

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



ESTUDIO SISMICO EN EL PLANEAMIENTO URBANO DE LA CIUDAD DE CHIMBOTE

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

JUAN ESTUARDO CHAVEZ SANCHEZ

Lima - Perú
1979

I N D I C E

PAG.:

INTRODUCCION

CAPITULO I : GEOLOGIA DE CHIMBOTE

I.01	GENERALIDADES -----	1
I.02	HISTORIA GEOLOGICA -----	3
I.03	CARACTERISTICAS GEOLOGICAS -----	5
I.04	CONSECUENCIAS GEOMECANICAS DEL SUELO -----	14

CAPITULO II : SISMOLOGIA DE CHIMBOTE

II.01	GENERALIDADES -----	18
II.02	HISTORIA SISMICA -----	19
II.03	CARACTERISTICAS SISMICAS -----	22
II.04	CONSECUENCIAS SISMICAS -----	23

CAPITULO III : DAÑOS DEL SISMO DEL 31 DE MAYO DE 1970 EN CHIMBOTE.

III.01	GENERALIDADES -----	27
III.02	HISTORIA DEL SISMO -----	28
III.03	FALLAS DEL SISMO -----	29
III.04	INFORMES DEL SISMO -----	35

CAPITULO IV : PLANIFICACIONES DE LA ZONIFICACION SISMICA
DE CHIMBOTE.

IV.01	GENERALIDADES -----	59
IV.02	CARACTERISTICAS -----	59
IV.03	CONDICIONES DE LA CIMENTACION -----	62

CAPITULO V : DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES

V.01	CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LAS ESTRUCTURAS ----	73
V.02	CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS SISMOS -----	75
V.03	CLASES DE CIMENTACION -----	76
V.04	PROPIEDADES DE LAS ARENAS -----	88
V.05	VIVIENDAS TIPICAS QUE SE CONSTRUYEN EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE -----	90

CAPITULO VI : RECOMENDACIONES

-	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS DE CIMENTACION ----	106
-	CONCLUSIONES Y CRITERIOS -----	111
-	MICROZONIFICACION SISMICA URBANA -----	115
-	DATOS DE MICROZONIFICACION -----	126
-	RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES SOBRE MICROZONIFI- CACION SISMICA -----	132

INTRODUCCION

El comportamiento de los suelos bajo la incidencia de terremotos severos han originado efectos poco conocidos en las edificaciones y -
dado a que actualmente es muy importante tomar en cuenta la influen-
cia de las condiciones locales del suelo, se han efectuado Estudios
e Investigaciones en diferentes partes del mundo sobre Microzonifi-
cación Sísmica de determinadas zonas con gran Riesgo Sísmico; y así,
para establecer parámetros necesarios estimando las fuerzas y efec-
tos que puedan producir daños en las edificaciones desplantadas so-
bre el terreno en las diferentes zonas y microzonas geográficas.

Observaciones sistemáticas de los efectos de terremotos ocurridos hasta la fecha han demostrado que los fenómenos asociados al
comportamiento anómalo de los suelos de cimentación son en gran par
te los responsables de destrucciones en gran escala y de numerosas
pérdidas humanas.

En el PLAN DIRECTOR DE CHIMBOTE la microzonificación sísmica reali-
zada por la MISION JAPONESA (Marzo 1,971), básicamente determina el
Planeamiento Urbano de dicha ciudad.

El presente trabajo, tiene como objetivo investigar los datos nece-
sarios que determinan la microzonificación sísmica y de los proble-
mas de cimentación de las viviendas construidas hasta la fecha en -
la ciudad de CHIMBOTE, tomando en cuenta una serie de factores no -
solamente técnicos; sino también económicos y de experiencia en la
zona.

EL AUTOR.

CAPITULO I

GEOLOGIA DE CHIMBOTE

1,01 GENERALIDADES

Investigaciones completas del suelo de la ciudad de Chimbote, desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica; fueron efectuados por primera vez por la Misión Japonesa en su Informe REPORT ON SEISMIC MICROZONING OF CHIMBOTE AREA PERU.

Estas investigaciones tuvieron como objeto, constatar en los aspectos cuantitativo y cualitativo los valores del Sismo por un lado y las consecuencias que éste ha tenido, sobre el suelo y sobre las edificaciones por otro lado.

Aquí se exponen los puntos esenciales que se refieren a las condiciones naturales y que han servido como guía para la distribución de las funciones urbanísticas básicas (habitación, trabajo y recreación, etc.) en el Plan Director.

Cabe subrayar que las investigaciones arriba mencionadas, se han efectuado en la parte antigua de la ciudad de Chimbote y no abarcan la totalidad del territorio, previsto por el Plan Director. Para esto por encargo de la Dirección del Plan de Desarrollo de Chimbote, se contrató a la Firma ARNALDO CARRILLO GIL E ASOCIADOS para efectuar una investigación, en las siguientes áreas :

a.- Zona de Casco Urbano

b.- Zona de los PP.JJ. "Villa María", "1º de Mayo" y "3 de Octubre".

c.- Zona de Vivienda e Industria

d.- Zona de Expansión

e.- Zona del Puerto.

El estudio mencionado cubre un programa completo de investigación de los suelos, de las áreas señaladas; así como de sus condiciones de humedad y salinidad, considerándose que toda la exploración y análisis efectuado, aplicación de tierras y experiencias de la mecánica de suelos; han sido desarrollados con el propósito de establecer la capacidad de carga de los suelos y sus condiciones de deformación y otras características propias de la zona; tales como las condiciones químicas especiales, que presentan los materiales que aparecen en ciertas zonas del área investigada.

Por otro lado, dada la ubicación geográfica de estas áreas en zonas de alto riesgo sísmico, se ha tomado en cuenta las características particulares de cada lugar y la posible respuesta del suelo a los movimientos sísmicos.

Por falta de equipamiento suficientemente especializado no fue posible realizar todas las investigaciones requeridas en la forma en que esto fue hecho por la Misión Japonesa; por lo que se ha elaborado un Mapa de Microzonificación del terreno de

la misma precisión, que el producido por dicha Misión, se ha podido llegar a definir una Microzonificación preliminar de la Zona de Expansión, que se ha utilizado como base para el planeamiento urbanístico.

1.02 HISTORIA GEOLOGICA

Geológicamente se puede señalar que la Zona estudiada, - constituyó en épocas pasadas una gran cuenca de sedimentación en donde se depositaron unidades litológicas de facies; tanto marinas como continental.

Posteriormente, estos fueron deformados tanto por el emplazamiento de plutones de magnitud batolítica como por movimientos orogénéticos, que generaron esfuerzos de compresión, tensión y cizallamiento; testificados por el levantamiento de los Andes y por el desarrollo de un gran número de estructura geológicas, que han alcanzado su mayor desarrollo en el Sector Oriental.

Las rocas que se presentan en el área son sedimentarias, ígneas (intrusivas y extrusivas) y metamórficas. Las rocas sedimentarias; están representadas principalmente por calizas, lutitas, areniscas y conglomerados.

Entre las rocas ígneas intrusivas, predominan la de composición granitoide (granitos, granodioritas, dioritas, etc.) y forman parte de intrusiones batolíticas, etc. Además, existen intrusiones menores de composición aplítica, pegmática, etc. Las rocas ígneas extrusivas, están representadas fundamentalmente

por tufos, denomes y aglomerados; de composición andesítica, riolítica, dasítica y material piroclástico en general.

Las rocas metamórficas, están conformadas principalmente por cuarcitas y pizarras. La edad de estas rocas es estimada entre el Jurásico y el Cuaternario reciente.

Los depósitos más recientes se localizan fundamentalmente en el Sector de la denominada Faja Costera, destacando los depósitos eólicos y aluvionales. Las rocas ígneas están ampliamente distribuidas en la Zona y constituyen afloramiento de grandes proporciones. Las rocas metamórficas se hallan formando parte, principalmente de las deformaciones mesozoicas.

La secuencia estratigráfica, ha sido establecida por la similitud litológica y posición estratigráfica equivalente con otra Zona del País.

La planicie aluvional originada por el río Lacramarca, presenta una morfología suave con ligera pendiente hacia el mar, determinándose por los afloramientos del lugar que existe estratos de arena eólicas, marinas y fluviales; pertenecientes al cuaternario, así como andesitas y granodioritas perteneciente el cretáceo superior a terciario inferior, encontrándose afloramientos menores por debajo de las andesitas en el Norte de la Ciudad. La secuencia sedimentaria revela que toda esta zona ha sido de desembocadura del río Lacramarca, que acorde con la historia geológica indicada, a fines del eoneo ocurrió un descenso del continente que produjo que el depósito fluvial fuera parcialmente cu-

bierto por arenas marinas, luego un nuevo ascenso continental de terminó el retroceso marino, dejando la región expuesta a la acción eólica; quedando cubiertas, tanto las arenas marinas como las continentales por un manto de arena de origen eólico de diferente grado de compacidad.

1.03 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS

La mayor parte de la ciudad de Chimbote está ubicada principalmente en la planicie aluvional del río Lacramarca y en la Costa a lo largo de la bahía de Chimbote. En la parte Sur o Zona de Expansión Urbana, el suelo es plano, arenoso de compacidad media y cubierto de dunas en algunos sitios. Aquí se encuentra también el aluvión del río Seco formado en el año 1940. Hacia el mar y Sur Este de la ciudad se encuentran montañas rocosas y cerros, cubiertos parcialmente por arenas eólicas.

La geología superficial del área de Chimbote, está clasificada como se indica a continuación :

A : Roca Básica

A₁ : Roca Básica Volcánica, roca sedimentaria, granitos de edad cretáceo.

A₂ : Roca Básica cubierto con viejos depósitos de arena eólicas.

B : Depósitos Aluviales

B₁ : Depósitos Aluviales del río Lacramarca.

B₂ : Remanentes de viejos depósitos aluviales del río La
Cramarca.

B₃ : Depósitos de cuenca de inundación

C : Contornos de Playa

C₁ : Actuales Contornos de playa

C₂ : Viejos contornos de playa

D : Arenas Eólicas

D₁ : Arenas Eólicas actuales

D₂ : Arenas Eólicas antiguas

E : Pantanos

F : Tierras Bajas en dirección a la planicie aluvional

A : Roca Básica o Lecho Rocoso.

Está compuesta principalmente por andesitas volcánicas -
con roca arenosa y roca granítica incrustadas.

Las rocas volcánicas han sido más o menos moldeadas (me-
tamorfoseadas), por las rocas graníticas incrustadas.

Las mismas que se encuentran principalmente en los ce-
rros de la ciudad (Tambo Real), mientras que los cerros que se -
encuentran al Sur Este, están formados de rocas de granito.

B : Depósitos Aluviales.-

Existen algunos depósitos o planicies aluvionales sobre lo que se asienta la ciudad de Chimbote y son los siguientes

B1 : Depósitos Aluvionales del Río Lacramarca :

La cual está desarrollada en un relleno del valle del río Lacramarca de 10 Kms. de largo por 5 Kms. de ancho en la Costa.

La corriente del agua del río Lacramarca, desaparece cerca de la cúspide del abanico fluvial debajo de la superficie del suelo. No se conoce ningún curso definitivo del río en la superficie aluvional. El margen marino de la planicie está truncado o blicuamente por la línea de la Costa de la parte Norte, donde tiene de tres a cinco metros de alto sobre el nivel del mar y es enmarcada por la línea costera.

En la parte sur del abanico aluvional en la otra banda , la planicie gradualmente desciende y se extiende debajo de pantanos y lagunas.

La planicie aluvional tiene zonas de suelos útiles para el cultivo en la parte alta.

En términos generales los depósitos aluvionales consisten primordialmente en varias clases de arenas, entre mezcladas con arcilla fina y grava. Las más delgadas capas de gravas se encuentran entre 10 a 20 metros en la parte de tierra adentro del

rea estudiada, haciéndose más delgadas y profundas hacia el nivel del mar.

En las Localidades cercanas a la playa no se encuentran depósitos remarcables de grava más abajo de los 20 metros de la superficie. Las arenas marinas son fragmentos de conchuelos en capas de 5 a 7 metros están intermezcladas en un estrato entre 5 y 15 metros debajo de la superficie del suelo. La arcilla y arena no son significativas en el perfil geológico debajo de 25 metros, aunque hay algunas fajas menores de 3 metros de grosor.

Es importante anotar los dos siguientes hechos que son probablemente favorables para la hidrificación del sub-suelo: El primero, si es que la arena de la parte alta del perfil es bien escogida probablemente por efectos del aire, y la Segunda si es que el nivel del agua freática está bastante cercana de 1 a 2 metros de profundidad y algunas veces hasta baja presión.

B2 : Remanentes de Antiguos Depósitos Aluvionales del Rfo Lacramarca :

Es una terraza parecida a una banca angosta que se apoya en la parte baja de los niveles de las colinas a lo largo de la margen Norte de la planicie aluvional del Rfo Lacramarca.

La terraza tiene un espesor de 10 a 50 metros y cerca de 20 metros de alto sobre la planicie aluvional. La parte inferior del borde de la terraza está cubierta con arena eólica y la parte externa del borde está marcada por agudos barrancos donde existen

débiles consolidados de barro, arena sucia y grava de un espesor de 2 metros; y están expuestas en la parte más alta del barranco.

Los depósitos contienen residuos de plantas y no tienen indicación de depósitos marinos cercanos. Son considerados remanentes de la vieja planicie aluvional escapados de la erosión subsecuente.

B3 Planicie de la Cuenca de Inundación alrededor del Cerro de Chimbote y Pampa de Irrigación de Chimbote:

Las montañas rocosas en la región tienen suaves gradientes y amplias planicies alrededor de ellas. Estas planicies consisten en depósitos de arena gruesa y grava con piedras sub-angulares.

La más grande planicie fluvial típica se extiende al lado Oeste, hacia la Costa, desde la pampa de irrigación de Chimbote, en la que la Urbanización Buenos Aires está presente.

La planicie aluvional debe haber sido formada por inundaciones por ausencia definitiva de valles (planicie chata); una similar a la anterior es la del Sur de las colinas de Chimbote, en la que está sentada la planta del acero, como se muestra en datos de calicatos pre-existentes, la planicie consiste en una alteración de débritos angulares derivados de las montañas adyacentes y arena escogida probablemente, debido al re-trabajo eólico.

La planicie aluvional al Norte del Puerto de Acero, con-

siste mayormente en arena retrabajada por el viento y estratificadas con dibrutos de rocas y la napa de agua está razonablemente profunda, su profundidad se observa como 10 metros, según calicata realizada en la Urbanización Buenos Aires.

C : Contorno de Playas.-

C1 : Actuales Contornos de Playas :

La cual se encuentra desarrollada a lo largo de la Bahía de Chimbote.

Mide generalmente de 20 a 100 metros de ancho y de 3 a 5 metros de alto de arena gruesa laminada con fragmentos de conchue los.

La arena de la playa se entremezcla parcialmente con la arcilla aluvial en los niveles posteriores de la parte Central de Chimbote.

C2-C3-C4 : Antiguos contornos de Playa :

La cual se encuentra situada al Norte de Chimbote.

Consiste geológicamente en tres contornos arenosos; dos de los cuales tierra adentro son contornos de la línea de la Costa de tiempos antiguos, cuando el mar llegó allí. El nivel del mar más distantes y profundos se encuentran a 7 metros por encima del nivel actual, y en su superficie se encuentra la actual avenida José Olaya. Puede ser considerado segundo por su antigüedad el

que se halla en el centro del área de las lagunas de la parte Sur de Chimbote que limita la extremidad este del barrio Villa María y que se encuentra a un metro sobre la superficie de los mismos.

D Arenas Eólicas.-

Los frecuentes vientos provenientes del Océano transportan arenas finas en dirección Nor-Este y forman dunas en la parte Sur del área de Chimbote.

Las fuentes principales de las superficies de arena son la Costa Sur de la Bahía de Samanco. Junto a éstas dunas de arenas móviles, en la parte norte del área de Chimbote existen arenas eólicas antiguas (D2).

Capas bastantes gruesas de arenas eólicas recientes cubren la parte sur de las llanuras aluvionales del río Lacramarca (D1).

Las dunas de arenas tienen una altura de 2 a 3 metros y están colocadas en direcciones paralelas a los vientos predominantes.

La pendiente Sur del Cerro Tambo Real al norte de Chimbote está cubierta de arena eólica antigua.

El barrio San Pedro, el Cementerio y el Reservorio se encuentran en esta pendiente arenosa.

La arena, compuesta de granos finos sueltos, contiene pe

queños fragmentos de conchuelos. Se estima que el grosor de la arena es de algunos metros. Estas arenas se han formado cuando la costa marina estaba situada más cerca del pie de estos cerros.

E : Pantanos.

Los pantanos se han formado en las partes bajas de las llanuras aluvionales. Están ubicadas en áreas donde las aguas de superficie no pueden drenarse por impedírsele la presencia de alturas circundantes, como por ejemplo los depósitos costeros.

El pantano mas extenso del área de Chimbote se encuentra en la parte Sur-este de la ciudad. Está ubicado en la parte más baja de la llanura aluvional del río Lacramarca. Este pantano se divide en parte externa e interna separados parcialmente por un depósito costero antiguo, cerca de la Panamericana.

El agua de este pantano proviene de gran número de fuentes en su parte interna, cuyas aguas corren por la superficie hacia el mar, pasando a través de las dunas y de los depósitos costeros. Las fuentes de las aguas de superficie es el río Lacramarca cuyos arroyuelos penetran bajo la superficie del suelo al comienzo mismo del abanico aluvional.

El perfil geológico de este pantano contiene principalmente arenas medianamente sueltas. a 25 metros de profundidad, Grava y capas arcilloso-limosos se encuentran en algunos niveles. Cabe subrayar que no se ha encontrado sedimentos de fangos al fondo del pantano.

Existe otro pantano en la parte baja al norte de la ciudad. Está rodeado por el norte por el Cerro Chimbote, por el este por el Cerro Tambo Real, por el sur por el río Lacramarca y por el Oeste por los depósitos costeros.

En términos generales, la parte norte de este pantano contiene arena suelta del abanico aluvial que se extiende desde los Cerros del norte, mientras que la parte sur está formada por arena aluvial y grava del abanico aluvial del río Lacramarca.

Hay que resaltar que si bien la situación actual en la superficie parece desfavorable, no se encuentra marcada cantidad de arcilla o depósitos blandos de barro ni siquiera en las cercanías de los pantanos.

F : Tierras Bajas en Dirección a la Planicie Aluvional.-

En el valle que cortan y separan los terrenos aluvionales.

El abanico aluvional del río Lacramarca está recostado en su parte norte por pequeños valles recientes,

Estos valles se desarrollan interiormente con una erosión Superficial de las colinas marinas de 2 a 3 metros de altura sobre el nivel del mar. El término de estos valles llega generalmente a 1 kilómetro o menos de la Costa marina.

El valle más largo, inmediatamente al sur del centro de Chimbote, tiene alrededor de 2 kilómetros de longitud.

El terreno contiene en su superficie arenas blandas, licuosas y finas ó arenas fangosas con o sin restos orgánicos. No se conoce el grosor de estos depósitos; sin embargo, se estima que no pasa de algunos metros.

1.04 CONSECUENCIAS GEOMECANICAS DEL SUELO

Para estimar la composición geomecánica del suelo se ha efectuado investigaciones en más de 100 sondajes a 4 y 5 metros de profundidad con lo que se ha abarcado la totalidad de la superficie prevista por el Plan Director.

Generalmente, las arenas sometidas a fuerzas vibratorias, tienen tendencia a compactarse. En su superficie externa, como consecuencia de la compacidad de las arenas, se presentan hundimientos del suelo durante el sismo. Es claro que las arenas sueltas y muy gruesas han provocado grandes hundimientos.

La compactación de las arenas que yacen bajo el nivel de las aguas subterráneas fue acompañada de afloramientos de aguas que se encontraban en las porosidades de las arenas. Esto trae como resultado el crecimiento de las aguas subterráneas y la subida del nivel del curso de las mismas. Por esta razón las partes bajas fueron inundadas y en algunas partes afloró el agua subterránea durante el sismo.

Debido a que durante el sismo se produjo una compactación significativa de las arenas sueltas saturadas de agua en condiciones de arenaje desfavorable, la presión de las aguas en la -

resistencia de las arenas, las llevó algunas veces hasta el estado líquido que comunmente se conoce con el nombre de licuefacción de arenas, se cree que las capas de arenas sueltas de aproximadamente 2 metros de espesor han provocado licuefacción durante el sismo.

Las arenas licuefactas fueron arrojadas fuera junto con las aguas del sub-suelo. En los lugares en que ésta licuefacción se limitó a capas que se encontraban a algunos metros de profundidad, no se han encontrado hundimientos significativos en las edificaciones. Por otra parte en las áreas antes mencionadas, donde el afloramiento se efectuó con arenas sueltas, la licuefacción llegó hasta cerca de la superficie del suelo y muchas edificaciones sufrieron hundimientos significativos.

