficie que compromete la vivienda en el momento que ocurre un sismo, es de 1.54, que es un valor que permite confiar en la estabilidad del talud.
- Las sobrecargas con las que se calcularon la estabilidad de los taludes, son originadas por viviendas de dos pisos que son las más comunes, para

edificaciones de más altura o para aquellas que tengan una especial importancia se debe de hacer un estudio particular específico.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del conjunto de posibles áreas de expansión estudiadas se ha determinado que deberá usarse en un futuro próximo, prioritariamente, las áreas N° 6 y N° 8. A pesar de ser estas áreas las más propicias, se deben tener presentes ciertas consideraciones en su habilitación urbana.

Es necesario mantener una distancia prudencial mínima de 15m. al borde superior del talud, antes de realizar la primera construcción (vivienda de 1 ó 2 pisos), distancia que se podría cubrir construyendo una avenida en esa franja.

A pesar de haber establecido que el área N° 8 (lecho de una quebrada), presenta una amenaza de escurrimiento superficial que puede ser controlado con la construcción de una avenida que en determinada circunstancia tenga el comportamiento de un canal, esta área deberá proyectarse con una densidad media en su habilitación urbana.

Las construcciones a realizarse en el área N° 6 que no estén apoyadas sobre material de relleno y que estén alejadas del talud, podrán ser construidas sin restricción alguna.

El área N° 5 a pesar de su lejanía presenta las condiciones en cuanto a su extensión y seguridad para ser usada en el futuro con fines de expansión urbana. Pero al haber sido declarada Reserva arqueológica, el Instituto Nacional de Cultura debería estimar claramente su valor histórico y delimitar su zona intangible, para poder tomar en consideración en el futuro el área sobrante.

La ciudad de Moquegua como sus zonas de expansión se encuentran ubicadas en una región sísmica, en consecuencia las viviendas y la población en general deben estar preparadas para hacer frente a un movimiento sísmico.

Al comparar los factores de crecimiento de población (5.1%), del área ocupada (3.8%) y de las viviendas (2.2%), se concluye que en el último período intercensal (1972-1981), ha aumentado la densidad (Ha/Há) del área urbana y la escasez de vivienda.

La tendencia de la ciudad es hacia el crecimiento horizontal y no vertical. Además por razones socio-económicas la tendencia es de seguir construyendo las viviendas de adobe. Por lo tanto, los organismos encargados de planificar el desarrollo de la ciudad, deben brindar asesoramiento técnico tanto a las viviendas que están por construirse, como a las que por su antigüedad (zona monumental) representan un peligro.

El área estudiada se encuentra ubicada sobre depósitos aluviales, con un suelo que a nivel de cimentación es de tipo gravo-arenoso, bien graduado y presenta un estado de compactación bueno. Las características de compacidad y resistencia del suelo son en general uniformes en toda el área estudiada. La capacidad portante de la zona, reducida por efectos de un sismo, es de 2.4 kg/cm^2 para viviendas de 1 ó 2 pisos ($d_f = 0.8 \text{ m.}$ y $B = 0.6 \text{ m.}$).

Se han notado algunos problemas locales en determinadas viviendas, éstos son debidos principalmente a que su cimentación está sobre material de relleno, inclusive material orgánico, que con el tiempo se ha humedecido originando los problemas mencionados.

Por la antigüedad de algunas viviendas que se encuentran actualmente en uso, después de haber resistido una serie de sismos en el pasado, se deduce que las amplificaciones de las ondas sísmicas no son muy significativas en la zona.

Las características de compacidad del suelo, nos hacen restar importancia al peligro de densificaciones como consecuencia de movimientos sísmicos. Pero por la composición del suelo, su estado y el espesor de sus estratos se infiere que el período predominante de éste, es corto, coincidiendo éste con el período de viviendas de albañilería de poca altura. Por este motivo las viviendas deben estar adecuadamente estructuradas.

Con fines de complementar este estudio se debe realizar en el futuro un estudio de dinámica de suelos para verificar las características del comportamiento dinámico del suelo que se han hallado por relaciones del estudio de mecánica de suelos.

BIBLIOGRAFIA

- ATALA C. Análisis y Fallas de Cimentaciones en Edificaciones Industriales. Tesis, U.N.I. Lima, 1976.
- BELLIDO E. Geología del Cuadrángulo de Moquegua. INGEMET. Lima, 1979.
- CHEN P'EL-SHAN, LIN PANG-HUI. An Application of Statistical Theory of Extreme Values to Moderate and Long-Interval Earthquake Prediction. Institute of Geophisies, Academia Sinica January-December, 1973.
- KUROIWA J. DEZA E., JAEN H. and KOGAN. Microzonation Methods and Techniques used in Peru. Memorias II Conferencia Internacional de Microzonificación sísmica. San Francisco California, 1978.
- KUROIWA J. Simplified Microzonation Method for Urban Planning. Memorias III Conferencia Internacional de Microzonificación Sísmica Seattle, Washington 1982.

LAMBE W. WHITMAN R. Mecánica de Suelos, LUMUSA,
Willey, Mexico 1972.

LINSLEY R. FRANZINI J. Ingeniería de los Recursos
Hidráulicos, CECSA, México 1980.

OKAMOTO Shunzo. Introduction to Earthquake Engineering

ROCHA A. Hidráulica de Tuberfa y Canales.
Lima, 1979.

RODRIGUEZ C. Estudio de los Efectos del Sismo del
16.02.79 en Chuquibamba y Pampacolca.
Tesis U.N.I. Lima, 1982.

SILGADO Ferro E. Historia de los Sismos más notables
ocurridos en el Perú (1513-1974) Bo. N° 3.
Instituto de Geología y Minería 1978. Lima.

TERZAGHI K. PECK R. Mecánica de Suelos en la Ingenie-
ría Píctica. El Ateneo, Barcelona 1972.