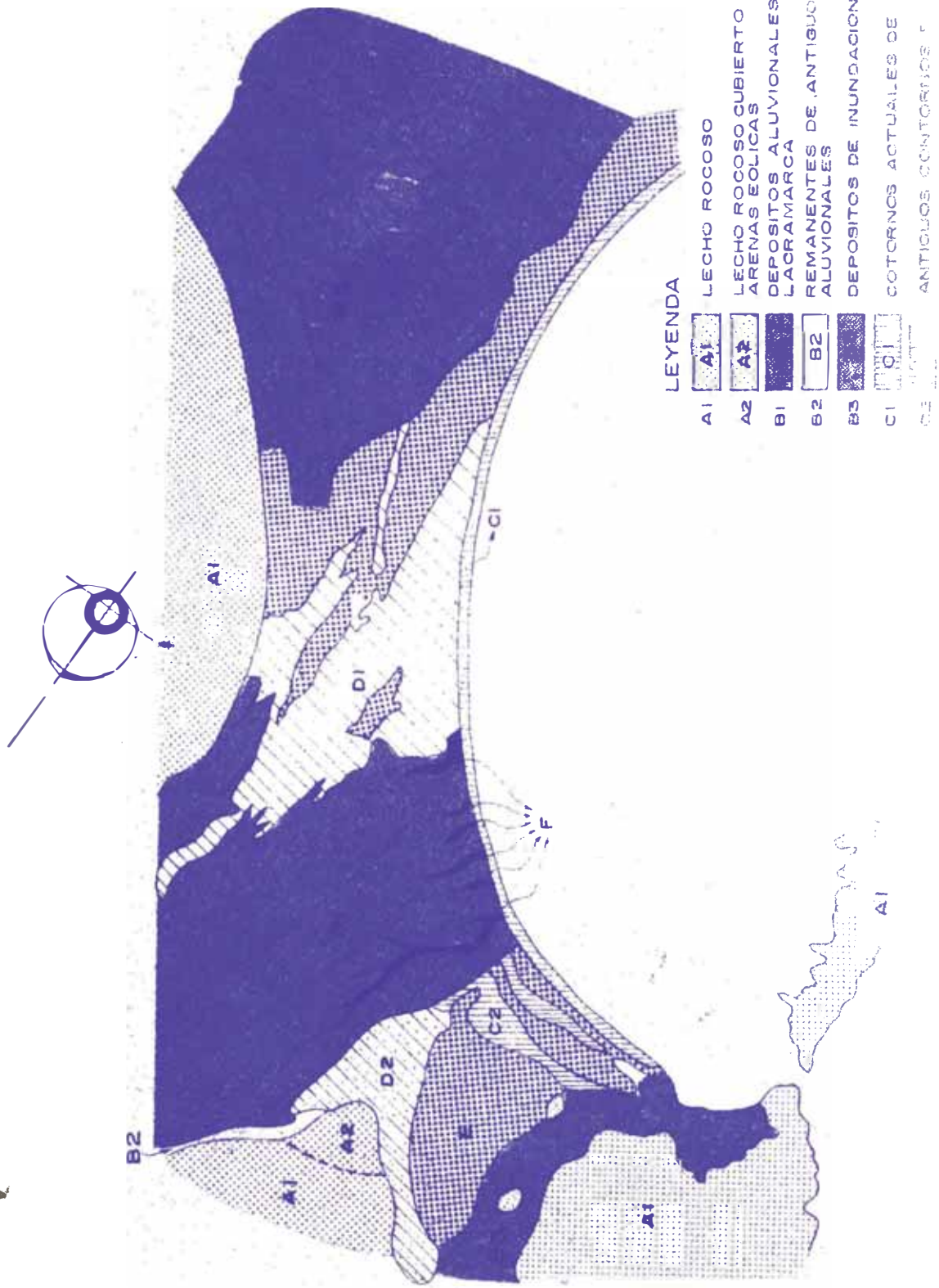
Muchas rajaduras fueron formadas en el suelo en esta ciudad durante el sismo. Todos los agrietamientos reconocidos y las grietas abiertas superficialmente tienen un cierto grado de desplazamiento relativo. Ellos pueden ser clasificados geológicamente en varios grupos :

- a) Agrietamiento debido al derrumbamiento de dunas de arena o debido al desplazamiento del suelo en declives empinados.
- b) Agrietamiento debido a diferentes asentamientos o compactación del suelo.
- c) Agrietamiento debido al humedecimiento del sub-suelo,

frecuentemente acompañado con cercanos volcanes de arenas.

Estos tipos de agrietamiento está distribuido en concordancia con las diferentes condiciones geológicas - del lugar.

MAPA GEOLOGICO DE CHIMBOTE



CAPITULO II

SISMOLOGIA DE CHIMBOTE

2.01 GENERALIDADES

El Perú dentro del Continente Americano está ubicado geográficamente en una región de gran actividad sísmica, considerando que sus costas forman parte del Círculo Circumpacífico (Cinturón Sísmico del Pacífico), que es el complejo sísmico más activo del mundo, estadísticamente podemos decir que es el lugar donde han ocurrido más del 80% de los terremotos destructivos detectados hasta la fecha, 15% se registraron en el llamado Cinturón Alpino, que se extiende desde Europa y Africa del Norte hasta la India, China y Malasia; y que el 5% han ocurrido en el resto del Mundo. Dentro de su zona sísmica solo el Japón y Chile anteceden al Perú por el índice de sismicidad.

Las observaciones Sismológicas y el análisis de los Registros obtenidos en varias estaciones locales permiten confirmar el modelo de mecanismo de fallas geológicas sustentado por la teoría de Espaciamiento del fondo marino. En efecto conforme a las nuevas teorías sobre tectónica del Planeta, la costa Peruana-Chilena corresponde a una región de desaparición de la corteza en la fosa del Pacífico, donde están en contacto dos grandes placas terrestres, la Placa Sud-Pacífica y la Placa Americana. (Fig.II/1).

El movimiento tectónico causado por el deslizamiento de la placa oceánica bajo la placa continental es responsable de la gran actividad sísmica de la región. Ver corte esquemático del modelo tectónico se muestra en la Fig.II/2 que correspondería a la

sección de falla de la costa a través del epicentro del terremoto de Mayo de 1970. En el Perú la gran mayoría de los terremotos han sido de origen tectónico y no de origen volcánico.

2.02 HISTORIA SISMICA

Sísmicamente LOMNITZ establece que el riesgo sísmico del Perú es mayor en los valles de los rios, ya que la población se encuentra casi enteramente en la costa y en los valles que desaguan las vertientes occidentales de los Andes.

Para esto se ha reunido estadísticamente de los principales eventos sísmicos encontrándose entre los paralelos de 8° a 12° latitud Sur y entre los meridianos 76° y 82° de longitud Oeste.

- a) Sismo 9 de Julio de 1619 que afectó las ciudades de Trujillo y Piura donde se registraron grandes daños materiales y numerosas víctimas.
- b) Sismo 14 de Febrero de 1658 que afectó a la ciudad de Trujillo ocasionando daños materiales en su totalidad y numerosas víctimas.
- c) Sismo 6 de Enero de 1725 que afectó las ciudades de Trujillo y Callejón de Huaylas.
- d) Sismo 16 de Noviembre de 1907 que afectó a las ciudades de Casma y Tarma ocasionando daños moderados.
- e) Sismo 20 de Mayo de 1917 que afectó levemente a la

ciudad de Trujillo, en Casma ocasionó daños moderados y en Chimbote se sintió fuertemente ocasionando daños materiales.

- f) Sismo 21 de Junio de 1937 con una intensidad VI (M.M.) y una magnitud de 6.75 ocasionando diversos daños con siderables en Trujillo, Chimbote, Casma, Salaverry y Lambayeque; leves en Cajamarca y Cutervo.
- g) Sismo 24 de Mayo de 1940 con una intensidad VIII(M.M.) y una magnitud de 8.2, fue sentido en todo el País pe ro que afectó a la ciudad de Lima, reduciendo a escom bros numerosas construcciones; Callao y Chorrillos fue ron los más afectados grado VIII, Rimac, Lima Antigua y zonas cercanas a cerros de grado VII; Balnearios del Sur grado VI.
- h) Sismo 10 de Noviembre de 1946 con una intensidad de X y XI (M.M.) y magnitud 7.25 en las ciudades de Siches, Sihuas, Conchucos, Mayas y otros pueblos aledaños al río Marañón; que tuvo una escarpa de falla de 5 Km.de de longitud con grandes deslizamientos en las casas y agrietamiento del terreno.
- i) Sismo 23 de Junio de 1951 que afectó al Callejón de - Huaylas ocasionándole daños moderados.
- j) Sismo 19 de Agosto de 1955 que afectó a las ciudades de Trujillo y Chimbote ocasionándole daños moderados.

- k) Sismo 18 de Febrero de 1956 con una intensidad VII (M.M.) en las ciudades de Carhuaz y Callejón de Huaylas, ocasionándoles daños considerables.
- l) Sismo 29 de Octubre de 1956 con una intensidad VI(M.M) en las ciudades de Huánuco y Tingo María ocasionándoles daños moderados. Se sintió en Chimbote y Lima.
- ll) Sismo 24 de Setiembre de 1963 con una intensidad de - VI a VII y magnitud 6.75; en la ciudad de Lima el sismo se sintió con grado VI y tuvo una duración de 40 - segundos ocasionándoles daños moderados. En Ancash fallaron las construcciones de adobe, derrumbes en gran escala enterrando los canales de regadío e interrumpiendo el camino, etc. (Ancash, Huaraz, Huarmey).
- m) Sismo 17 de Octubre de 1966 con una intensidad de VIII (M.M) y con una magnitud de 7.5 en las ciudades de Lima, Callao, Huacho, Huaura, Puente Piedra y Supe ocasionando daños materiales y cerca de 200 víctimas. Se produjeron grietas en terrenos no consolidados, casas de adobe y Quincha destruídas en Puente Piedra; se produjeron Tsunami en las Costas del Callao, Chimbote San Juan de 4.30 metros de altura máxima; después hubo réplicas en 5 meses.
- n) Sismo 31 de Mayo de 1970; nos ocuparemos en el capítulo III.

ñ) Sismo 3 de Octubre de 1974 es el último sismo que ha ocurrido en el Perú y tuvo una intensidad de VI a IX (M.M) y una magnitud de 6.6; en la ciudad de Lima el Sismo se sintió con grado IX y tuvo una duración de - 35 segundos ocasionando daños materiales cuantiosos.

Se puede observar de los datos que la frecuencia de los sismos son cada vez menos y que los daños que han ocasionado ultimamente son mucho mayores de sismos anteriores.

2.03 CARACTERISTICAS SISMICAS

Una de las características sísmicas principales en el suelo de Chimbote es la alta intensidad sísmica originada por encontrarse sobre suelos desfavorables que han amplificado los efectos en las ondas sísmicas.

A las fuerzas sísmicas se oponen con su propia resistencia tanto el suelo como las estructuras.

Investigado las propiedades dinámicas del suelo se ha encontrado que en la parte norte de la ciudad (San Pedro y Sider Perú) el periodo predominante es de 0.1 segundo aproximadamente. Esto indica que la base del suelo en esta área es dura y densa.

En la parte Central (Río Lacramarca) el periodo predominante es de 0.2 - 0.3 segundos. Esto indica que el sub-suelo de esta área es un poco blando desde el punto de vista dinámica. Parece que el grosor de la caja aluvional es bastante mayor que en las otras áreas.

En la parte sur (ejemplo Buenos Aires) el periodo predominante tiene diferentes valores, lo que indica que el sub-suelo contiene más capas con diferentes características dinámicas.

Por lo tanto desde el punto de vista de las propiedades dinámicas del suelo, el área de Chimbote puede dividirse en tres partes como se ha mencionado anteriormente, y en términos generales esta área es más dura si se le compara con las áreas de Tokio en Japón que tiene un periodo predominante de 0.3 a 0.6 segundos.

2,04 CONSECUENCIAS SISMICAS

En términos generales, el movimiento de tierra y el resquebrajamiento de las estructuras durante el sismo depende principalmente de la magnitud y la distancia del epicentro. Sin embargo, cuando se toma un área limitada existe diferencia en los daños según la ubicación del suelo.

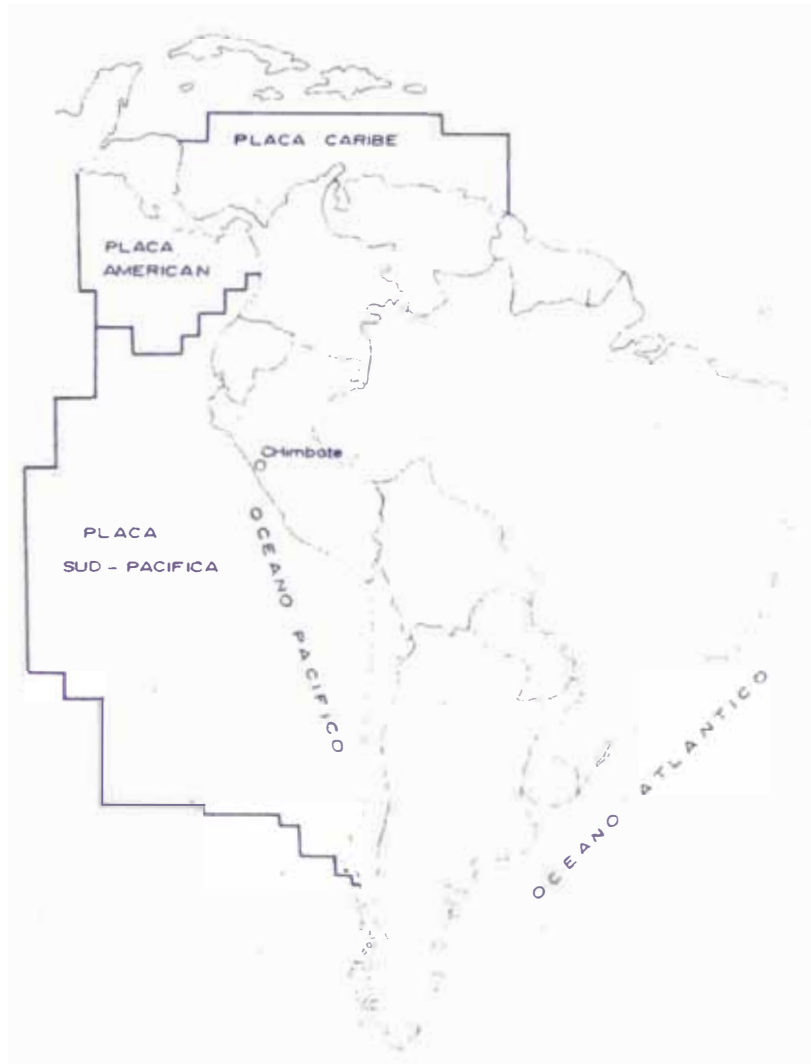
La reacción de la estructura durante el sismo ha sido provocado principalmente en el suelo y por la profundidad del nivel freático.

Las consecuencias más comunes en el área de Chimbote del sismo son los asentamientos que se produjeron hasta una altura de 30 centímetros y la filtración de agua hacia la superficie.

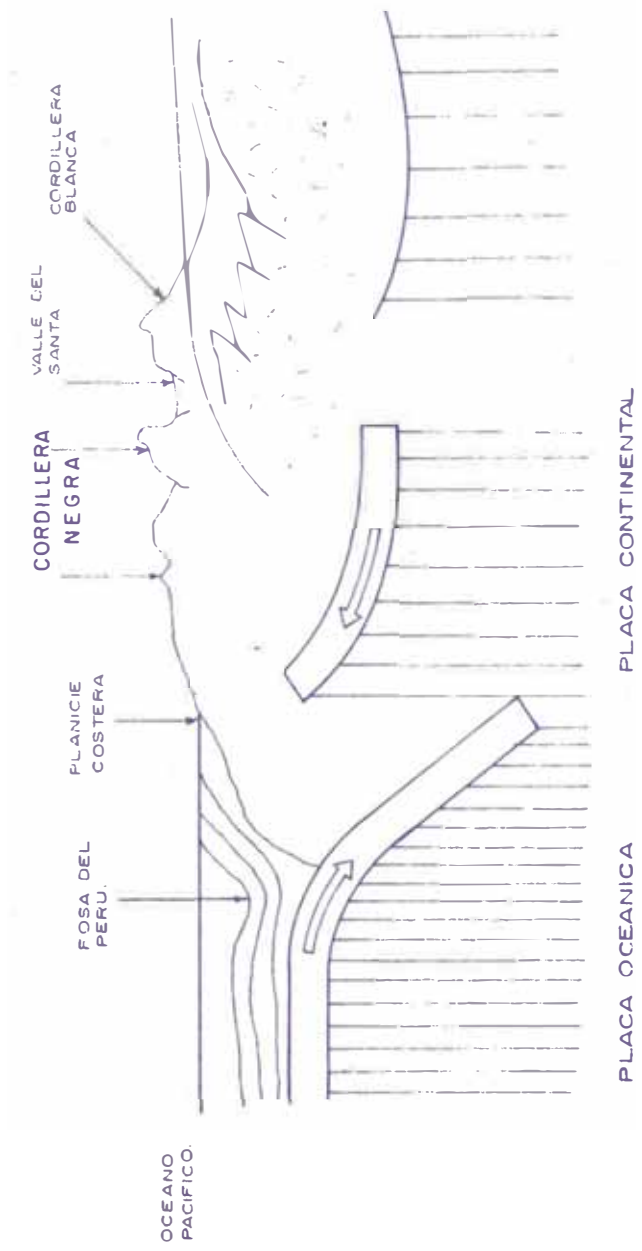
Sabemos que la ciudad de Chimbote es una Bahía bordeada de cerros de rocas cubiertas de arenas eólicas y que la gran mayoría de viviendas que se encontraban en sus faldas sufrieron total

destrucción de ellas porque se produjo amplificación del sismo en diferentes direcciones.

PLACAS TECTONICAS



CORTE ESQUEMATICO DEL MODELO TECTONICO (LOMNITZ, 1970)



CAPITULO III

DAÑOS DEL SISMO DEL 31 DE MAYO DE 1970 EN CHIMBOTE

3.01 GENERALIDADES

El 31 de Mayo de 1970 a las 20.35,25 GMT, ocurrió en el Norte del Perú el Terremoto más destructivo del presente siglo, dejando un saldo de destrucción de 15 a 20 mil millones de soles y más de 50,000 muertos y desaparecidos; además de millones de heridos y sin hogar.

El número de víctimas podría haber sido mucho más elevado, de no mediar la favorable circunstancia de que el terremoto ocurrió un día Domingo a las 3.23'25"p.m. (tiempo local), cuando las Escuelas, los Edificios Públicos y aún las Iglesias; estaban vacías y un alto porcentaje de la población se encontraba al aire libre.

La magnitud del Sismo fué estimado en 7 3/4 (Escala de Richter), lo que comparativamente no corresponde a un gran Terremoto, pero tuvo gran impacto en Zonas donde el material de construcción más generalizado, era el adobe; además de que la gran parte de los daños se debieron a efectos secundarios como las avalanchas de Yungay.

Otras fallas fueron la falta de planeamiento en la expansión urbana, que se ha realizado ocupando suelos de alta intensidad sísmica inadecuados y la poca resistencia sísmica de sus edificaciones.

3.02 HISTORIA DEL SISMO

El sismo del 31 de Mayo de 1970, tuvo como epicentro a - 70 Kms. de la Costa del Perú, al Oeste de la ciudad de Chimbote . El epicentro fué localizado en 9.4°S y 78.9°W y la profundidad del foco fue de 24 Kms.

Como es normal en Sismos de gran magnitud, estos van seguidos de una gran actividad de sismos posteriores réplicas, cuyo número y magnitud van decreciendo en el tiempo.

En el caso del Terremoto del 31 de Mayo de 1970, el número total de réplicas, sobrepasó al de varias anteriores en el mes de Junio (Fig.III/1).

Del Instituto Geofísico del Perú, he podido recabar las curvas isosistas que se hizo en base a encuestas realizadas en toda el Area Afectada (Fig.III/2).

De observaciones de terreno se puede estimar que intensidades máximas cercanas a 9 (en escala de Mercalli de 12° grados), se produjeron en segmentos no consolidados entre Casma y Chimbote, cuando el nivel freático era muy cercano a la superficie.

En la Zona Costera desde un poco al Norte de Chimbote hasta el Sur de Casma, se tuvieron intensidades de grado 8 con un gran componente en el sentido vertical, que puede haber colaborado a la gran destrucción producida por las aceleraciones verticales simultáneas.

3.03 FALLAS DEL SISMO

Muchas fueron las fallas que se produjeron durante el sismo, de los cuales podemos clasificarlas en :

A) Fallas en Vivienda de Adobe

El adobe es uno de los materiales más usados y antiguos de nuestro País y que el gran porcentaje de viviendas se quedaron en escombros en la ciudad de Chimbote, fueron de este material.

Las fallas más comunes en viviendas de adobe fueron :

- 1.- Dimensión.- Inadecuado dimensionamiento de 20 x 20 x 40 cms., que era usado en posición transversal o sea se obtenía un ancho de 40 cms. y que resultaba deficiente especialmente en las uniones verticales, formándose un plano de falla de fuerte inclinación.
- 2.- Calidad.- Los adobes son de baja calidad, ya sea por resistencia o por la brisa del medio ambiente que deteriora la parte baja de los muros carcomiéndolos.
- 3.- Cimentación.- La gran mayoría de las paredes, se encontraban mal cimentadas, sobre cimientos de piedras asentadas con barro; con un ancho de 40 cms. y una altura promedio de 30 cms.
- 4.- Altura.- La excesiva altura de los muros no concorde con el espesor y el largo exagerado originó fa

llas por esbeltez y generalmente colaxaron totalmente. Todavía es notoria la existencia de viviendas de más de 2 pisos con un ancho de muro de 40 cms. y con una altura superior de 3 metros por cada piso, que conduce a la poca densidad de muros en ambos sentidos.

- 5.- Arriostramiento.- Algunos testigos existentes se puede observar la carencia total de una cadena de coronamiento o también podemos decir que si la tenía, esta no era eficiente; pero si se puede observar que tenían dinteles que eran deficientes, porque tenían un reducido empotramiento del dintel, cuyos apoyos eran de 10 a 20 cms.; luego tenía un excesivo ancho del vano que producía una carga excesiva de adobe sobre el dintel.

B) Fallas en Viviendas de Material Noble.-

En este tipo de construcción prácticamente lo que predominó y predomina actualmente, son estructuras de 1 ó 2 pisos, que tienen cierta importancia local en la Zona de Estudio, como viviendas de 1 ó 2 pisos, construcciones correspondiente a equipamiento comunitario, hospitales, colegios, etc.

Las fallas más comunes en viviendas de material noble fueron

- 1.- Defectos en la Ejecución.- Esta falla que se ha observado con mucha frecuencia se debió y se deberá a

la falta de apoyo en la ayuda técnica a los pobladores por intermedio de las Autoridades competentes; - consecuencia por la cual se detectaron :

- 1.a : Armadura Vertical, que sufrieron desplazamientos - hacia el interior o hacia afuera por descuido, durante el proceso de vaciado, lo que originó que se reduzca la capacidad resistente del elemento o problemas de oxidación respectivamente.
- Armadura Transversal, carencia de estribos en columnas y vigas, debido evidentemente a que no se diseñó por tensión diagonal y que en los extremos de estas no se logró un confinamiento del concreto; a fin de lograr una ductibilidad adecuada.
 - Fallas en Anclajes de Armaduras, el anclaje tuvo un largo desarrollo insuficiente y dobleces bruscos, que concentraron esfuerzos en el concreto y bajaron la eficiencia del acero, originando el fenómeno de concentración de esfuerzos.
- 1.b : Calidad del Concreto, experiencias que se realizaron por el método del esclerómetro-martillo-schmidt en concretos inspeccionados, dió como resultado general que eran de baja calidad e irregulares, como consecuencia de una serie de factores :

Empleo de cemento alterable, endurecimiento origi-

ginado en general por el almacenamiento demasiado prolongado o defectuoso, lo que trae como consecuencia la disminución de la resistencia mecánica de los concretos.

• Dosificación inadecuada por relación agregado fino (arena) y agregado grueso (piedra triturada) y la mala relación agua-cemento.

1.c : Defectos en la Ejecución de la Albañilería, los más comunes en la ejecución de la albañilería, es el exceso de espesor de las uniones entre hiladas consecuencia de los defectos de los ladrillos y completando a todo esto es la falta de humedecimiento de las unidades de ladrillo durante su uso ocasionando una liga deficiente.

1.d : Ausencia de Arriostre Lateral, datos estadísticos que numerosas estructuras observadas, carecían total o parcialmente de arriostramiento lateral y en consecuencia eran las fallas más espectaculares que se habían observado.

2.- Distribución de Esfuerzos en Planta.- Esta fue la falla más característica en estructuras de cierta importancia, consecuencia de una distribución de esfuerzo de planta, diferente a la considerada en el cálculo.

Los casos más comunes por esta falla fueron :

2.a : Muros de Albañilería No Estructurales, Los muros de albañilería considerados como no estructurales en el cálculo y diseño, pero que ante el efecto de las fuerzas laterales actuaron como elementos rigidizantes.

Se trata generalmente de muros de media altura que ocupan solo algunos de los vanos entre pilares de la estructura básica de marcos rígidos. Es decir que el efecto de rigidización por estos muros producen la falla conocida como efecto de columna corta.

2.b : Muros Estructurales de Albañilería Mal Anclados en la Viga, Numerosas edificaciones presentaron fallas por corte en los extremos superiores de las columnas que enmarcaban muros arriostrantes de ladrillos contruídos después de concreto la viga correspondiente, o sea debido a la falta de anclaje insuficiente de la viga en el muro.

2.c : Muros de Ladrillos no Considerados en el Diseño, La falta de control de las Autoridades ha tenido como consecuencia que en edificaciones después de terminadas han construido muros a fin de separar ambientes originando defectos que ocasionaron diversas fallas.

3.- Efectos de Torsión en Planta.- En estructuras de pórticos de concreto armado, fue notoria los efectos de torsión en planta, porque se debió a la mala distribución de esfuerzos entre los elementos resistentes de acuerdo a sus rigideces; o sea la falta de coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigidez.

4.- Fallas de Elementos No Estructurales.- Este es el tipo de falla que más peligro ha representado para las personas, debido casualmente a su débil estabilidad, como por ejemplo: tabiques, divisiones entre techos, cornisas, muros de acero, etc.

Entre las causas fundamentales de esta falla, tenemos :

4.a : Anclaje Inadecuado, como son elementos no estructurales, se debió diseñar de acuerdo al tipo de estructura sea rígida o flexible, pero con especial interés en estructuras flexibles, donde los tabiques divisiones deben enmotarse en forma flotante con el fin de evitar que tomen esfuerzos para los cuales fueron diseñados y alteren el comportamiento sísmico de la estructura.

4.b : Estabilidad del Elemento Mismo, La falta de monolitismo, fue la causa principal de la estabilidad de

los muros, lo que siempre se debió procurar un adentamiento del mismo con la columna para su mejor adherencia.

5.- Falla en Dinteles.- Durante el sismo la gran mayoría de los dinteles colocados en forma aislada sobre puertas y ventanas se han desprendido, porque se debe procurar que la viga de coronamiento funcione como dintel o en caso contrario procurar anclarla.

6.- Presencia de Estructuras de Ladrillos sin Columnas.-

Esta fué la falla más grave que se encontró en viviendas modernas construídas en Chimbote (Urb. Buenos Aires), que tuvieron que construirse nuevamente, ya que las fallas fueron irreparables.

3.04 INFORMES DEL SISMO

Estos informes fueron hechos en base a reconocimientos en la Zona Afectada para su reconstrucción, en la cual manifiestan sus efectos sobre los diferentes tipos de construcción y fueron los siguientes :

A) Informe de la Universidad Nacional de Ingenieros

Las causas principales de las fallas se debió a :

- 1) Alta intensidad sísmica originada por encontrarse las ciudades en suelos desfavorables que han amplificado los efectos en las ondas sísmicas.

2) Falta de planeamiento en la expansión urbana, que se ha realizado ocupando suelos sísmicamente inadecuados.

3) Poca resistencia sísmica de las edificaciones :

3.a: Inadecuada cimentación de las estructuras o - carencia de ellas, la mayoría de ellas han fallado por circunstancias poco profundas y no rigidizadas.

3.b: Deficiente concepción de la estructura propiamente dicha, así como de la construcción por falta de un diseño y en algunos pocos casos - por un inadecuado diseño.

3.c: Uso indebido de los materiales de construcción.

3.d: Empleo de procedimientos constructivos errados y por otro lado a la realización empírica de las construcciones técnicas.

Conclusiones y Recomendaciones :

1) Al comprobarse que los suelos han jugado un papel preponderante en la distribución de daños y teniendo en cuenta que la reconstrucción de la zona de - manda una inversión cuantiosa en millones de soles a invertir en forma racional se recomienda: Que al

planificar la reconstrucción de las zonas afectadas, ésta se efectúe previa ejecución de Planos de Zonificación Sísmica con sus correspondientes estudios de geotecnia, de microtrepidaciones e instrumentación de acelerográficos.

- 2) Se hace la observación de la necesidad urgente de brindar asesoría técnica a cargo de Ingenieros especialistas para orientar a la gran cantidad de personas que abandonaron las edificaciones que habitan estando estas en buenas condiciones, originando una congestión en los problemas urbanos precarias y de que se ha empezado a efectuar reparación en sus viviendas, no habiendo verificado su peligrosidad; además de los errores ya señalados anteriormente, están creando peligros futuros.
- 3) Plantea la necesidad de implantar la Asesoría Técnica para el diseño y la construcción de componentes provisionales que ofrezcan un mínimo de seguridad y que eviten siniestras. Esto es consecuencia de observación de que muchos pobladores por propia iniciativa han comenzado a construir sus viviendas provisionales.
- 4) Se recomienda que la Universidad Nacional de Ingeniería, canalice esta asistencia técnica, a través del Ministerio de Vivienda, que permita en forma -

breve realizar el diseño en planeamiento y el mismo en arquitectura y servicios.

5) Se sugiere la necesidad de hacer conocer en la Zona, los métodos provisionales para potabilizar el agua y para la eliminación de los sistemas de agua y desagüe de las Localidades visitadas por la Misión.

6) Una recomendación valiosísima es la que ante las presuntas situaciones de emergencia en el que vive el País originado por los fenómenos naturales se hace necesario la creación de una organización de emergencia de carácter inter-ministerial con participación a nivel de Asistencia Técnica de la Universidad Peruana.

B) Informe de la Escuela de Ingeniería Civil de Chile (ONU).-

La causa fundamental de las fallas, parece estar en que el diseño de las estructuras no considera los esfuerzos laterales provocados por el sismo y se agrava con presencia de defectos de construcción o el empleo de materiales de mala calidad.

Dentro de estos datos, podemos sintetizar los siguientes

- 1) La importancia a dar en el diseño una simplicidad y simetría estructural, que origina un comportamiento adecuado de la estructura frente a un sismo.
- 2) Tomar la precaución necesaria al construir edificaciones que tengan apreciable diferencia de altura, como es la de preverse independencia entre ellas, en caso de no ser posible, se tomará la medida necesaria de refuerzo para tener en cuenta las solicitaciones adicionales.
- 3) Durante la inspección de estructura dañadas se observa muchas fallas por asentamientos diferenciales, de modo que se recomienda ligar los diferentes cuerpos de producción, diseñándolos en lo posible como continuos, sobre todo en aquellos terrenos de débil resistencia.
- 4) Se recomienda evitar la colocación de elementos muebles o de relleno que interfiera el trabajo de la estructura o que produzcan cargos adicionales no previstos en el cálculo.
- 5) En lo posible evitar elementos salientes del edificio, como cornizas y ornamentales pesados y cuando estos sean indispensables como es el caso de estanques, chimeneas, etc.; ellos deben ser proyectados

para una sollicitación sísmica calculada con un coeficiente sísmico de uno.

- 6) Se hace mención a la importancia de disponer buena traba entre muros de albañilería y refuerzo de concreto armado, proporcionando así a esos muros el total o parte de la acción sísmica. En caso de que no participen los muros de albañilería, entonces el esfuerzo sísmico, se plantea de independizarlos totalmente de la estructura de concreto, mediante órganos de sujección adecuados.
- 7) Tener cuidado de construir pisos como diafragmas rígidos de concreto armado, que puedan distribuir la fuerza sísmica entre los elementos resistentes al sismo de acuerdo a sus rigideces.
- 8) En general, en el aspecto constructivo se hace hincapié en los cuidados a tenerse en la ubicación de los empalmes, estribos cercanos en los nudos o conexiones de vigas a columnas o visceversa, por la necesidad de brindarle ductibilidad a través de un adecuado confinamiento.
- 9) La necesidad de respetar los recubrimientos de las armaduras indicadas en los Planos, en lo referente a los morteros para muros de albañilería estos deben ser de buena calidad y cuidadosamente ejecuta-

dos, ya que bajo cargas horizontales las condiciones de adherencia son decisivas.

Reiteramos que este Informe de bastante importancia al aspecto constructivo, además de la inspección de obras en el alto porcentaje de daños evaluados.

C) Informe del Instituto Geofísico del Perú.-

De las observaciones realizadas en la Zona Afectada, se puede clasificar los efectos en las construcciones y efectos en los suelos. El sismo fue de intensidades de grado 7 y 8, las fallas se deben principalmente a la mala calidad de las edificaciones, a la impropia fundación de las viviendas para las calidades de suelos en que están asentadas.

En Chimbote los edificios de concreto armado y ladrillo muestran alguna incapacidad en los daños, aunque las fallas observadas se debieron a asentamientos de suelo. Otro efecto del sismo que incidió en algunos daños de las estructuras es la aparición de grietas en suelos arenosos-arcillosos saturados de agua y el aumento del nivel de agua subterránea.

El movimiento relativo de estas grietas, ha originado desplazamientos verticales hasta de 10 centímetros y aberturas de ese mismo orden de magnitud, seccionando

los edificios, fábrica de harina de pescado y viviendas ribereñas. Las grietas afectan solamente la superficie y no así la roca del basamento. Estas grietas son paralelas a las líneas de la costa y por información de la sociedad nacional de pesquería se han observado desplazamientos continuos en la superficie ribereña del orden de los 4 centímetros en un intervalo de 5 días.

Los efectos del sismo en el muelle de pescadores de Chimbote más próximo al Terminal Marítimo, han sufrido un asentamiento en el primer tramo original probablemente por desplazamiento del bloque del suelo en que se asienta el muelle.

En Chimbote se nota la presencia de agrietamiento de terrenos húmedos y poco consolidados y otros de consistencia areno-arcillosa con saturación de agua, donde las grietas han afectado algunas fábricas de harina de pescado. La grieta más cercana a la línea de la costa se encuentra a unos 100 metros de dicha línea. También se observa agrietamiento a lo largo de la carretera Panamericana, pero no en forma generalizada y con aberturas que son del orden de los 10 centímetros y en algunos casos hasta de 40 centímetros.

Se reportaron variaciones del nivel de agua subterránea siendo en la mayoría de los casos un aumento de

nivel de los 50 centímetros. No se observó la generación de un TSUNAMI (Maremoto) y las máximas amplitudes con respecto a la marea normal son del orden menor de un metro.

Conclusiones :

- 1) Se deben instalar estaciones sísmicas, con el fin de poder detectar los movimientos y las anomalías de la corteza terrestre.
- 2) Se debe implementar sistemas de comunicación de emergencia para estos casos.
- 3) Se debe colocar sistemas de alarma y avisos para que los pobladores estén expeditos ante estos tipos de siniestros.
- 4) Se ve que hay una constante amenaza de los terremotos en las zonas urbanas costeras.
- 5) Estudiar las fallas de construcciones de los diferentes tipos de edificaciones.
- 6) Se debe establecer un Reglamento de Construcciones Antisísmicas.
- 7) Se debe arreglar en forma inmediata los daños sufridos en los sistemas de agua y desagüe.
- 8) Se debe hacer un estudio de trazos de carreteras.

- 9) Se debe hacer un estudio de la geología y el tipo de suelos de la zona urbana.
- 10) Se debe hacer un estudio de aguas subterráneas, cuencas de alimentación, drenaje, saturación de los suelos, escurrimientos y fluencias de tierras.
- 11) Se debe hacer un estudio de asentamientos y compactación.

D) Informe de la Misión Francesa.-

La ubicación actual de Chimbote, presenta graves inconvenientes, los mismos que han sido ya puestos de manifiesto en estudios del Ministerio de Vivienda y de diversas personalidades. En lo referente a las condiciones físico geográficas, creemos necesario mencionar :

- 1) El cordón litoral arenoso sobre el cual está constituida la parte antigua de la ciudad, presenta condiciones aceptables, pero :

1.a: La capa freática o capa acuífera se encuentra a poca profundidad, hecho que incrementa las deformaciones del suelo bajo el efecto de las ondas elásticas de los sismos. Testimonio de esto, son las importantes destrucciones durante el terremoto del 31 de Mayo de 1970.

- 1.b: El peligro de deslizamientos submarinos de las arenas en dirección de la bahía durante los sismos, por efectos de thixotropia, pueden provocar serios daños a las construcciones situadas a orillas del mar. Este mecanismo ha funcionado en algunos lugares, durante el último sismo.
- 1.c: Existe el peligro de tsunamis que pueden afectar la bahía, si se producen terremotos en la región del Océano Pacífico. Felizmente en Mayo de 1970, el tsunami producido por el sismo ha tenido poca amplitud y se produjo durante la marea baja. Pero un riesgo considerable existe permanentemente. Se recomienda pues vivamente no ubicar construcciones a orillas del mar, salvo aquellas cuyo emplazamiento litoral sea indispensable (fábricas de harina de pescado, instalaciones portuarias).
- 1.d: El cordón litoral está interrumpido en algunos sitios, por canales de albuferas parcialmente rellenas y que aseguraban en otras épocas la comunicación entre la bahía y la laguna. Por otra parte, las acumulaciones que se han efectuado en sus emplazamientos, han sufrido durante el sismo un efecto de compac-

tación a menudo diferencial, que ha provocado importantes estragos a las construcciones y a las rutas.

1.e: Las antiguas lagunas ubicadas detrás del cordón litoral están en su mayor parte rellenas por depósitos limo-arcillosos muy finos. Este tipo de material es susceptible de importantes asentamientos bajo el efecto de los sismos y reacciona de manera elástica. Ello ha ocasionado grandes daños en las construcciones y en toda la red vial. La situación se agrava aún más por un mal drenaje debido en gran parte a los aportes de agua de la Irrigación Chimbote. Esta en efecto, está situada sobre terrenos muy permeables, que consumen mucha agua y provoca una sobrecarga de la capa freática contenida en las acumulaciones aluviales que se sumergen en la antigua laguna. Bajo el efecto de esta irrigación, la superficie de las áreas palustres se ha multiplicado aproximadamente 4 veces. El sismo, al compactar las formaciones de lagunas, ha provocado un hundimiento que hace aún más insuficiente el drenaje y además, ha hecho subir el nivel superior de la capa freática. De tal manera, las extensiones que antes eran solamente pantanosas

ahora están inundadas, convertidas en lagunas.

- 2) El drenaje insuficiente crea de mucho tiempo atrás, condiciones particularmente insalubres en Chimbote. Los efectos del sismo han asentado fuertemente este inconveniente. Parece técnicamente difícil asegurar un asentamiento correcto no solamente de las zonas pantanosas, sino también del cordón litoral arenoso. En efecto, habría que evacuar las aguas servidas hasta el litoral oceano al norte de la bahía. Se ha establecido un proyecto en este sentido, pero la pendiente del colector será necesariamente muy débil, lo que exigirá seguramente una o varias estaciones de bombeo. El bombeo será necesario para sanear toda la zona pantanosa en la que el plano de agua está a penas a un nivel superior a cero metros.

Estos inconvenientes se suman a la polución del aire por las fábricas de harina de pescado y a las de las aguas de la Bahía de Ferrol.

Los graves defectos del emplazamiento de la ciudad vienen a reforzar los proyectos de remodelación, e laborados por distintos Organismos y que encaran transferir los barrios residenciales hacia el Sur.

En efecto, sólo la región situada al Sur y Sureste

de la aglomeración actual ofrece condiciones propias para el desarrollo de una ciudad importante . En modo alguno habría que pensar en los alrededores de la Fábrica Siderúrgica, por dos razones: El lugar es muy reducido y la mayor parte de este sector está constituida por capas eólicas de pendiente bastante pronunciada que recubren las rocas del lugar. Estas arenas son inestables por defecto de los sismos, ya que tienden a iniciar movimientos de rectación. Los barrios de la ciudad construídos en este medio geomorfológico sufrieron graves daños, incluso aquellos formados por casas de buena apariencia.

El exámen de la región situada al Sur de la ciudad actual, a partir de la Urb. Buenos Aires, incluyendo al Aeropuerto, la orilla de la Bahía de Samanco y la Desembocadura de la Quebrada de San Antonio , ha demostrado que este lugar se presta bien para el desarrollo de una gran aglomeración. Los pocos inconvenientes que presenta pueden ser fácilmente superados.

Ventajas:

- Los espacios favorables ofrecen una gran extensión, que excede ampliamente las necesidades a mediano plazo. Se rá pues posible, de esta manera proveer un plan de ur-

banismo sin mayores inconvenientes. Esta ventaja es particularmente apreciable si se decide reservar la mayor parte de la ciudad a las casas individuales de una sola planta.

- Este sector está constituido por varias unidades geomorfológicas, pero todas ellas son favorables. En efecto, se trata de "glacis" y de rellenos de fragmentos rocosos acarreados por la Quebrada de San Antonio. Están formados por guijarros compactos, poco elásticos, con una cobertura poco espesa de arena eólica con declive suave, puntas rocosas que sobresalen y formaciones marinas arenosas cerca de la Bahía. No cabe temer efecto de compactación como en las formaciones lagunares del sitio actual. Además, el drenaje es excelente aunque puedan encontrarse aguas subterráneas en una parte del sector. Pero se encuentran a varios metros de profundidad. El relieve, ligeramente ondulado, deberá ser aprovechado para el trazado de las calles y de los colectores.

Esta región permitiría una zonificación correcta de la aglomeración, conforme a los proyectos de urbanismo. La Bahía de Ferrol se reservaría para el uso industrial y portuario, aumentando los espacios necesarios para la ampliación de estas funciones. La Bahía de Samanco, por el contrario, se dedicaría únicamente para recreo. La

aglomeración residencial podría ser netamente separada de los barrios residenciales por el corte que forman pantanos situados cerca de la Urb. Buenos Aires. Por último, la ciudad estaría resguardada de la polución industrial del Aire. Sobre estas acumulaciones formadas por la quebrada San Antonio y las colinas de poca pendiente cercanas, una parte de los barrios residenciales podría beneficiarse de una mayor insolación que en la ubicación actual y de un fácil acceso al valle de Nepeña.

Inconvenientes :

Habrán que resolver dos problemas :

- Tener en cuenta el viento y la tendencia de las arenas a emigrar hacia el NNE desde la Bahía de Samanco. Habrá que estudiar este problema, lo que tenemos la intención de hacer cuando entremos en la fase de los proyectos. Parece ser que estos problemas pueden ser vencidos bloqueando la salida de la arena en la playa de la bahía, disponiendo las calles y las casas de una manera adecuada y finalmente plantando cortinas de árboles.
- Prohibir la construcción al pie de pendientes rocosas muy pronunciadas, en las cuales los sismos pueden provocar la caída de bloques. En cambio estas alturas pueden servir para la instalación de depósitos de agua, de

paseos, etc. . . .

Los datos expuestos más arriba, resultado del reconocimiento del lugar, deben permitir a las autoridades tomar una decisión rápida. Esta es indispensable si quiere evitarse la confusión y la persistencia del desorden urbano que caracteriza la aglomeración actual de Chimbote y que amenaza paralizar su desarrollo, tanto como ciudad industrial que como centro regional.

Aunque no es nuestra intención entrar en los aspectos propiamente urbanísticos, nos parece primordial subrayar los puntos siguientes :

1) Un control total del agua es indispensable :

- El abastecimiento en agua de la ciudad puede beneficiarse con los canales de la Irrigación Chimbote y en cierta medida, cuando se hallan hecho estudios más detallados sobre la existencia de napas freáticas, será posible su utilización del agua en el perímetro irrigado con el fin de, simultáneamente
 - . Rescatar un excedente suficiente para la alimentación urbana.
 - . Mejorar el drenaje de la antigua laguna
 - . Permitir mejores rendimientos agrícolas y, eventualmente, incrementar la extensión del perímetro irrigado.

La reparación y el revestimiento de los canales de irrigación parece indispensable. Podría también examinarse la oportunidad de introducir una irrigación por aspersión, principalmente para los cultivos de hortalizas, sobre los terrenos más arenosos.

El saneamiento debe merecer toda la atención. Deberá estar cuidadosamente equipado antes de comenzar la construcción en los perímetros consagrados a la extensión urbana. Igualmente deberá realizarse en el emplazamiento de la actual aglomeración, tanto para las aguas servidas domésticas como para las aguas de desecho puede ser estudiado para las industrias. De todas maneras, en el emplazamiento actual serán necesarios bombeos, lo que permitiría asegurar el funcionamiento del servicio de desagües.

El control del agua debe ser global. Los problemas deben ser encargados en conjunto, sin separar los aspectos industriales, urbanos y agrícolas. Sería pues de desear que una autoridad única se encargue del conjunto de estos problemas. Podría ser la Municipalidad que está muy interesada y cuyas decisiones son muy esenciales. Hay que evitar a toda costa que las aguas servidas polucionen la capa freática y la bahía y se viertan en los pantanos. Es una cuestión de seguridad sanitaria para la población.

- 2) El equipamiento en un futuro próximo de un sistema de vías de comunicación que debe contribuir a estructurar la aglomeración y favorecer el juego de las funciones urbanas. De las medidas que se tomen en este sentido dependerán, en gran parte, las reacciones de

la población a las innovaciones propuestas.

Deben ser tomados en consideración dos aspectos esenciales :

- La situación de Chimbote sobre la ruta Panamericana. La circulación de tránsito no debe interferir con las funciones urbanas. Por otra parte, el acceso a Chimbote debe ser fácil para que sus actividades de carácter regional aumenten. Por lo tanto hay que preveer y equipar, desde antes de comenzar la construcción de la Zona Sur, un sistema de comunicaciones que evite atravesar la ciudad y sus caminos de acceso.
- Las relaciones internas en la aglomeración, que resulten de una modificación que separe netamente las funciones residenciales e industriales. Comunicaciones rápidas deberán ser establecidas a fin de asegurar una rápida conexión entre la zona portuaria e industrial y el área residencial si quiere evitarse que la distancia que las separa sea un motivo de fracaso de los proyectos encarados. Dichas comunicaciones serán necesarias desde el comienzo de los trabajos de edificación de los barrios Sur con el fin de facilitar el acceso rápido y fácil de los trabajadores.

- Es necesaria una programación esmerada de diversas acciones si se quieren evitar crisis graves. En efecto, conviene asegurar, de inmediato, alojamiento a la población al mismo tiempo que se da comienzo a la construcción de los barrios nuevos. Una vez terminados estos, un gran número de obreros de la construcción, quedará sin trabajo. Será necesario entonces que la construcción sea sustituida por empleos industriales. Al momento actual los habitantes se han reinstalado espontáneamente no lejos de sus hogares destruidos. La puesta en obra de los nuevos barrios puede proporcionarles trabajo. Durante la construcción de éstos la ciudad actual puede seguir desempeñando un papel residencial provisional. Más tarde los habitantes deberán instalarse en los barrios nuevos, lo cual permitirá un reacondicionamiento de la ciudad actual en función de las actividades industriales y portuarias.

E) Informe de la Misión Japonesa.-

Especialistas Japoneses en Ingeniería Sísmica, hicieron diversos estudios en el área de Chimbote, con la finalidad específica de formular el mapa de microzonificación de esta ciudad basado en exploraciones precisas del terreno, observaciones de micro-tremores y de sismos actuales. Es así que en el transcurso de su

permanencia se realizaron las siguientes investigaciones :

- 1) Investigación Geológica.- En base a la interpretación de la aereofotografía del área desde un punto de vista geológico se pudo conocer la constitución del sub-suelo.
- 2) Perforaciones y Pruebas de Penetración Standar.-Lo que permitió conocer y obtener las condiciones del sub-suelo directamente, el nivel de la napa del agua, la distribución del tamaño del grano, así como la dureza del sub-suelo a partir de los tipos de investigación mencionados (Perforación y Pruebas de Penetración Standar). Todo esto permite conocer si el suelo será dañado por licuafacción o no, durante el sismo.
- 3) Observaciones de Micro-Tremones en la Superficie del Terreno.- Basado en que éste, siempre está vibrando amplitudes extremadamente pequeñas. Esto nos permite obtener propiedades dinámicas de las capas de la superficie, por ejemplo: el periodo predominante a través de un adecuado análisis de este micro-tremón del suelo en estudio.
- 4) Investigación de Daños a Edificaciones, Carreteras y Fallas del Terreno.- Basado en los factores que

dañan una estructura en conjunto Intensidad de un Sismo y fractura del terreno. En base a estas investigaciones y con el estudio de observaciones de shocks posteriores, que permite obtener propiedades dinámicas de la superficie del terreno, esta misión puede formular un mapa de microzonificación para la ciudad de Chimbote, la cual se ha dividido en 4 grandes áreas con características particulares que limitan en cada caso las acciones a tomarse en el proceso de rehabilitación y reconstrucción. Esta micro-zonificación se caracteriza bajo el punto de vista de la posibilidad edificativa y de la seguridad constructiva especificada para cada zona.

Recomendaciones Generales :

"Que el territorio Peruano, está ubicado en una región de gran actividad sísmica y que tiene experiencia en terremotos destructivos, desde tiempos antiguos, por los cuales muchas vidas humanas se han perdido y enorme cantidad de propiedades han sido dañadas".

"Existen muchas maneras de acercarse a la prevención, o al menos criminalizar los desastres del terremoto. Para esto se recomienda la Investigación en Sismología y la Ingeniería Sísmica, que deben -

ser promovidas, incluyendo las investigaciones para predecir los sismos y avalanchas, debido a las caídas del hielo".

El esperado programa de Investigación puede ser dividido en los puntos siguientes :

- 1) Cuidadosa investigación sísmica
- 2) Estudio geotécnico para el reciente movimiento de la corteza.
- 3) Estudio de geo-magnetismo.
- 4) Estudios sismo-tectónicos de las fallas activas
- 5) Estudios topográficos y geológicos de la región sísmica.
- 6) Investigación de la conducta dinámica de suelos
- 7) Investigación de las construcciones de adobe y en su material para fortalecerla contra sismos.
- 8) Investigación en dinámica de suelos.
- 9) Investigación en la conducta dinámica de las cimentaciones.

Los items del 1 al 5 pueden contribuir grandemente a predecir la venida de terremotos y salvar muchas vidas humanas. Sin embargo, si aún un terremoto puede ser previsto, es imposible

prevenir la ocurrencia del mismo. Es por lo tanto, muy importante en la práctica dar una conciencia de como construir estructuras que resistan los terremotos por producirse.

Se recomienda preparar mapas de microzonificación sísmica en las ciudades principales del Perú, siguiendo los procedimientos tomados en el área de Chimbote. Por último se hace mención a la necesidad de establecer un Instituto de Investigación de Previsión de Desastres de Terremotos con Científicos e Ingenieros, que cubran los estudios antes mencionados.

Es importante señalar que el estudio de la Misión Japonesa en la actualidad, representa un valioso aporte para el Organismo del Plan Chimbote (ORDENOR-CENTRO), en la elaboración de un minucioso estudio sismo-geológico de las áreas previstas para la futura Urbanización y particularmente de los terrenos serranos y centrales a la ciudad.

FOTO 1



FOTO 2



En las Fotos (1) y (2) se puede notar que los daños producidos por el sismo en algunos Pueblos Jóvenes, fueron en su totalidad debido a que las construcciones eran de adobe y que en algunos casos las viviendas tenían cimientos y sobrecimientos. Se nota también que hubo Licuefacción de arenas y que el nivel freático emergió hacia la superficie.



En la Foto (3) se nota la falta de columnas y vigas de amarre - en casi todas las casas que han quedado como testigos del sismo.

FOTO 4



En la Foto (4) se nota que las viviendas que tenía columnas y vigas resistieron al sismo parcialmente ya que algunas paredes no resistieron el Esfuerzo Cortante. Además afloró el agua a la superficie.

FOTO 5



En la Foto (5) se nota que algunas edificaciones tuvieron un grado mayor de seguridad en las estructuras. Se pudo comprobar la buena cimentación y su conexión con las columnas de este depósito; además se verificó que el suelo - había sido reemplazado y rellenado con material granular, por eso fué la única construcción donde no hubo filtraciones hacia la superficie por la licuefacción de areans.

FOTO 6



En la Foto (6) se nota el antiguo Pueblo Joven "Villa María" - que fué totalmente destruído por el sismo, el cual fué reubicado al costado del mismo y que ahora es el nuevo Pueblo Joven "Villa María".

Dicha reubicación se hizo en base al plano de ZONIFICACION elaborado por el Programa de las Naciones Unidas.

Se puede notar que el riesgo sísmico en esta zona va hacer mucho mayor que en otras zonas, porque posiblemente con un sismo se manifiesta el proceso de LICUEFACCION de arenas.

FOTO 7



En la Foto (7) se nota que la resistencia del suelo es bajo y que el nivel freático en esta calle comenzó a aflorar a 1.80 mts. sobre el nivel de la pista. Según los estudios que se hicieron en esta zona, determinan que la resistencia del suelo es de : 1.50 kg/cm².

FOTO 8

En la Foto (8) se nota que el nivel freático se encuentra a 2.20 mts. sobre el nivel de la pista y la resistencia del suelo según los estudios que

se hicieron es de 1.15 kg/cm².



FOTO 9



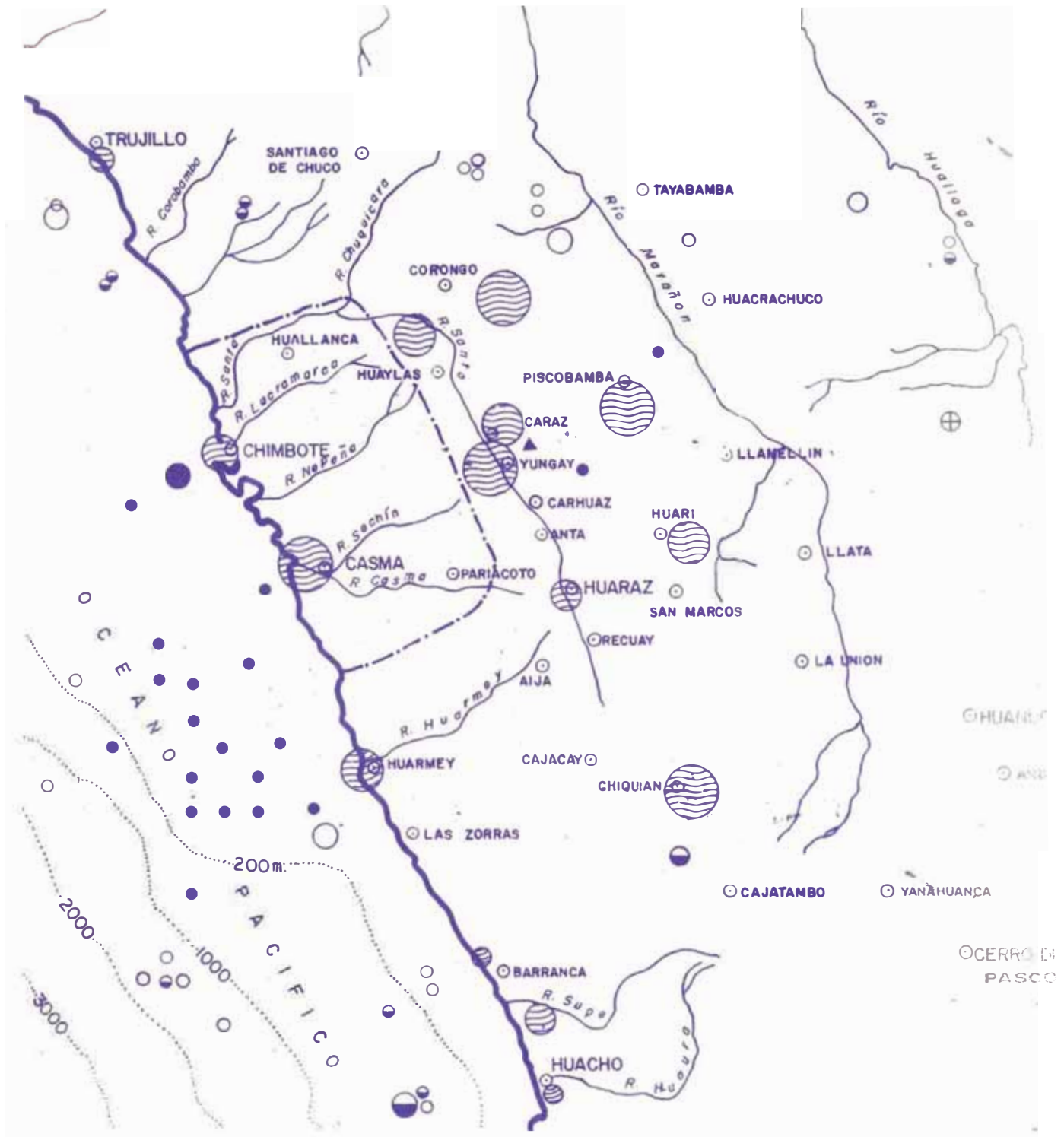
En la Foto (9) se nota que el nivel freático se encuentra a 1.20 mts. sobre el nivel de la pista y los estudios que se hicieron en esta zona determina que la resistencia del suelo varía de 0.50 a 1.00 kg/cm².

FOTO 10



La Foto (10) corresponde a la zona pantanosa ubicada al sur de la ciudad de Chimbote que se viene rellenando y nivelando los terrenos que servirán para lotizar terrenos destinados para la industria pequeña (Talleres de mecánicas, aserraderos, etc.).

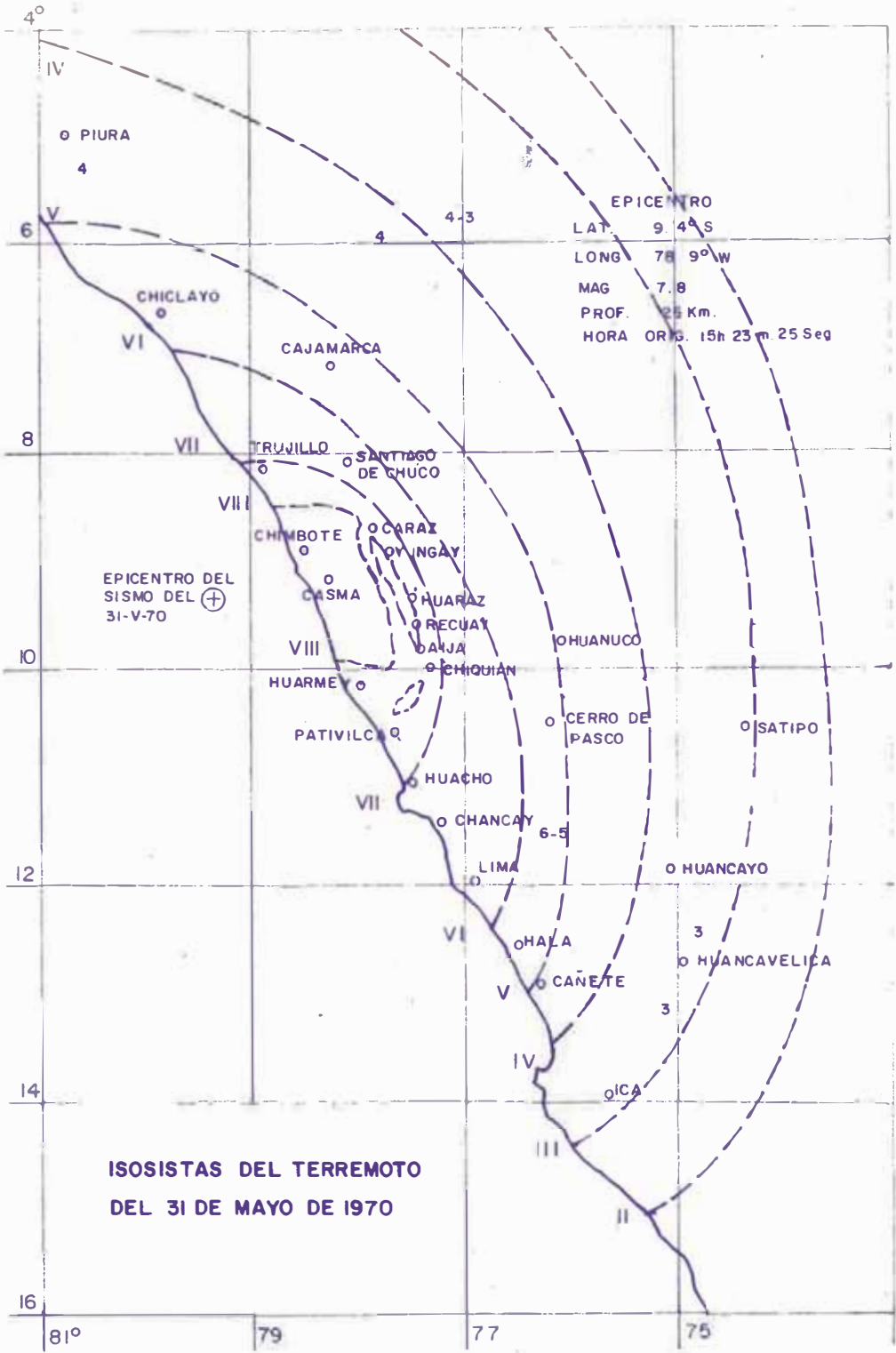
ESQUEMA GENERAL DE LA MICROREGION



MAGNITUD APROXIMADA DE DAÑOS PRODUCIDOS POR EL SISMO DEL 31/5/70

- 30%
 - 40%
 - 45%
 - 70%
 - 80%
 - 90%
 - 100%
- EPICENTRO Y REPLICAS DEL TERREMOTO DEL 31/5/70
 - EPICENTROS A PROFUNDIDAD MENOR DE 60Km. (1913-1963)
 - EPICENTROS A PROFUNDIDAD MAYOR DE 60Km

TESIS DE GRADO
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 JUAN ESTUARDO CHAVEZ S/



CAPITULO IV

PLANIFICACION DE LA ZONIFICACION SISMICA DE CHIMBOTE

IV.01 GENERALIDADES

Todos los estudios realizados hasta la fecha han sido desde el punto de vista de la utilización del suelo, especialmente teniendo en cuenta el diseño de las estructuras resistentes a los sismos, podemos decir que de acuerdo a la total investigación realizada por la MISION JAPONESA expuesta en su libro REPORT ON SISMIC MICROZONING OF CHIMBOTE AREA-PERU que plantea la micro zonificación sísmica en lo que se basó el PLAN DIRECTOR DE CHIMBOTE para la zonificación de la ciudad.

IV.02 CARACTERISTICAS

Los datos generales de las zonas y los criterios para los cálculos que se requiere para la construcción de las edificaciones en la microzonificación sísmica es como se sugiere de la siguiente forma (FIG. No. IV - 1).

ZONA 1,- En esta zona, el subsuelo contiene densas gravas o rocas y el nivel freático está por los menos a 10 metros de profundidad bajo la superficie del suelo. La mayor parte de esta zona está ubicada en áreas cuya elevación es mayor de 10 metros sobre el nivel del mar. En esta zona no hay practicamente posibilidades de hundimientos de las edificaciones convencionales, tal como las residencias de uno y dos pisos, y tampoco subsiguientes hundimientos del suelo durante los sismos.

Sin embargo, desde el punto de vista de la interacción suelo-estructura, las fuerzas sísmicas que atacan estas edificaciones pueden ser un poco más fuertes que en otras zonas.

ZONA 2.- En esta zona el suelo está cubierto de arenas sueltas o medianamente densas hasta algunos metros de espesor. Debajo de estas capas se encuentran o arena densa o formaciones arenosas completamente cementadas.

En la mayor parte de esta zona el nivel freático se encuentra aproximadamente a 5 metros bajo la superficie del suelo. En esta zona no se esperan hundimientos significativos en edificaciones convencionales tal como las residencias de uno y dos pisos, excepto en los bordes extremos de las dunas de arenas; es preferible que las edificaciones de más de 2 pisos sean cimentados con pilotes que alcancen las arenas densas.

Cuando se encuentran dunas en las zonas destinadas a edificaciones es indispensable efectuar una compactación del suelo, por ejemplo por medio de vibro-flotación.

ZONA 3.- En esta zona el sub-suelo contiene principalmente arena cubierta por una delgada capa de suelo agrícola existiendo algunos mantos de grava que se encuentran a más de 10 metros de profundidad.

El nivel freático está a pocos metros de profundidad.

Las arenas finas sueltas situadas a poca profundidad pueden llegar al punto de licuefacción ante los efectos de los sismos. Por lo tan

to, existen posibilidades de daños en las estructuras provenientes de la licuefacción de las arenas, ya que la mencionada licuefacción de arena estará por lo general, limitada a poca profundidad de lo superficial. En el sismo del 31/5/70 no se presentaron hundimientos significativos de edificaciones en esta zona, salvo algunas excepciones. Sin embargo deben ser tomados en cuenta algunas consideraciones en el diseño de las cimentaciones de las adjudicaciones de más de 2 pisos.

ZONA 4.- Esta zona se caracteriza por el alto nivel freático cuyo nivel es casi el mismo que el de la superficie del suelo, de modo que la mayor parte de esta zona está cubierta de agua o de pantanos.

El promedio de elevación de esta zona es menor de 5 metros sobre el nivel del mar. El suelo consiste principalmente en arenas cubiertas parcialmente con una muy delgada capa de limo orgánico.

Los daños de las edificaciones en esta zona, serán provocados principalmente por los asentamientos e igualmente, en parte por las vibraciones sísmicas. En algún lugar en los que al ocurrir sismos significativos la licuefacción de la arena llegará hasta la superficie misma del suelo por tener el nivel freático casi en la superficie.

Las edificaciones, en esta zona, deben estar apoyados en pilotes que alcancen hasta las arenas densas, de otro modo el suelo debe ser mejorado por medio de vibro-flotación hasta cierta profundidad.

IV.03 CONDICIONES DE LA CIMENTACION

Sea cual fuera el sentido que se dé en otra parte a la noción de protección antisísmica, las construcciones a las cuales no desea conferir una cierta resistencia, aunque sea débil a los sismos, deben reunir un cierto número de condiciones; y sobre los cuales los cimientos parece ser que no se insiste bastante. Aunque no se diga explícitamente en ningún texto, los problemas de cimentación deben ser abordados con más amplitud de vista en el caso de construcciones antisísmicas que en el caso de construcciones normales. Sería absolutamente inadmisibles librarse, en este dominio, a la búsqueda excesiva de economías, que no podrían aparecer en definitiva, más que como mezquindad.

Se debe desconfiar de las capas blandas y poco consistentes y no hay que dudar en atravesarlas para encontrar mejor suelo de asiento. Conviene insistir sobre la necesidad de realizar cimientos convenientemente anclados en el suelo resistente y de enlazar las cimentaciones y la estructura.

Conviene prohibir que el mismo bloque de construcción pueda ser cimentado sobre suelos que presentan propiedades diferentes. El caso de los suelos de cimientos que presentan soluciones de continuidad debe ser específicamente determinado.

La naturaleza y característica del suelo de asiento juega un papel importante en el comportamiento de las construcciones sometidas a una acción sísmica.

La experiencia muestra que las edificaciones erigidas sobre un suelo mole se sufre más que aquellos cuyo cimientos están establecidos sobre la roca. Esta experiencia contradice la tendencia instintiva que tienen ciertas personas a considerar que los suelos muebles amortiguan la conmoción sísmica y se comportan como colchones elásticos interpuestos entre la fuente de origen y el edificio.

Es exacto que los suelos muebles, cuando se presentan en formaciones importantes se comportan como filtros que dejan pasar los componentes de baja frecuencia de la conmoción sísmica y atenúan en parte los componentes de alta frecuencia.

Esta atenuación vale, sobretodo, por los efectos rompientes locales, observables sobre ciertos elementos de construcción de período propio muy corto. Es generalmente poco sensible para las sollicitaciones, salvo en el caso de inmuebles situados sobre formaciones importantes de suelos muebles (la locución "formación importante" está tomada esta vez en su sentido geológico, a escala regional y no local).

Por el contrario, en un suelo mole de características mecánicas mediocres, los cimientos de una estructura están expuestos a sufrir deformaciones y desplazamientos relativos bastante importantes que agravan las condiciones en las que se encuentra situada la estructura. Estos desplazamientos son tanto más temibles que, siendo iguales todas las condiciones por todas partes, la amplitud de desplazamiento propios del suelo debidos a la conmoción sísmica es más grande en el caso de suelos muebles que en el caso de las ro-

cas.

El estudio más profundo de la interdependencia entre los problemas planteados por la naturaleza del suelo de cimentación, el modo de refuerzos y el grado de seguridad ofrecida por la edificación no entra en el cuadro de esta exposición.

Desde el punto de vista freático conviene retener este hecho, que las construcciones sobre suelo molesto están colocadas en condiciones más desfavorables que las construcciones sobre suelo rocoso: conviene, pues, aumentar ligeramente los coeficientes de seguridad en lo que les concierne.

Es preciso insistir sobre el hecho de que esta mayoración no quiere decir que los efectos sísmicos son más importantes en un caso que en el otro: Son solamente, a igual valor, considerados como más peligrosos.

ESTABILIDAD

Debido a que la Ciudad de Chimbote está constituida principalmente por materiales granulares arenosos en estados de compactación variables entre suelto a medianamente compactado dentro de los 3 metros considerados como profundidad activa de cimentaciones livianas superficiales que en general se pueden prever en la zona, con cargas que en promedio no son demasiado grandes para cimientos colocados a una profundidad no mayor a 0.70 mts. (Df), con un ancho variable $B = 0.60$ a 2.00 mts. sus condiciones de estabilidad es posible establecerlas evaluando la carga de hundimiento o rotura por esfuer

zo cortante de cimentaciones superficiales colocadas sobre este tipo de materiales, utilizando los coeficientes de capacidad de carga desarrolladas por TERZAGHI (N_c , N_q , N_γ) y modificadas por Meyerhoff.

$$q_{ad} = 0.5 \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q$$

Tomando además en consideración que las principales variables que determinan los asentamientos peligrosos en un suelo granular bajo condiciones de carga estática, son la densidad y el estado inicial de tensiones en el depósito estudiado. Por esta razón los métodos analíticos y/o empíricos para estimar estas deformaciones requieren de una medida directa de la densidad relativa del suelo "in situ" la misma que ha sido obtenida para esto como por medio de los ensayos de campo y laboratorio efectuados para su posterior correlación con la resistencia a la penetración o punzonamiento en el suelo en un caso y en otro los resultados del Ensayo Normal de Penetración ejecutados en los sondajes más profundos. De conformidad a estas consideraciones se ha determinado el índice de Densidad o valor de la Densidad relativa por la relación.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

Siendo e_{max} el índice de porosidad correspondiente al estado más flojo posible, e_{min} el índice de poros al estado más denso y e la proporción de vacíos real de estos materiales "in situ". Esta rela

ción puede expresarse en función de las densidades secas correspondientes del siguiente modo:

$$D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \times \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_d}$$

Siendo γ_d , γ_{\min} , γ_{\max} , los pesos unitarios secos correspondientes a e , e_{\max} y e_{\min} , respectivamente.

De esta manera para cada zona estudiada se determina las siguientes condiciones de estabilidad de las cimentaciones:

ZONA 1.- Los valores promedio de compacidad de suelo del área son:

Pozo	Prof. (mt)	min. Ton/m ³	d Ton/m ³	máx. Ton/m ³	W(%)
PS-23	1.50	1.44	1.54	1.72	3.09
PS-28	1.50	1.34	1.42	1.72	3.12

Con los valores indicados arroja los siguientes parámetros promedio:

- Densidad relativa variable entre 26% a 40%
- Densidad relativa promedio 30%
- Número de penetración promedio $N = 14$ golpes/pié.
- En general la zona es seca, ubicándose el nivel del agua a una profundidad mayor de 8 metros.
- Angulo de fricción interna promedio = $31^\circ 4'$.

Se obtiene para las condiciones supuestas una presión admisible del suelo variable entre 1kg/m² a 2.00 kg/m² debiéndose tomar las precauciones en la zona Sur-Este de Chimbote que presenta estratos

tos superficiales muy sueltas.

respecto a las condiciones de licuefacción potencial para el caso que estos suelos reciban situaciones importantes durante un movimiento sísmico se determina que en un 71% de los especímenes ensayados el coeficiente de uniformidad (Cu) presenta valores comprendidos entre 2.50 a 8.00 mientras que el 85% de las muestras indican la presencia de granos de diámetros comprendidos entre 0.05 mms, y 0,25 mms.

En todos los casos, para ésta área será conveniente tomar precauciones con respecto a densificación del suelo asignada por sacudimientos sísmicos intensos ya que los números de penetración encontrados tienen una variación de 11 golpes/pié a 17 golpes/pié que los hace propensos a sufrir estos efectos; y que pueden sufrir un mayor efecto sísmico por interacción del suelo y estructura.

ZONA 2.- Valores típicos de la compacidad del suelo en la zona:

Pozo	Proff. (mt)	min. Ton/m ³	d Ton/m ³	máx Ton/máx.	W(%)
PS-8	0.00	1.43	1.65	1.85	1.59
	1.00	1.31	1.38	1.72	3.63
PS-9	0.00	1.54	1.74	1.91	1.86
	1.50	1.50	1.69	1.72	2.30
PS-9	0.00	1.54	1.74	1.91	1.86
	1.50	1.50	1.69	1.72	2.30

PS-17	0.00 0.90	1.37 1.51	1.59 1.62	2.15 2.15	1.54 3.70
PS-20	0.00 1.50	1.49 1.29	1.79 1.40	1.91 1.85	2.95 2.26

que proporcionan los siguientes parámetros de cálculo:

- Densidad relativa variable entre 21% y 76%.
- Densidad relativa promedio de la profundidad activa de cimentación 50%.
- Número de penetración No. 29.

En general el nivel de agua se encuentra a una profundidad mayor de 6 metros para toda el área investigada.

- Contenido de humedad variable entre 1.54% 3.70%.
- Angulo de fricción interna promedio = 35° , 8 obteniéndose en las condiciones supuestas para el caso, una presión admisible del suelo no mayor de 2 kg/m², para materiales granulares secos y en estado medianamente compacto, excluyéndose de esta capacidad por tanto la zona ubicada al este del terreno, que presenta estratos importantes de suelos arenosos en estado completamente sueltos, los cuales para llegar a una importancia adecuada deberán ser tratados convenientemente.

La verificación de la posibilidad de licuefacción potencial se ha efectuado en base al ensayo de especímenes alterados del suelo que en un 93% presentan valores del coeficiente de uniformidad (Cu) comprendidos entre 2.46 y 8.56 y magnitudes del diámetro efectivo (D_{10}) variables entre 0.057 mms a 0.21 mms. lo que los hace susceptibles de sufrir disminución de resistencia por este fenómeno ante

la acción de un sismo severo, siempre que estos suelos se encuentren saturados o humedecidos por causas extremas o que sufran alteración en las condiciones actuales de posición del nivel de agua. Por otro lado, la densificación que se puede preveer originada por un sismo es posible correlacionada con el 50% de número de penetración obtenido para profundidades comprendidas dentro de la profundidad activa que son iguales o más bajos de 15 golpes/pié.

Los asentamientos podrían producirse sólo en los bordes de dunas para lo cual deberá usarse pilotaje de cimentación para más de 2 pisos.

ZONA 3.- Valores típicos de compacidad del suelo para esta zona:

Pozo	Proff. (mt)	min. Ton/m ³	d Ton/m ³	máx Ton/máx	W(%)
8	1.50	1.44	1.74	1.98	2.07
	3.00	1.45	1.78	1.98	2.68
10	1.50	1.48	1.60	1.95	2.06
	3.00	1.34	1.42	1.85	2.45
	3.40	1.34	1.59	1.85	2.98
11	1.50	1.43	1.68	1.95	1.71
	3.00	1.41	1.64	1.95	3.07
12	1.50	1.33	1.59	1.85	4.28
13	1.50	1.24	1.55	1.85	2.78
17	1.50	1.30	1.57	1.85	3.03

18	1.50	1.30	1.58	1.85	2.89
----	------	------	------	------	------

que indican los siguientes parámetros de cálculo promedio.

Densidad relativa variable entre 20% a 69%.

- Densidad relativa promedio dentro de la profundidad activa de cimentación 54%.
- Número de penetración promedio No. 27.
- Conexión del número de penetración por efecto del agua $R_w=0.60$
- Posición del nivel de agua en la profundidad activa 1.10 mts.
- Conexión del número de penetración para suelos granulares ubicados bajo el nivel de agua $N=21$.
- Contenido de humedad variable entre 1.71% a 4.28%.
- Angulo de fricción interna $\phi = 33^\circ 5'$

Obteniéndose en las condiciones supuestas para el caso general una presión general admisible del suelo de 1.40 kg. m².

Con respecto a la verificación de la ocurrencia de licuefacción potencial en el área se ha encontrado que 63% de los especímenes ensayados exhiben valores de coeficientes de uniformidad comprendidos entre $(C_u) = 2.00$ y 10.5 y diámetro efectivos (D_{10}) en un 83% del total entre 0.037 mms. a 0.21 mms; lo que indica susceptibilidad a sufrir este efecto debido a la cercanía del nivel de agua y sus probables fluctuaciones, estableciéndose además que el 18% de los números de penetración encontrados dentro de la profundidad activa indican valores menores de 15 golpes/pies circunstancia que hace que existan probabilidades de producirse densificaciones importantes por efecto de sollicitaciones sísmicas que pudieran ocurrir en

el área. Osea es posible que se produzca licuefacción de arena en ~~caso de sismos~~ por lo que para edificaciones de unos 2 pisos se tomaron serias precauciones..

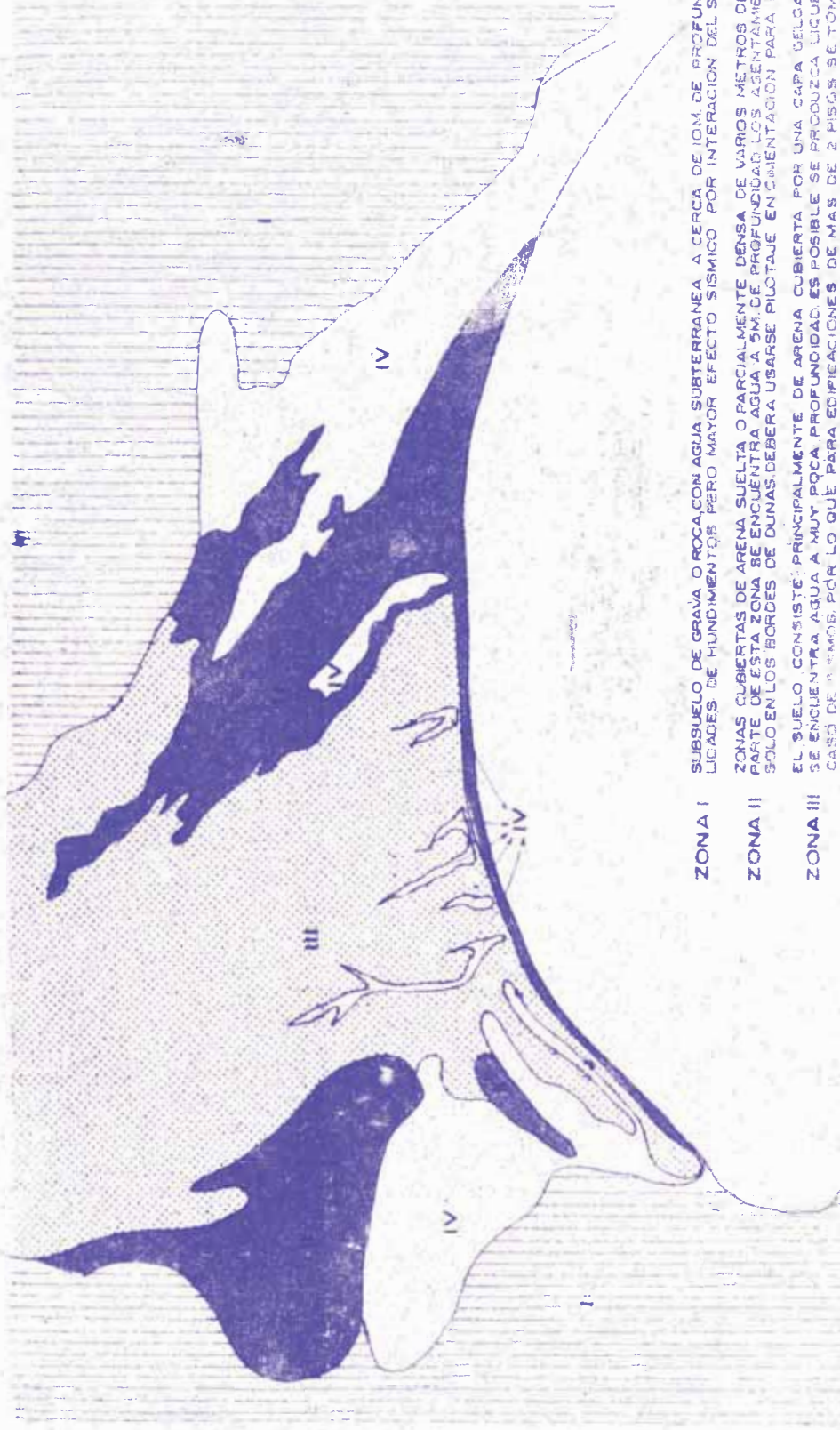
ZONA 4.- De acuerdo a los resultados de los numerosos ensayos de penetración efectuados en el área se deducen los siguientes parámetros de cálculo:

- Valor promedio del número de penetración para cimentaciones superficiales considerándose una profundidad activa no mayor de 3.00 mts. : N = 30
- Valor promedio del número de penetración para cimentaciones profundas en una profundidad activa de 10 mts. N : 36
- Valor promedio del número de penetración promedio para cimentaciones profundas mayores de 12 mts.; por lo general mayor de 50.
- Posición del nivel de agua promedio (en la zona se encuentran áreas donde coincide el nivel freático con la superficie natural del suelo) igual a 0.70 mts.
- Corrección del número de penetración promedio por efecto de suelo granular fino sumergido en agua; N (superficial) = 22
N (profundo) = 25
- Angulo de fricción interna para los suelos comprendidos entre 0.99 a 3.00 mts. de profundidad $\phi = 33^{\circ}$.
- Angulo de fricción interna para suelos comprendidos entre 3.00 mts, y 10.00 mts. de profundidad $\phi = 35^{\circ}$.
- Angulo de fricción interna para suelos por debajo de 12 mts. de profundidad = 41°

Debido a las consideraciones indicadas anteriormente, en esta zona

es posible un cálculo definido de la cimentación de las instala
del Puerto pues las características específicas de las obras
arias no han podido aún ser definidas perfectamente, sin embar
continuamente con la suposición general establecida para las zoo
nas anteriores, para cimientos superficiales de tipo liviano colo-
cadas a una profundidad no mayor de 0.70 mts. se obtiene una pre-
sión admisible del suelo de 1.15 kg/m². considerándose que en la -
zona las condiciones de densificación y licuefacción potencial por
o de un movimiento sísmico severo serán muy importantes de too
mar en cuenta en el proyecto definitivo del Puerto dada la calidad
del suelo y la posición del nivel del agua que origina una zona
pantanososa y muy húmeda; o sea en caso de sismo los hundimientos son
inevitables.

MAPA DE MICROZONIFICACION SISMICA



- ZONA I SUBSUELO DE GRAVA O ROCA CON AGUA SUBTERRANEA A CERCA DE 10CM DE PROFUNDIDAD LICUADES DE HUNDIMIENTOS PERO MAYOR EFECTO SISMICO POR INTERACCION DEL SUELO
- ZONA II ZONAS CUBIERTAS DE ARENA SUELTA O PARCIALMENTE DENSA DE VARIOS METROS DE ESPESOR LA PARTE DE ESTA ZONA SE ENCUENTRA AGUA A 5M DE PROFUNDIDAD LOS ASENTAMIENTOS SOLO EN LOS BORDES DE DUNAS DEBERA USARSE PLOTAJE EN CIMENTACION PARA MAS DE 2 PISOS
- ZONA III EL SUELO CONSISTE PRINCIPALMENTE DE ARENA CUBIERTA POR UNA CAPA DELGADA DE 10 CM DE ESPESOR SE ENCUENTRA AGUA A MUY POCA PROFUNDIDAD ES POSIBLE SE PRODUZCA LIQUEFACCION EN CASO DE TERREMOTOS POR LO QUE PARA EDIFICACIONES DE MAS DE 2 PISOS SE TOMARAN MEDIDAS
- ZONA IV CARACTERIZADA POR NIVELES SUPERFICIALES DE AGUA PRESENTANDOSE FRECUENTES HUNDIMIENTOS EN EL SUELO DE ARENA CUBIERTA PARCIALMENTE POR UNA DELGADA CAPA DE AGUA EN CASO DE TERREMOTOS LOS HUNDIMIENTOS SON INEVITABLES.



CAPITULO V

DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES

V.01 CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

Las características de una estructura quedan definidas por sus parámetros más importantes, que son sus períodos y sus formas de Modo de Vibración; otro parámetro es su grado de amortiguamiento. Los dos primeros, pueden determinarse analíticamente si se conocen la distribución de masas y de rigideces de una estructura; - en tanto que el tercero sólo puede determinarse, a la fecha, de manera experimental.

El Período de vibración es el tiempo que tarda la estructura en efectuar una oscilación completa. Recuerde que el período se halla en relación inversa con la frecuencia de vibración del sistema, que es el ángulo recorrido en la unidad de tiempo, de manera - que a veces se prefiere usar el parámetro frecuencia.

Modo de vibración es la forma de vibrar de la estructura , dada por la posición relativa de las masas de la misma. A cada modo le corresponde un período de vibración determinado.

El amortiguamiento ligado a una estructura es el viscoso , o sea aquel en el cual la fuerza que se opone al movimiento es directamente proporcional a la velocidad.

GRADOS DE LIBERTAD E IDEALIZACION DE ESTRUCTURAS

Desde el punto de vista teórico , todas las edificaciones, sean de un solo piso o de varios, tienen infinitos grados de liber

tad como pisos tiene el edificio, si se asuman las siguientes hipótesis:

1) Las masas se concentran al nivel de cada piso.

Si se analiza un edificio se podrá observar que el mayor porcentaje de su piso, constituido por las losas, vigas y pisos terminados se concentran al nivel del piso; además las paredes y cargas vivas reaccionan por freno al mismo nivel cuando actúan sus fuerzas internas debido a la vibración de la estructura.

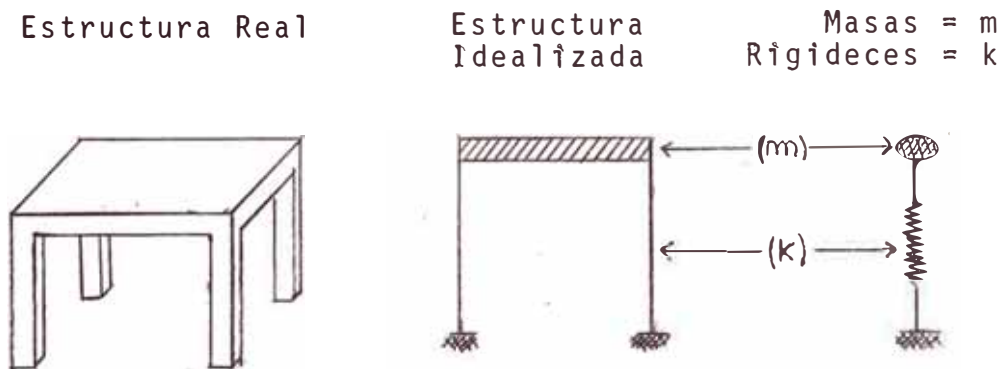
2) El sistema de losas y vigas es muy rígido en comparación con las columnas. Esta suposición permite aceptar que los nudos no rotan, permaneciendo las columnas verticales en sus uniones con las vigas en su parte superior e inferior.

3) La deformación de la estructura no depende de la fuerza axial presente en las columnas. Esto fija la deformada de manera tal que las vigas permanecen horizontales.

Estas hipótesis configuran el edificio cuyos entrepisos se deforman por cortante, lo cual significa que los pisos no rotan y se trasladan horizontalmente.

Si se desea considerar el efecto de las fuerzas axiales sobre la deformada de la estructura, la hipótesis (3) debe omitirse. En tal caso, la viga rígida puede rotar y la estructura se deformará por contraste y por flexión y será necesario entonces introducir la debida conexión.

En base a lo expuesto, se puede deducir que la estructura idealizada queda representada por masas concentradas sostenidas por resortes. En la fig. se muestra la idealización para el caso del edificio de un piso.



V.02 CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS SISMOS

Un sismo es simplemente un fenómeno de vibración del suelo. Ya que la tierra es elástica en sus características en conjunto y posee masa, vibrará cuando esté sometida a una carga aplicada súbita y violentamente; exactamente como sucedería en cualquier otro sistema mecánico. De este modo, cuando ocurra, por ejemplo: un deslizamiento súbitamente en una zona de falla, las ondas se propagarán a través de la tierra en todas las direcciones y cuando las manifestaciones superficiales en estas ondas se transmitan a otro punto dado sobre la superficie de la tierra, este (y cualquier estructura localizada en este punto) comenzará a vibrar.

Los movimientos producidos por vibraciones del terreno para tanto componentes verticales como horizontales, pero puesto que las construcciones normalmente tienen considerable exceso de fuerza en la dirección vertical, se acostumbra considerar sólo los efectos del movimiento horizontal.

Ahora bien, si se observa el registro de la aceleración del suelo durante un sismo cualquiera, puede notarse que el movimiento sísmico consiste en una serie de ondas de diferentes amplitudes y frecuencias. Siendo el movimiento de carácter errático, resulta difícil definirlo en formación de sus amplitudes, frecuencias o duraciones, por lo que más bien se le define por su espectro.

El espectro de un sismo es la envolvente de los máximos efectos (desplazamiento, velocidad o aceleración) que la acción del registro del sismo produce sobre un modelo mecánico estándar, con amortiguamiento o sin el, cuyo período natural de vibración se hace variar dentro del rango correspondiente a las estructuras reales.

Esta forma de definir el movimiento sísmico tiene la ventaja evidente, de que los resultados pueden ser utilizados directamente en el análisis de las estructuras.

V.03 CLASES DE CIMENTACIONES

La elección y diseño de los miembros estructurales que sirven para transmitir las cargas que actúan en las edificaciones al terreno, constituyen parte fundamental en el desarrollo de un proyecto constructivo, pues sus características influirán por un amplio número de factores que ejercerán acción sobre la estructura misma.

El sistema de cimentación para una estructura específica deberá por tanto considerar tal condición, la cual en muchísimos

casos no puede ser resultado de una manera única y general para todos los casos y situaciones influirán en su selección no solo la naturaleza del terreno, sino también la clase y disposición de cargas y sobrecargas, el tamaño de la estructura y su rigidez, al igual que las condiciones económicas del proyecto.

Al proyectista, le corresponde evaluar estas circunstancias lo que le permitirá escoger al tipo más adecuado y económico de fundación o tipos de cimentaciones que pueda requerir el proyecto. Por ejemplo, si existe a poca profundidad un estrato de suelo adecuado para soportar la estructura, esta se podrá cimentar directamente y se obtendrá una cimentación superficial; mientras que si ello no ocurriera o se quisiera satisfacer condiciones especiales que no cumple el estrato superficial, deberán utilizarse otros métodos que transcriben las sollicitaciones de la estructura o estratos profundos del terreno, obteniéndose una solución por cimentación profunda.

A) CIMENTACION SUPERFICIALES.- El término cimiento superficial según TERZAGHI, se aplica a aquellos cimientos cuyo ancho $2B$ es igual o mayor que la distancia vertical D_f entre la superficie del terreno y la base del mismo, en otras palabras, la profundidad de cimentación. Si esta condición se cumple se puede desprestigiar la resistencia al corte del suelo ubicado por encima del nivel de la base del cimiento, o sino, siendo su peso específico, considerado como una sobrecarga por unidad de área. Esta sustitución simplifica considerablemente los cálculos, dando lugar a un error de poca importancia, que además es favorable a la seguridad. En cambio si la

profundidad D_f es considerablemente mayor que el ancho $2B$ (cimientos profundos) no es posible prescindir de las tensiones tangenciales que existen en el suelo ubicado por encima del nivel de la base.

Las cimentaciones superficiales se construyen normalmente sobre las formaciones suaves localizadas arriba de la roca. Se supone que la capacidad de carga última se determinó de antemano y que se tomaron las precauciones debidas contra las fallas catástóficas. Durante la construcción no se presentan problemas recios, pero los movimientos de las cimentaciones superficiales ocurridos después de terminada la construcción, puede dar origen a dificultades.

Se hará una subclasificación de dos grupos, ya que los movimientos pueden producirse por contracción o por levantamientos del terreno, que afectan principalmente a los cimientos muy superficiales o bien pueden producirse por asentamientos debidos a la consolidación o por otros movimientos originados a mayor profundidad. De acuerdo con ello, tendremos "Cimentaciones muy Superficiales" cuya profundidad es menor de 5 pies y "Cimentaciones Superficiales" cuya profundidad es menor que su anchura. Este tipo de cimentaciones se hacen en suelos de buena capacidad portante verificada en el campo mediante los ensayos convenientes; dentro de las cimentaciones superficiales tenemos los siguientes tipos:

1) ZAPATAS AISLADAS O INDIVIDUALES.- En las cuales descargan las columnas, pueden usarse cuando la carga es ligera y cuando puede

ser soportado con seguridad por una pequeña superficie del suelo. Esta a su vez, puede ser de varios tipos: cuadrados, rectangulares, circulares, trapezoidales, etc.

2) ZAPATAS CORRIDAS.- Se da éste nombre a las zapatas sobre las cuales descargan los muros.

3) ZAPATAS COMBINADAS.- Hay circunstancias en que es aconsejable utilizar una fronlosa o zapata combinada para apoyar dos o más - columnas, en lugar de una zapata individual bajo cada una. Generalmente se usan ante las siguientes circunstancias.

3.a.- Cuando una fila de columnas han de estar tan próximas a la línea de fachada (límite de construcción), que las zapatas deberían ser cargadas excéntricamente. Pueden disponerse entonces una zapata común para cada columna externa y su correspondiente de la fila interior contigua.

3.b.- Cuando dos columnas están tan próximos una de la otra, que las zapatas individuales pueden casi chocarse.

3.c.- Cuando el que desarrolla el proyecto quiere mostrar dos zapatas entre sí para resistir la subpresión, el vuelco y fuerzas horizontales propuestas. Generalmente se arriostan por medio de una viga de arriostre que unen las dos zapatas; en este caso, la zapata suele tomar el nombre de "ZAPATA CONECTADA".

3.d.- Cuando el principio de la acción combinada parece ofrecer la construcción más conveniente. Las circunstancias especiales encontradas en la Ingeniería práctica varían asombrosamente y cada proyecto deberá ser el mejor para cada caso particular.

B) CIMENTACIONES PROFUNDAS.- Se usa este tipo de cimentación cuan

do los estratos superiores del terreno de cimentación no permiten usar los cimientos superficiales; entonces es necesario buscar a una profundidad mayor un estrato que tenga buena capacidad de carga para ser soporte de la estructura. Para esto se utilizan elementos que transmitan la carga de la superestructura a éstos estratos convenientes.

1) CIMENTOS PROFUNDOS PILOTEADOS.- Se llama así al tipo de cimentación que hace uso de los llamados pilotes que son como un tipo de columna de soporte de cimentación, que puede ser prefabricado o formado "IN SITU". El pilote puede estar limitado a no tener un diámetro mayor de 24" o a su equivalente.

Los pilotes se pueden hincar solos o en grupos, dependiendo de que en un solo pilote sea suficiente para soportar la carga, o si se necesitan varios de ellos, en cuyo caso se colocan en líneas. Cuando se instalan en líneas uno junto a otro, formando una cortina que retiene un relleno de tierra se les llama tablestacas.

Clases de Cimentaciones Piloteadas.

Las cimentaciones piloteadas pueden dividirse en tres clases:

1.a.- Cimentaciones con pilotes de fricción en suelos de granos gruesos muy permeables.

Estos pilotes transfieren al suelo la mayor parte de su carga por fricción lateral, la hinca en grupos, con una distancia pequeña entre pilotes, reduce grandemente la porosidad dentro y alrededor de los grupos. Por ello los pilotes de ésta categoría se denominan a veces pilotes de compactación. En otras palabras como su nombre lo indica, los pilotes de fricción dependen, para su capa-

cidad de carga, de la resistencia a la fricción del terreno sobre las paredes de los pilotes, sin que halla contribución de su punta o siendo ésta muy pequeña.

1.b.- Cimentaciones con pilotes de fricción en suelos de granos muy finos de baja permeabilidad.

Estos pilotes transmiten su carga al suelo por fricción lateral, pero sin llegar a compactar el terreno en forma perceptible. Las cimentaciones sobre pilotes de éste tipo se denominan comunmente cimentaciones sobre pilotes flotantes.

1.c.- Cimentaciones con pilotes de punta.

Estos pilotes transmiten su carga a un estrato firme situado a una profundidad considerable por debajo de la estructura.

Conociendo estos tres tipos de cimentaciones sobre pilotes, ya resulta mas factible elegir que tipo de pilote se usará conociendo la estratigrafía del terreno, cual será su longitud y también se podrá tener un buen criterio para elegir el número de pilotes y su ubicación, es decir el espaciamiento entre ellos, para no encarecer demasiado la cimentación.

2) CIMIENOS PROFUNDOS NO PILOTEADOS.- Este tipo de cimentaciones se usan cuando no es posible colocar cimentaciones superficiales por la carencia de un buen estrato cerca de la superficie del terreno, en consecuencia hay que buscar un estrato más firme a mayor profundidad. Las columnas de los puentes constituyen un ejemplo importante. Aunque aparentemente puede existir un estrato de apoyo adecuado a un nivel alto, es necesario colocar la cimentación a una

profundidad tal que no sea afectada por la socavación, que ocurre en el lecho del río durante las avenidas.

Podemos concluir que la cimentación profunda es un medio de asegurar la capacidad de apoyo necesaria en un sitio que problamente sea calificado como "malo".

Clases de cimentaciones profundas no piloteadas.

Las cimentaciones profundas no piloteadas pueden construirse de las siguientes maneras:

2.a.- Dentro de excavaciones abiertas.

Son las existentes en las bordas de protección que se colocan alrededor de cualquier construcción dentro de la ciudad, excepto en roca sana, frecuentemente es imposible mantener verticales las paredes de una excavación y normalmente es aconsejable y necesario el uso de ataguñas. Si el espacio no tiene restricciones, podrá ser más económico efectuar la excavación con sus lados inclinados, en lugar de soportarlos verticalmente. La pendiente de éstas paredes dependerá del tipo del terreno, de la elevación y condición del nivel freático y de las medidas que se toman para conservarlas.

2.b.- Dentro de ataguñas.

Aunque algunos autores clasifican las excavaciones simples como ataguñas, la definición generalmente aceptada es de: "Más estructural temporalmente formado por cualquier tipo de material estructural, incluyendo tierra, madera, acero o concreto que se construye alrededor del área que se va a excavar, con el propósito expreso de evitar que penetre dentro de la excavación tierra y/o agua. Con

este criterio se puede evaluar el éxito de una ataguía.

2.c.- Pilas y pozos secos.

Las pilas son muy usadas cuando no existe agua freática o las filtraciones son muy pequeñas, resultando una cimentación profunda - muy barata. En los terrenos que requiere poco o ningún soporte durante la excavación, la pila podrá ser de cualquier tamaño y forma, particularmente útil para soportar grandes fuerzas concentradas como las que resultan en los extremos de los claros de los puentes.

Los métodos para excavar pozos se han empleado desde tiempos inmemoriales para obtener abastecimiento de agua y la rica experiencia así acumulada, se han utilizado para excavar cimentaciones en pilas en donde las condiciones del suelo son favorables. Esto significa, en general, que el suelo puede sostenerse con un soporte relativamente ligero (la forma circular del pozo ayuda al soporte) hasta alcanzar un estrato de apoyo adecuado en donde deberá haber muy poco o ninguna filtración, de tal manera, que pueda trabajarse en el fondo de la excavación. El pozo así hecho se rellena con concreto, formando una pila de cimentación que es capaz de soportar una carga considerable.

2.d.- Cilindros.

Los cilindros se pueden clasificar como un tipo de cimentación intermedia entre pilotes y cajones de cimentación.

Generalmente se definen como los que tienen una sección comprendida entre los siguientes tamaños: 24" de lado para secciones cuadradas o su equivalente y 10 pies de diámetro. Si son menores se

clasifican como pilotes; si son mayores se les denomina cajones de cimentación.

Los cilindros se usan frecuentemente en construcción de puertos y muelles. Son más ligeros y fáciles de manejar que los cajones de cimentación, pero el mismo tiempo cuando se apoyan en una cimentación adecuada, tiene mayor capacidad que los pilotes. Una vez que se colocan en su posición final, generalmente se rellenan de concreto.

Los cilindros pueden ser de acero o de concreto. Los cilindros de acero son menos populares que los cilindros de concreto debido probablemente a las dudas que han tenido los ingenieros respecto a su durabilidad. En cambio los cilindros de concreto se usan frecuentemente en la construcción de muelles, en combinación con pilotes ya sea de madera, concreto o acero.

2.e.- Cajones de Cimentación.

Se usan frecuentemente cuando las profundidades del agua son muy grandes e impiden el uso de ataguías.

Son elementos estructurales de cimentación que se fabrican parcial y totalmente en un nivel superior (algunas veces es también en posición diferente) y se hunden hasta una posición final de diferentes maneras. Pueden estar constituidas por una o varias celdas. Sus grandes dimensiones lo diferencian de los pilotes. Se consideran con una dimensión mayor de 10 pies de diámetro.

Los cajones de cimentación se subdividen en dos tipos:

i) Cajones Abiertos de Cimentación.- Un cajón de cimentación de este tipo consiste esencialmente en una caja abierta,

tanto en su parte superior como en la inferior. El material del interior se suprime por degrado o utilizando palas mecánicas; el hincado se efectúa bajo el peso propio del cajón, posiblemente con ayuda del lastre.

Si se divide el interior del cajón en varias celdas, se pueden corregir cualquier tendencia a cambiar de lugar o a inclinarse, cuando menos en teoría, excavando la celda apropiada.

No obstante que los cajones abiertos de cimentación se usa comúnmente para cimentar pilares de puentes, también se utiliza, aunque más raramente, para cimentar edificios. El sistema se ha utilizado en mayor extensión, probablemente en TOKYO, donde lo han usado repetidas veces.

ii) Cajones Neumáticos de Cimentación o de Aire Comprimido.- Los cajones de cimentación de aire comprimido están techados con una cubierta de acero o concreto hermético y se bombea aire a la presión requerida dentro de él. El aire comprimido expulsa el agua dentro del cajón y deja el espacio para que los hombres puedan trabajar.

El trabajo en aire comprimido impone limitaciones fisiológicas importante en los hombres. Presiones hasta de 80 pies de carga hidrostática no producen sufrimientos en los hombres fuertes pero presiones mayores producen rápidamente fatiga y los trabajadores tienen que descansar por períodos considerables de tiempo.

Este tipo de cimentación son muy costosos, sobre todo, por la mano de obra de los trabajadores, un ejemplo muy claro es el siguiente: en los EE.UU. cuando estos trabajadores actúan bajo presiones de

50 lbs./pulg² reciben el pago correspondiente a 8 horas de trabajo por media hora.

3) CIMENTACIONES ESPECIALES. - Estos tipos de cimentaciones que comunmente se encuentren en obras de gran envergadura podrían ser:

3.a.- Pilotes de Arena.- Este es un tipo especial de pilote que se usa cuando el terreno donde se va a cimentar es muy malo, pero se puede contar con un banco de arena. Los pilotes de arena se han utilizado también para compactar depósitos de material granular suelto.

En el Continente Europeo ha sido práctica común hacer un hoyo con un pison cónico. Este hoyo se rellena posteriormente con arena que se compacta en lechos con este pison; el método no es adecuado abajo del nivel del agua freática.

3.b.- Cimentaciones con anclajes pre-esforzado.- Los diques secos necesariamente tienen pisos instalados a considerable profundidad debajo del nivel de aguas freáticas y cuando se vacían para efectuar la reparación de un barco, experimentan grandes empujes ascendentes.

En el pasado estas fuerzas se han contrarrestado haciendo los pisos muy gruesos o construyéndolos como arcos invertidos; en la práctica actual, lo que se hace generalmente es drenar el agua freática o cuando las condiciones son adecuadas, anchar la losa.

3.c.- Cimentaciones libres de vibraciones.- De tiempo en tiempo se han hecho intentos de construir cimentaciones libres de vibraciones.

En un caso, en un edificio de oficinas adyacentes a una calle con tránsito ferroviario y cercano a un patio ferrocarrilero usado como depósito de mercancías, se hizo un intento de reducir el ruido transmitido por la estructura del edificio, apoyando los muros interiores y las columnas sobre placas de corcho de 6" de espesor. Esto tuvo resultados desastrosos, las placas de corcho se comprimieron considerablemente, produciendo grietas en los muros exteriores y en los acabados del edificio. El corcho sufre de formaciones diferidas de una manera análoga a las que sufre la arcilla cuando esta sujeta a un proceso de consolidación; no hubo indicio de que se usará el movimiento en un tiempo razonable y se tuvo que quitar el corcho de alrededor de las columnas y reemplazarlos por un componente bituminoso.

Para un edificio de 60 pisos en New York, se quiso también evitar las vibraciones para lo cual se utilizó un tipo más práctico de cimentación. Entre las columnas del edificio pasaban algunas vías de trenes. Para reducir la vibración resultante se adoptaron medidas especiales en la cimentación. Las zapatas descansan sobre rocas, se aislaron las bases de las columnas formadas por parrillas de acero de la roca abajo y de las vías arriba por medio de un colchón antivibrante, formado por acero y asbesto, colocado dentro de una envoltura de plano; en esto se logró resultados más satisfactorios.

3.d.- Recimentación.- La recimentación es el arte de instalar una nueva cimentación abajo de las existencias previamente y, por lo general, se hace cuando la antigua cimentación muestra

os de debilidad o cuando se espera que una nueva construcción se planea hacer en la vecindad pueda dañar la cimentación actual.

reparación de la nueva cimentación de un edificio que cambia de lugar, también se llama recimentación.

su forma más sencilla, la recimentación puede consistir en describir una longitud corta de cimiento y excavando un pozo debajo de ella hasta el nuevo estrato de cimentación y rellenar el pozo con concreto, este proceso se completa calzando con tabiques colocados con morteros.

04 PROPIEDADES DE LAS ARENAS

Normalmente es un material bueno de cimentación. Sin embargo, cuando es fina y suelta, disminuye su resistencia y el valor de apoyo. Cuando es muy fina, saturada y sometida a un gradiente hidráulico positivo, puede hacerse movediza, y fluir bajo la presión, incluso de cargas pequeñas, si encuentra un cambio de espesor.

Esta clase de arena si se deja bien confinada, por ejemplo, dentro de un recinto cerrado de tablestacas mecánicas, ofrece confianza siempre que se asegure la permanencia del confinamiento. Deberán temerse con gran suspicacia los sitios en que existen arenas movedizas.

Por otra parte, la arena fina húmeda puede ser más resistente cuando está completamente seca debido a la tensión superficial creada por la humedad, lo que puede comprobarse en una playa cuando uno camina junto al mar. Las arenas gruesas y medias tienen una capila-

ridad baja; si están bien compactadas y su granulometría es buena tienen un buen coeficiente de carga; si están saturadas, también podrán soportar cargas importantes.

La saturación no parece que reduce de un modo importante el ángulo de rozamiento interno de los terrenos granulosos de arenas medias o gruesas.

Se pueden distinguir dos tipos de comportamiento dinámico de los suelos "IN SITU". En primer lugar se consideran los depósitos de suelos relativamente compactos a muy compactos en los cuales las vibraciones sísmica se transmiten a la superficie con un grado de amplificación o amortiguamiento sin pérdida de resistencia o de deformaciones locales significativas, originando efectos sobre las estructuras pero sin daños directos en cimentación.

En este caso las condiciones de resistencia del suelo pueden considerarse como estables y el problema consiste en la evaluación de las oscilaciones que el suelo transmite a la estructura y, en definitiva, en el impartir a ésta última una adecuada resistencia respecto a las cargas dinámicas horizontales.

De otro lado pueden encontrarse depósitos en estado suelto a muy suelto, parcial o totalmente saturados de agua. En estas circunstancias puede suceder que por efecto de las vibraciones sísmicas se origine una pérdida de resistencia al cortante parcial o total del suelo de cimentación o se susciten importantes densificaciones del suelo manifestándose a través de asentamientos diferenciales, grandes asentamientos totales, fisuraciones, surgencia de agua, licuefacción, etc. En este caso la condición del terreno se

rá inestable para la cimentación y el problema consiste en la evaluación del potencial del colapso de suelos bajo la acción de un sismo.

V.05 VIVIENDA TIPICA QUE SE CONSTRUYEN EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

Metrado de Cargas :

Primer Piso (1).

Peso propio (aligerado)	3.125 x 300	937.5 Kg/ml.
Acabados	3.125 x 100	312.5 "
Tabiquería	3.125 x 100	312.5 "
Viga de amarre.	0.25 x 0.20 x 1.00 x 2,400.00	120.00 "
Ladrillo K.K.	2.60 x 1.00 x 550.00	<u>1,430.00 "</u>
	D ₁ =	<u>3,012.00 "</u>
Sobrecarga	3.125 x 250	<u>785.00 "</u>
	L ₁	<u>785.00 "</u>

Segundo Piso (2)

Peso propio (aligerado)	3.125 x 300	937.5 Kg/ml.
Acabados	3.125 x 100	312.5 "
Viga de amarre	0.25 x 0.20 x 1.00 x 2,400.00	120.00 "
Ladrillo K.K.	2.60 x 1.00 x 550.00	<u>1,430.00 "</u>
	D ₂ =	<u>2,800.00 "</u>
Sobrecarga	3.125 x 150	<u>475.00 "</u>
	L ₂ =	<u>475.00 "</u>

Luego las cargas de servicio son :

$$D = D_1 + D_2 = 3,012.00 + 2,800.00 = 5,815.00 \text{ Kg/ml.}$$

$$L = L_1 + L_2 = 785.00 + 475.00 = 1,260.00 \text{ Kg/ml}$$

Cargas para el Método de Rotura :

$$P = 1.5 (D) + 1.8 (L)$$

$$P = 1.5 (5,815.00) + 1.8 (1,260.00)$$

$$P = 10,990.50 \text{ Kg/m}.$$

DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO ARMADO

DATOS : $D = 5815 \text{ Kg/m}.$

$f'_c = 1,40 \text{ Kg/cm}^2$

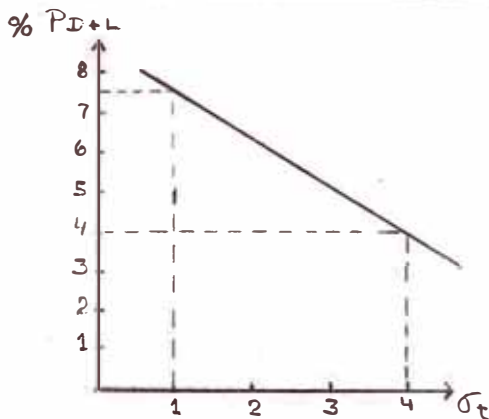
$L = 1260 \text{ Kg/m}.$

$f_y = 4200 \text{ "}$

$\sigma_T = 1 \text{ Kg/cm}^2$

$a = 0.25 \text{ m}.$ (espesor del muro).

- ESTIMACION DEL PESO PROPIO DE LA ZAPATA.-



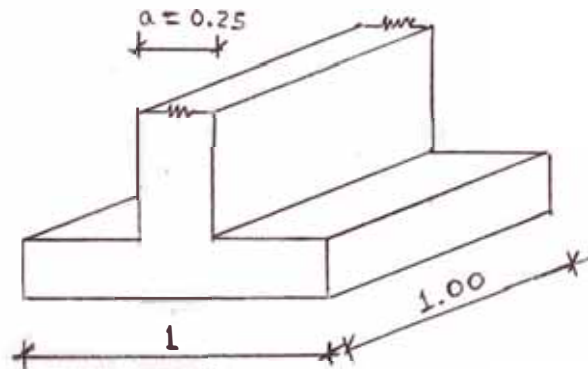
Asumimos el peso propio de zapata como el 7.5% de la carga de servicio.

$$P_p = \frac{7.5}{100} (5,815 + 1,260) = 530.6 \text{ kg/m}.$$

- DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA.-

$$A_z = \frac{W + P_p}{t}$$

$$A_z = \frac{(7075 + 530.6) \text{ 1m.}}{10,000 \text{ Kg/m}^2} = 0.75 \text{ m}^2 = 0.75 \text{ m}.$$



(dado que se considera 1m. de ancho).

- REACCION NETA. -

Carga última $P_u = 1.5D + 1.8L = 1.5(5815) + 1.8(1260)$
 $P_u = 10,990.5 \text{ Kg/m.}$ (no se considera el P_p de zapata por ser uniforme).

Reacción Neta Última $W_{Nu} = \frac{P_u \cdot 1}{1} = \frac{10,990.5}{0.75} = 14,654 \text{ Kg/m}^2$

- SECCIONES CRITICAS. -

Por tratarse de muros de albañilería

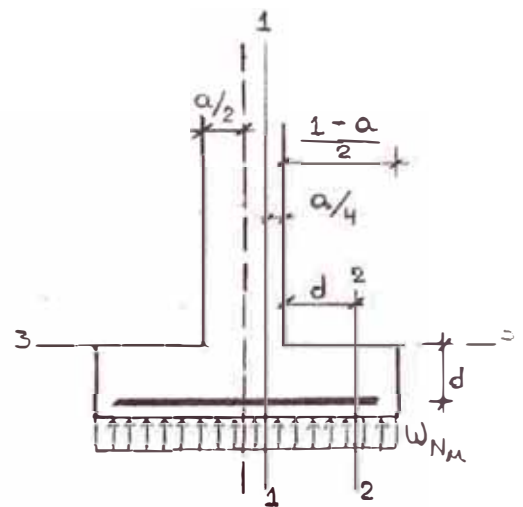
Sección crítica de momentos : 1-1

Sección crítica en adherencia : 1-1

(por flexión)

Sección crítica por corte : 2-2

Sección crítica por aplastam. 3-3'



- como generalmente en las zapatas el corte es lo más crítico, calcularemos el peralte requerido por corte y luego verificaremos en flexión.

$$V_{act} = W_N \left(\frac{1-a}{2} \right) - W_N(d) \leq 0.5 \phi \sqrt{f'_c} (bd)$$

($\phi = 0.85$) (A la distancia "d" de la cara del apoyo).

$$14654 \left[\frac{0.75 - 0.25}{2} - d \right] = 0.5(0.85)11.83 \times 1 \times 10^4 d$$

$$14654(0.25-d) = 50,277.5d \Rightarrow 64,931.5d = 3,663.5$$

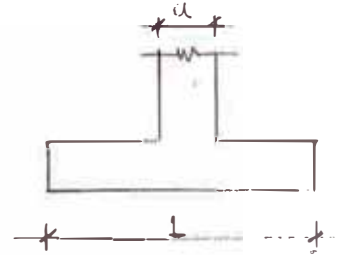
$$d = 0.056m = 5.6 \text{ cm.}$$

El espesor sobre el refuerzo debe ser 15 cm. (rgto.); rec. = 7.5 cm.

$H_T = 0.25$ m. (Lo que hace el esfuerzo actuante en corte mucho menor que el admisible). OK!

VERIFICACION DEL APLASTAMIENTO.-

$$\beta = \frac{\text{Area en contacto}}{\text{Area zapata}} = \frac{a \times b}{l \times b} = \frac{a}{l}$$



$$\beta = \frac{0.25}{0.75} = \frac{1}{3} \longrightarrow f_a = 0.713 \times f'_c = 99.8 \text{ kg/cm}^2, \text{ (permisible).}$$

$$f_{ACT} = \frac{P_u \times 1m.}{a \times 100} = \frac{10,990 \text{ Kg.}}{25 \times 10^2} = 4.39 \text{ Kg/cm}^2 < 99.8 \text{ Kg/cm}^2$$

----- OK!

VERIFICACION POR FLEXION.-

Si tanteamos una cuantía $P = 1\% = q = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.01 \frac{4200}{140} = 0.3$

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59q) \quad d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f'_c q (1 - 0.59q)}} \quad (\phi = 0.9 \text{ en flexión}).$$

Momento último : $M_u = 1/2 W_{Nu} \left[\left(\frac{l-a}{2} \right) + \frac{a}{4} \right]^2$

$$M_u = 1/2 (14654) \left[0.25 + \frac{0.25}{4} \right]^2 = 715.52 \text{ kgm.}$$

$$d_{\text{por flexión}} = \sqrt{\frac{715.52 \times 10^2}{0.5 \times 100 \times 140 \times 0.3 (1 - 0.59 \times 0.3)}} = 4.8 \text{ cm} \ll 25 - (7.5 + 1.5) = 16 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

AREA DE ACERO.-

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

Tanteamos $d - a/2 = 0.9d = 0.9 \times 16 = 14.4$

$$A_s = \frac{715.52 \times 10^2}{0.5 \times 4200 \times 14.4} = 1.31 \text{ cm}^2; \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.31 \times 4200}{0.85 \times 140 \times 100}$$

$$a = 0.46 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{715.52 \times 10^2}{0.9 \times 4200(16 - 0.46/2)} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$P_{mfn} = \frac{14}{f_y} = 0.0033 \rightarrow A_{smfn} = 0.0033 \times 100 \times 16 = 5.28 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Para $\emptyset 1/2''$ $s = \frac{1.25}{5.28} \times 100 = 24.4$; usar $\emptyset 1/2'' @ .25$

Armadura de repartición : $A_{sT} = 0.002 \times b \times t = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$. Usar 4 $\emptyset 1/2''$ (5.29 cm^2).

ADHERENCIA :

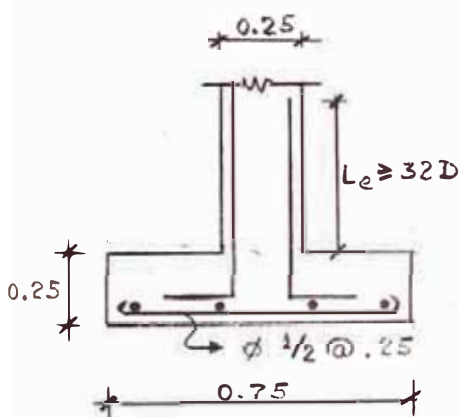
$$\mu_u = \frac{6.4 f'_c}{D} < 56 = \frac{6.4 \times 140}{1.27} = 59.6$$

$$\mu_u = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_{AC} = \frac{V}{\emptyset \sum_0 j d} \quad J = \frac{7}{8} = 0.875$$

$$u_{AC} = \frac{14654 \times 0.3125}{0.85 \times (4 \times 4) \times 0.875 \times 16}$$

$$u_{AC} = 24 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \quad \text{OK!}$$



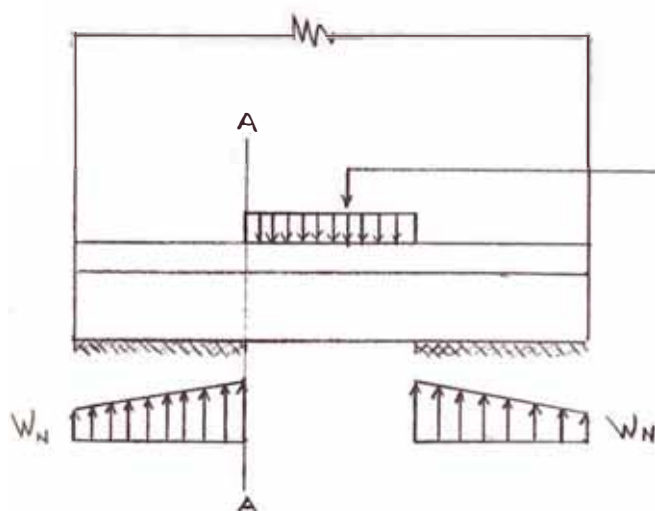
Longitud de desarrollo.-

$$L_{dmin} = \frac{a_s f_y}{\emptyset \sum_0 \bar{\mu}_u} = \frac{1.29 \times 4200}{0.85 \times 4 \times 56} = 28.45 > 25 \text{ (Luego considerar gancho).}$$

Teóricamente no es necesario el uso de sobrecimiento dado que el esfuerzo actuante de aplastamiento es mucho menor que el permisible, pero por razones constructivas se colocará un sobrecimiento del ancho del muro (0.25) y de altura variable.

- CASO DE ENCONTRARSE SOCAVACIONES EN EL SUELO. -

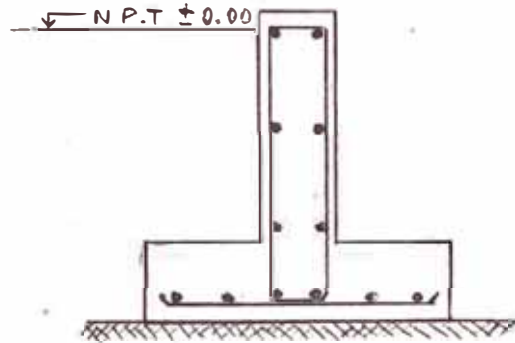
De las observaciones efectuadas en diversas viviendas en Chimbote se ha encontrado que el suelo de fundación está sujeto a ciertas socavaciones que pueden modificar en forma sustancial el comportamiento de la cimentación; por lo que no debería dejarse de lado la consideración de éste aspecto, aunque sin embargo es de difícil consideración porque su distribución es muy variable. Por ejemplo, si consideramos una socavación en el centro.



Esta carga debe repartirse entre las dos áreas apoyadas.

El diseño clásico de zapatas corridas considera el refuerzo principal en el sentido de las alas de las zapatas, y el refuerzo de re-

partición en el sentido longitudinal; en el caso de tenerse una socavación podría existir una flexión importante en el sentido longitudinal, además de que debería preverse un peralte adecuado para que se pueda absorber el esfuerzo cortante en las secciones A-A' (suponiendo que sea mayor que el cortante máximo en el otro sentido). En todo caso se recomendaría hacer el diseño de la zapata como si fuera una viga T invertida y después verificar para el caso de flexión clásico.



DISEÑOS DE ZAPATA CORRIDA EXCENTRICA DE CONCRETO ARMADO

DATOS :

$D = 2,910.00 \text{ Kg/ml.}$	$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
$L = 630.00 \text{ Kg/ml.}$	$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
$\sigma_t = 1.00 \text{ Kg/ml}$	$a = 0.25 \text{ mt. (espesor del muro).}$

ESTIMACION DEL PESO PROPIO DE LA ZAPARA

Del cálculo anterior asumimos al peso propio de la zapata como el 7.5 % de la carga de servicio.

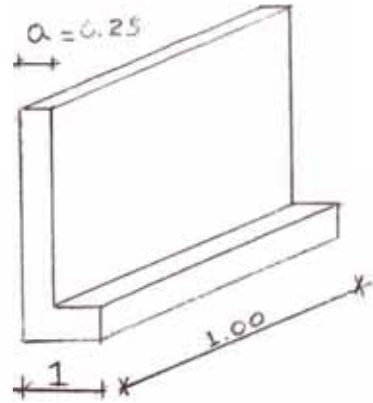
$$P_p = (2,910.0 + 630.0) \times \frac{7.5}{100} = 270.0 \text{ Kg/ml.}$$

DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

$$A_z = \frac{W_m/l + P_p}{\sigma t}$$

$$A_z = \frac{(3,540.0 + 270.0) \times 1.00}{10,000.0}$$

$$A_z = 0.381 \text{ mt.}$$



Dado que se considera 1.00 mt. de ancho "1" sería igual aproximadamente 0.40 mt., pero para mayor seguridad de que no falle por excentricidad considero 1 = 0.50 mt.

REACCION NETA.

Carga última : $P_u = 1.5(D) + 1.8(L)$

$$P_u = 1.5(2,910.0) + 1.8(630.0)$$

$$P_u = 5,500.00 \text{ Kg/ml.}$$

No se considera el P_p de la zapata por ser uniforme.

$$\text{Reacción neta última} = \frac{5,500.00}{0.50} = 11,000.00 \text{ Kg/m}^2$$

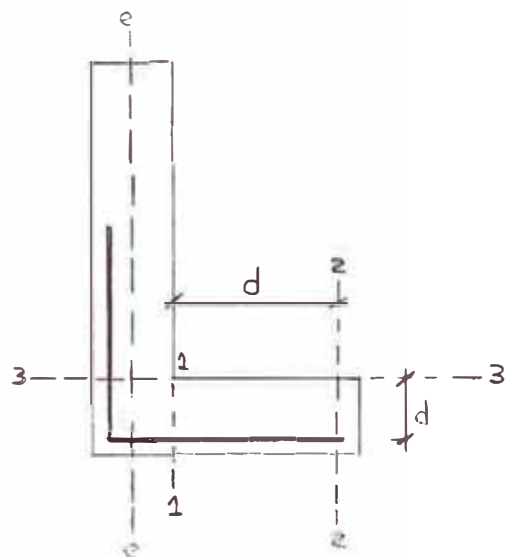
SECCIONES CRITICAS :

Por tratarse de muros de albañilería

Sección crítica por flexión 1-1

Sección crítica por corte 2-2

Sección crítica por aplastamiento.



VERIFICACION POR CORTE :

$$V_{ud} = 100 \times W_u (X - d) \leq 0.5 \phi \sqrt{f'_c} (bd)$$

$$100 \times 1.10(25-d) = 0.5 \times 0.85 \times \sqrt{140} \times 10^4 \times d$$

$$2,750 + 110 d = 50,286.7 d$$

$$d = \frac{2,750}{50,176} = 0.054 \text{ mt.}$$

$$d = 5.40 \text{ cm.}$$

Por Reglamento el espesor mínimo sobre el refuerzo es de 15 cm.; con un recubrimiento de 7.5 cm.

Tomaremos una altura total de 0.25 mt.; lo que hace que el esfuerzo actuante en corte sea mucho menor que el admisible.

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO

Del cálculo anterior tenemos :

$$f_a \times 0.713 \times f'_c = 99.80 \text{ Kg/mm}^2 \quad 99.80 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK.}$$

VERIFICACION POR FLEXION

Para la cuenta de deflexiones.

$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \frac{140}{4,200.0} = 0.006$$

Si consideramos $p = 0.01$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.01 \frac{4,200}{140} = 0.3$$

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f'_c q (1 - 0.59 q)}}$$

$$M_{u_{1=1}} = \frac{W_u \cdot X^2}{2} = \frac{5,500.0 \times (0.25)^2}{2} = 171.8 \text{ Kg/mt.}$$

$$d = \sqrt{\frac{171.80 \times 100}{0.5 \times 100 \times 140 \times 0.3(1 - 0.59 \times 0.3)}} = 3.15 \text{ cm.}$$

$$d = 3.15 \ll 25 - (7.5 + 1.5) = 16 \text{ cm.} \quad \text{OK.}$$

AREA DE ACERO :

$$A = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} =$$

tanteamos $d - a/2 = 0.9 d = 0.9 \times 16 = 14.4 \text{ cm.}$

$$A = \frac{171.80 \times 100}{0.9 \times 4,200 \times 14.4} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{0.31 \times 4,200}{0.85 \times 140 \times 100} = 0.11$$

$$A_s = \frac{0.171.80 \times 100}{0.9 \times 4,200 \times (16 - 0.11/2)} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

$$P_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4,200} = 0.0033$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 \times 100 \times 16 = 5.28 \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

Para acero de repartición $\phi = 1/2''$

$$s = \frac{1.27}{5.28} \times 100 = 24.00 \text{ cm.}$$

Luego usar \emptyset de 1/2" @ 0.25

Armadura de Repartición

$$A_{st} = 0.002 \times b \times t = 0.002 \times 100 \times 25 = 5.00 \text{ cm}^2$$

Luego usar 4 \emptyset de 1/2" (5.29 cm²)

VERIFICACION POR ADHERENCIA :

Del cálculo anterior tenemos que :

$$\bar{\mu}_u = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

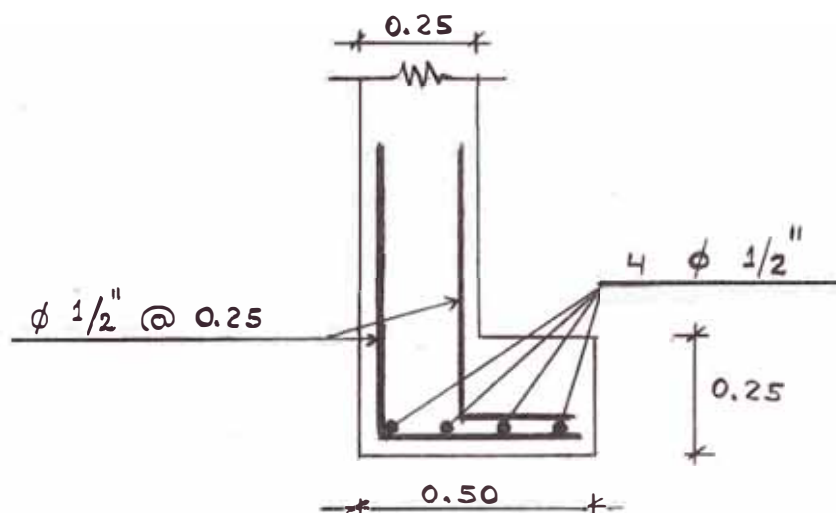
$$\bar{\mu}_{act} = \frac{11,000 \times 0.25}{0.85 \times (4 \times 4) \times 0.875 \times 16}$$

$$\bar{\mu}_{act} = 14.44 \text{ Kg/cm}^2 \ll 56 \text{ Kg/cm}^2$$

LONGITUD DE DESARROLLO :

$$L_{d_{min}} = \frac{A_s f_y}{\emptyset \sum_o \bar{\mu}_o} = \frac{1.29 \times 4,200.0}{0.85 \times 4 \times 56} = 28.45 \text{ cm.}$$

Teóricamente no es necesario el uso de sobrecimiento dado que el esfuerzo actuante de aplastamiento es mucho menor que el permisible, pero por razones constructivas se colocará un sobrecimiento del ancho del muro de 0.25 mt. y de altura variable.



DISEÑO DE PILOTE DE CONCRETO ARMADO :

Para las alternativas de cimentación profunda adecuada en el suelo de la ciudad de Chimbote; dentro de los criterios de resistencia y deformación, teniendo en cuenta de ser un suelo arenoso y además tener el nivel freático alto; es comúnmente la aplicación de VIGAS DE CIMENTACION CON ZAPATAS Y PILOTES.

Donde la profundidad la determinamos cuando encontramos un estrato que puede resistir la capacidad portante de la estructura. En el cálculo del asentamiento tolerable se considera teniendo en cuenta el tipo de estructura, aproximadamente es del orden de una pulgada (2.5 cm.).

Para que se obtenga la carga de diseño del pilote (Q); tenemos que considerar la carga que trasmite cada pilote (P); más la fricción negativa (Q_1) que puede producir el estrato y el arrastre adicional (Q_2) que origina el suelo que rodea a todo el grupo de pilotes que descienden o sea :

$$Q = P + Q_1 + Q_2$$

Donde

$$Q_1 = \frac{A \cdot J \cdot H}{n}$$

A = Area horizontal limitada por el grupo de pilotes.

J = Peso unitario del estrato

H = Espesor del estrato

n = Número de pilotes

$$Q_2 = \frac{L \cdot H \cdot s}{n}$$

L = Perímetro del grupo.

H = Espesor del estrato.

s = Resistencia promedio al corte del estrato.

n = Número de pilotes.

Donde la resistencia de cada pilote (R_p) es :

$$R_p = \frac{Q}{n}$$

Q = Carga de diseño.

n = Número de pilotes.

Para la longitud del pilote (L_p) es de acuerdo a la profundidad del estrato resistente, comunmente es de 12 a 15 metros y la sección la podemos determinar casi siempre de una sección cuadrada de 0.30 x 0.30.

En la comprobación de distancias mínimas entre pilotes se debe

cumplir lo siguiente :

- a.- La distancia entre centros de pilotes no debe ser menor que 3 veces el lado o diámetro.
- b.- La distancia entre el eje del pilote y el borde no debe ser menor que 2,5 veces el lado o diámetro.

Para la resistencia del pilote de prueba (R) debe considerarse la eficiencia del grupo (E) donde :

$$E = 1 = \frac{\emptyset (m-1)n + (n-1)m}{90 m. n}$$

$$\text{Tg } \emptyset = \frac{d}{s}$$

d = lado del pilote

s = distancia entre centros de pilote

m = número de pilotes en la dirección mayor.

n = número de pilotes en la dirección menor.

$$R = \frac{R_p}{E}$$

Las armaduras longitudinales de un pilote de sección cuadrada se componen de cuatro barras del mismo diámetro, situadas en el ángulo de la sección; en caso de pilotes de gran sección, se incrementarán cuatro barras suplementarias, situadas en el centro de los lados.

Para pilotes largos se pueden emplear empalmes sin gancho con las

condiciones siguientes :

- a.- Evitar situar todos los empalmes en la misma sección.
- b.- Evitar el empalme a una distancia de la cabeza igual a diez veces el lado.
- c.- Dar a los empalmes una longitud de cincuenta diámetros de la cabeza.

Las armaduras longitudinales deben calcularse de forma que el pilote pueda resistir además de los esfuerzos estáticos propios de la construcción, los esfuerzos de acarreo, transporte y puesta en obra.

El porcentaje de armaduras longitudinales varía de 1% a 3%; para evitar pandeo, los fierros longitudinales deben de escogerse de diámetros grandes (16, 20, 25, 30 mm.). La regla empírica establece la relación entre la longitud y el diámetro.

$$d = 0.0015 L \text{ a } 0.002 L$$

d = diámetro de la armadura

L = longitud del pilote.

Las armaduras transversales de un pilote de sección cuadrada se emplean estribos o espiras, se aumenta la resistencia a la compresión de un pilote, reforzando las armaduras longitudinales con armaduras transversales; o sea es lo que constituye un "sunchado". Las armaduras transversales están formadas por barras de seis a ocho milímetros; son estribos dispuestos a intervalos o espiras helicoidales continuas.

paso del zunchado es en general de 10 a 15 centímetros a todo largo del pilote, excepto en las dos extremidades, en donde zunchado es más unido (5 a 8 centímetros), en una longitud de 5 a 8 diámetros olados. Con la ayuda de un zunchado denso en la cabeza y la punta, se evitan las disgregaciones del hormigón sometidos a los choques.

La punta del pilote se protege por un azuche metálico de fundición o de acero moldeado.

CAPITULO VI

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS DE CIMENTACION

La presencia de suelos arenosos sueltos y la cercanía a la superficie del nivel de agua que en algunas zonas investigadas se han encontrado, indica que será necesario dar un tratamiento especial a estos estratos para que al mismo tiempo que se logre aumentar su capacidad portante, disminuya el riesgo de sufrir densificaciones o licuefacción por efecto de un sacudimiento sísmico intenso. Por esa razón será recomendable que en las áreas señaladas como peligrosas además de practicarse un adecuado sistema de drenaje para abatir el nivel freático hasta profundidades adecuadas para las cimentaciones, se haga uso de métodos especiales de construcción a fin de lograr que los suelos adquieran mayor resistencia sobre todo en las áreas destinadas a obras importantes o que se prevee serán perjudiciales enormemente por éste fenómeno. Una de las maneras de solucionar satisfactoriamente estos problemas es utilizar compactadoras especiales dotadas de elementos vibratorios que permiten densificar el suelo superficialmente, sin embargo, estos elementos en algunos casos no permiten alcanzar profundidades importantes de compactación adecuada ya que su efecto casi siempre no es mayor de 0.50 mts. por debajo del nivel de rodillado, en estos casos es inconveniente el uso de otros métodos algo más elaborados para que en circunstancias favorables su empleo es competitivo con la práctica de cimentaciones profundas más costosas. Uno de estos siste-

mas es el Vibro Flotación que consiste en introducir al suelo una punta vibradora especial con la ayuda de inyección de agua que compacta a los suelos arenosos sueltos hasta una profundidad mayor - de 10 mts. lográndose cilindros de influencia de 3 mts. de diámetro aproximado (Fig. VI-1). Otro método que ha dado resultados aceptables en problemas similares son los pilotes de arena para compactación que consiste en hincar en el suelo suelto un tubo con un tapón en su parte inferior que al recibir los golpes del martillo, compacta radialmente al suelo que se encuentra alrededor de su base, una vez lograda la profundidad necesaria el tubo se rellena de arena o gravilla y se compacta para después retirarlo progresivamente hasta formar el pilote de compactación. Esto permite en algunos casos lograr cimentación directa sobre una capa de suelos mejorados por compactación en profundidad mediante este sistema que en muchos casos es preferible a la cimentación clásica por pilotes de concreto armado que podrían presentar, como en estos casos, problemas con las aguas agresivas de la napa freática, que destruye al concreto de que están contruïdos. La distancia entre puntos de compactación es factible calcularla en función de las cargas a colocarse al terreno lográndose alcanzar profundidades de compactación hasta de 20.00 mts. debajo de la superficie natural del terreno.

De otro lado, es posible utilizar métodos de estabilización química del suelo por medio de inyecciones que alcanzan profundidades tales que permitan una cimentación superficial apoyada sobre una costera de material arenoso estabilizado.

Debido a las características del suelo subyacente a numero

sas de la zona investigada y a la presencia de contenidos importantes de sales hacen necesaria un estudio detenido del probable ataque de estas sales puedan producir sobre el concreto de la cimentación o cualquier otra obra que esté en contacto con el suelo directamente o que reciba sus efectos por medio de filtraciones que laven estas sales y conduzcan a estos productos a ponerse en contacto con el concreto.

Sabemos que la salinidad se determina comparando los resultados de los análisis químicos con los criterios de agresividad dados por las normas en los que se tiene en cuenta:

Las dimensiones de la estructura

- La existencia de presiones de agua
- La forma en que el agua estará en contacto con el concreto.
- El tipo de concreto o revestimiento a utilizar, buscando el agua entre un contacto con el concreto a través de un suelo, la agresividad se establece en función de la permeabilidad, que en este caso para estos suelos granulares está comprendida entre 10^{-2} am/seg y 10^{-4} cm/seg.

En estos casos las normas establecen que si el agua lava estos suelos y se filtra hacia el concreto es agresiva aunque sea con respecto a uno de los índices especificados. La estabilidad del concreto debe asegurarse con medidas especiales, considerando se en este caso debido aunque las sales del sulfato son abundantes en la Ciudad de Chimbote; será necesario aislarlas del concreto para evitar reacciones con el aluminato de calcio y la cal libre que se encuentra en los concretos fabricados con cemento POR-

TLAND, haciendo que estos aumenten de volúmen y causen expansión y rompimientos del concreto, esto hace que sea necesario utilizar concretos cuya composición química sea resistente al ataque de los sulfatos, tal como el cemento TIPO V según la clasificación de la Norma ASTM C-150-63 o cualquier otro similar serían adecuados, sin embargo, dadas las características de las obras y la gran cantidad de elementos de cimentación por construir, del estudio efectuado y por consideraciones económicas se ha adoptado otra solución que consistiría en aislar al suelo del contacto con el concreto de los cimientos por medio de elementos impermeabilizantes que pueden ser capas de alquitrán o emulsiones asfálticas, membranas aislantes, capas de resinas epóxicas o recobimientos con vinilo o telas plásticas, encontrándose en este caso específico que el procedimiento más económico resulta ser la imprimación o colocación de asfaltos tanto en las paredes de la zanja de cimentación cuanto en el mismo fondo, aplicados de acuerdo a las especificaciones.

Por otro lado, con el fin de proteger a las cimentaciones de las filtraciones de agua cargadas de sales que además pueden disolverlas y hacer disminuir la resistencia de estos suelos, es recomendable establecer un adecuado sistema de drenaje superficial, eliminando todas las posibles fuentes de filtración de agua, incluyendo riego de jardines, fugas de agua por tuberías mal construídas, aniegos innecesarios, acumulación de aguas de lluvias o de cualquier otra procedencia, etc. Recomendándose además la construcción de un sistema de sub-drenaje para cortar

las filtraciones subterráneas procedentes de las partes altas, sistema que deberá estudiarse integralmente en el área para definir el nivel freático tomando en cuenta las condiciones actuales de topografía, filtración y suelos que imperan en toda la zona de Chimbote y sus alrededores, previendo cualquier efecto de subsidencia que podría producirse en las construcciones existentes y que las afectaron considerablemente.

CONCLUSIONES Y CRITERIOS

Las principales conclusiones y criterios alcanzados son los siguientes:

1.- Los suelos de las áreas investigadas dentro del Esquema General del Plan Director de Chimbote presentan conformación uniforme en cuanto a calidad de suelos arenosos de origen fluvial y marino variando en las diferentes zonas su compacidad y estado de humedad.

2.- Dentro de las áreas investigadas se han detectado zonas que presentan peligro potencial de alterar su estado de esfuerzos por efectos de sollicitaciones sísmicas intensas debido a sus condiciones actuales de compacidad y humedad en la que se encuentran.

3.- En parte de la Zona I existen lugares que actualmente se encuentran en estado medianamente compacto a duro y humedad incipiente debido a que el nivel de agua se localiza más allá de los 6 mts. de profundidad, sin embargo el peligro de disminución de volumen del suelo por densificación existe sobre todo al SUR-ESTE de la Ciudad donde aparecen grandes acumulaciones de arena en estado suelto.

4.- El efecto del agua de filtración que origina pantanos en las áreas bajas especialmente en la zona II puede producir una importante disminución de resistencia del suelo y aumentar el peligro potencial de licuefacción y densificaciones por sollicitaciones sísmicas, por lo que es recomendable establecer un adecuado sistema de drenaje que deberá estudiarse integralmente en el área para deprimir la napa de agua debiendo preverse cualquier efecto de subsidencia que pueda producirse en las construcciones exis

tentes y que las afectaría sustancialmente.

5.- En todos los casos las condiciones generales de estabilidad para estas cimentaciones estarán siempre regulados por el estado de compacidad y humedad natural del suelo por lo que si no ocurre un cambio importante en ellas y se conserva el estado de esfuerzos actual, la capacidad portante estimada para cada zona se mantendría indefinidamente.

6.- Para el cálculo de la capacidad portante del suelo se ha considerado una profundidad activa de cimentación no mayor de 3 metros para obras que transmitirán cargas livianas de casos de tipo convencional que se prevee se proyecta en la mayor parte del terreno investigado, considerándose cimientos superficiales desplantados a una profundidad promedio de 0.70 metros para un ancho variable entre 0.60 metros y 2.00 metros.

7.- En la Zona II se ha detectado lugares de concentración abundante de sales agresivas al concreto que atacarían a cualquier elemento que se encuentre en contacto con el suelo directa e indirectamente, recomendándose aislar al suelo de los elementos de cimentación por medio de una película impermeabilizante de asfalto en todas las zanjas de cimentación.

8.- En las Zonas donde se detectan arenas muy sueltas en estrato de potencia apreciable será necesario darles un tratamiento adecuado por vibro flotación o pilotes de compactación de arena, a fin de aumentar su capacidad portante y disminuir el riesgo de licuefacción y/o densificaciones por sacudimientos sísmicos.

9.- Debido a que la parte sur de la Ciudad de Chimbote (Zona I) se han encontrado restos aluvionales, será recomendable tomar es

pecial cuidado para evitar efectos debidos a condiciones climáticas excepcionales que puedan producirse en el área considerando un adecuado drenaje principalmente de la quebrada San Antonio y Rio Seco.

10.- En todos los casos debido al riesgo sísmico de la Zona será necesario que el cálculo estructural de la cimentación considere los efectos de las cargas horizontales de manera de permitir la mayor disipación de energía sísmica y aumento en el amortiguamiento interno de las edificaciones.

11.- La imprimación con asfalto de la zanja de cimentación consiste en la aplicación por riego a presión del material bituminoso a sus paredes y fondo previamente excavadas y perfiladas. El material bituminoso recomendado corresponde al asfalto líquido de endurecimiento medio (MC) del grado 30 y que al aplicarlo el fondo y las paredes laterales deberán estar limpias, uniformemente secas y libres de partículas sueltas.

Es recomendable verificar el estado de imprimado con asfalto debido a que las sales que contiene el suelo podrían producir levantamiento de la película colocada, debiendo colocarse una segunda imprimación si este defecto ocurriera.

12.- Todos los emplazamientos no son equivalentes desde el punto de vista del riesgo sísmico. Incluso a la escala de la localidad, algunos pueden ser más exigentes que otros.

Deben ser considerados como propicios e incluso peligrosos:

- Los terrenos en cuesta susceptibles de deslizamiento y los terrenos situados al pié de estas cuestas.
- Los terrenos fuertemente heterogéneos las zonas de desprendi -

miento.

- Los terrenos muebles empapados de agua (en la vecindad de mares y lagos).
- Los terrenos compartimentados, fracturados, en la vecindad de fallas geológicas.

Se puede así en ciertos casos, ser conducido a aconsejar la elección de emplazamiento, más bien que otro, para las nuevas construcciones. Para las antiguas, en los casos graves, (por ejemplo, en el caso de aglomeraciones situadas a proximidad inmediata de accidentes geológicos activos importantes) se podría ser conducido incluso a considerar la reconstrucción en otro sitio a título preventivo. (P.J. San Pedro).

MICROZONIFICACION SISMICA URBANA

El comportamiento dinámico de una estructura depende de las características del movimiento sísmico que es transmitido a través del suelo a la base de la estructura.

Para estructuras apoyadas en rocas, o suelos sumamente rígidos, el movimiento de la cimentación es esencialmente el mismo como si fuera "MOVIMIENTO LIBRE DEL SUELO". Este último término, se refiere al movimiento que tendría lugar a nivel de la cimentación en sitio, considerando que no hubiese estructura. La deformación del medio que sirve de apoyo de la estructura misma es despreciable en comparación con la deformación debida del sismo, en las estructuras pueden analizarse correctamente considerando el movimiento de la fundación, como el movimiento libre del suelo.

Para estructuras apoyadas en suelos blandos, el movimiento de la fundación puede ser influenciada significativamente por el movimiento de la estructura que se encuentra superpuesta en ella, y la respuesta se puede evaluar apropiadamente tomando en consideración los efectos de interacción entre la vibración de la estructura y el suelo subyacente. El movimiento de la fundación en este puede incluir una componente de balanceo (ROCKING) además de la componente lateral. La componente de balanceo puede ser particularmente significativa para estructuras altas.

Dos factores son responsables para la diferencia de la respuesta de una estructura apoyada en suelo rígido o en suelo

blando.

- 1.- Estructuras apoyadas elásticamente (suelo blando) tienen mayor grado de libertad que una estructura apoyada rígidamente (suelo rígido), y por lo tanto diferentes características dinámicas.
- 2.- Parte de la energía vibracional de las estructuras apoyadas elásticamente disipan dentro del medio soportante por radiación de ondas y por la acción histérica del suelo mismo. No hay, por otro lado, este efecto de disipación de energía en una estructura apoyada rígidamente.

Entre los efectos importantes que produce la interacción se puede mencionar :

- Un incremento del período fundamental de vibración.
- Cambio en el amortiguamiento del suelo
- Incremento de las deformaciones en las estructuras
- Disminución del corte en la base. *(Ref.)

El análisis del riesgo sísmico es un método de determinar niveles de diseño de movimientos en la base inducidas por los sismos, en expresiones cuantitativas con incertidumbre en parámetros sismológicos, geológicos y geofísicos; una expresión de riesgo sísmico requiere de tres factores

- 1.- Una amplitud de diseño del movimiento de la base
- 2.- Un período de diseño escogido

* REF.: Efectos de la Interacción Suelo-Estructura en Edificios durante Sismos (Dr. A.S. Veletsos).

3.- Un riesgo asociado (probabilidad que la amplitud del movimiento sea excedida).

El método más directo de evaluar los riesgos sísmicos es a través de observaciones empíricas del movimiento del suelo. La información disponible es usualmente consistente solo para grandes niveles de riesgo (0.1 por año), si los registros de los movimientos de las bases observadas no son disponibles en un sitio, un método quasi-directo es a veces usado en que las observaciones en el movimiento de la base son estimados en el lugar de la edificación de la historia sísmica. Estos Métodos son imprecisos para estimar el riesgo futuro por que no hay mucha relación con el pasado sísmico.

Los métodos indirectos de la evaluación de eventos sísmicos requieren en sus posiciones a cerca de la sismicidad (lugar de ocurrencia del sismo) lugar y tiempo, y fuente de los parámetros; parámetros de atenuación del movimiento en la base debido a la geología y topografía.

Una vez hecha estas suposiciones la evaluación del evento sísmico puede hacerse aplicando el teorema de "probalidad total" usando programas de computadoras existente.

La precisión de este método ha sido demostrado usando la gran historia sísmica disponible en CHINA.

Los métodos usados en EE.UU. toma en cuenta los efectos del suelo incrementando la fuerza lateral equivalente por un factor aproximado de Interacción-suelo-estructura o usando espectros

de diseño que toman en cuenta la amplificación de períodos largos esperados en suelos blandos. Los espectros de diseño con diferentes formas se requieren si uno quiere tomar en cuenta las diferentes magnitudes y distancias del sismo. Así el uso de más de un parámetro para el movimiento de la base se necesita para relacionar diferencias reflejadas en la forma del espectro.

En conclusión los métodos de análisis de riesgo sísmico - aquí descritos tienen la capacidad de usar toda la disponibilidad geológica, tectónica, geofísica y teorías de sismos. El método también puede ser revisado de acuerdo a los niveles de diseño sísmico, cuando nuevas teorías sean descubiertas para explicar observaciones físicas o predicciones de eventos futuros. ** (Ref.)

Diferentes métodos están siendo aplicados activamente en el desafío que presentan diversos problemas de microzonificación sísmica y de predicción de sismos en las Indias del Oeste (JAMAICA). Para la microzonificación estos métodos incluyen el análisis históricos de daños, la operación de grandes acelerógrafos y sísmógrafos convencionales para el análisis espectral local y para determinar las respuestas de las edificaciones en áreas urbanas, el uso de modelos de técnicas en modelos de computadoras y de refracción local y estudios de resistividad.

Para predicciones recientemente han sido hecho mejoras substanciales en la exactitud de sismos regionales locales. La distribución de eventos está siendo cuidadosamente observada para modelos irregulares de actividad. En Lima se ha llevado a cabo es

** REF.: Riesgo y Análisis Sísmico (Dr. R.K. McGuire)

tudios geodésicos.

Para ambos casos la microzonificación y predicción; el énfasis está dado en la necesidad de correlacionar los diferentes tipos de observaciones con el fin de ser consistente con resultados que sean significativos o que tengan aplicación práctica.

I.- Introducción

Los Objetivos de la microzonificación y predicción sísmica - están siendo comparadas. Ambos son importantes en que ellas son capaces de mitigar considerablemente las pérdidas de vidas humanas, edificaciones, etc.

Ambas sin embargo, han alcanzado un grado de aproximación o exactitud limitada y así la manera con la cual ellos pueden ser aplicados actualmente permanecen poco precisa.

El propósito de esta publicación es revisar el trabajo que fué llevado a cabo a la fecha y futuros proyectos para incorporar los objetivos a las Indias del Oeste.

Para cada una de ellas será dada una descripción de los métodos usados y sus limitaciones de los resultados obtenidos, y futuras aplicaciones.

II.- Microzonificación : Métodos y sus limitaciones.

Un considerable esfuerzo ha sido hecho en el Caribe durante estos últimos años para la aplicación de técnicas de microzonificación más apropiadas. Estos han incluido

a.- El análisis de la distribución de daños y licuefacción - en sismos severos a través de la Historia.

Para la mayoría de los sismos destructivos en la Historia del Caribe, descripciones razonablemente detalladas existen de las áreas dañadas, que se refieren además al grado de daños a que fue hecho. Aunque los daños producidos están en función del tipo de estructuras que existen, los cuales pueden diferir en su respuesta sísmica, se ha podido extraer de los Registros que se tienen, ciertas propiedades locales los cuales pueden ser aplicados en términos generales. Los registros históricos son especialmente útiles para las descripciones que contienen problemas de licuefacción o grandes fallas del suelo, los cuales pueden aplicarse directamente a situaciones actuales. Los sismos de los cuales se tienen datos o registros incluidos en el PORT-ROYAL (JAMAICA) son : terremoto de 1,892 (The Cumana-Corupano-Port of Isanir); terremoto de 1,766; terremoto de Caracas de 1,843; terremoto de Kingston (JAMAICA) en 1,907; terremoto de Puerto Rico en 1,918; terremoto de Caracas de 1,967; y el terremoto de Antillas en 1,974.

Para varios de estos eventos se han dibujado mapas que indican áreas de los diferentes tipos de daños.

La ventaja más obvia de los reportes históricos de daños, es que ellos proveen de ciertos datos empíricos en las estructuras, las cuales existían en ese entonces y en las áreas que eran pobladas.

La principal desventaja de las observaciones históricas

es que ellas no son directamente aplicables a muchos tipos de estructuras modernas y que no se refieren a ciertas áreas, las cuales recientemente están obteniendo mayor desarrollo.

b.- La instalación de grandes acelerogramas para medir el movimiento en la base y el análisis de los datos recogidos. Los registros del tiempo-historia de la aceleración en la base de edificios durante grandes sismos son los datos más importantes y los más directamente aplicables para propósitos de microzonificación y de diseño estructural. La principal desventaja es lo eventual con que se puede tomar estos datos. Aún en Cinturones o Fajas sísmicas muy activas, la accesibilidad de buenos registros de aceleración de movimiento en la base con grandes amplitudes es una ocurrencia que toma lugar una vez cada pocos años.

c.- Los registros y el análisis de los efectos producidos por sismos en pequeñas regiones usando sismógrafos convencionales.

Para el Análisis Espectral de Registros la recolección de datos para acelerogramas de grandes movimientos; el Instituto nos recomienda convencionalmente el uso de sismógrafos de alta sensibilidad con el fin de satisfacer la urgente necesidad para ciertos tipos de mediciones locales tales como el período predominante del suelo y la amplificación del movimiento en la base en algu

nos lugares de importante desarrollo futuro en las cuales se pretende construir edificios altos o estructuras especiales tales como puertos, reservorios, etc.

La medida de sismos pequeños localizados usando el método convencional de transmitir ondas de velocidades mediante amplificadores eléctricos para la predicción de las amplitudes espectrales en la mayoría de los sismos, ha encontrado problemas a críticas relacionadas con la incógnita que representa la linealidad entre las pequeñas amplitudes medidas realmente y la extrapolación de estas medidas para la predicción de las respuestas para grandes movimientos en la base. Por ejemplo PETROSKI en el año 1,975, escribe :

"El uso de micro-sismos y pequeños terremotos es probablemente un tópico válido para alcances científicos, pero no parece ser aún un método real para la evaluación de las características de grandes movimientos en la base". Sin embargo TEZCAM SEED, WHITMAN en 1,967 en su estudio de los efectos de resonancia en los períodos a una distancia dada durante el tiempo Hediz (TURQUIA) han dicho: " El análisis de la respuesta del suelo y los daños en un lugar específico prevee un ejemplo de la utilidad de registros de movimientos después del sismo, en predicción a la probable característica de la respuesta del suelo durante grandes terremotos".

d.- El uso de programas de computadoras para modelar los e -

fectos importantes de las características propias del suelo.

Se utilizan programas de computadoras para modelar los efectos importantes de las características propias del suelo.

- e.- Efectuar estudios de refracción y resistividad a poca profundidad con el fin de establecer las dimensiones locales y otras propiedades o leyes del suelo subyacente. El principal propósito de la refracción sísmica y de similares estudios o planes es preveer continuas características específicas mediante el establecimiento de secciones verticales, tales como las obtenidas mediante perforaciones. Las medidas de refracción también nos darán las velocidades de las ondas de corte y los espesores de los estratos para usar como datos de entrada en modelos de estudios tales como el PROGRAMA DE COMPUTADORAS DE SHAKE o similares. Las limitaciones de las refracciones sísmicas sin embargo son que los resultados son difíciles de interpretarse en muchas situaciones donde se presentan características no uniformes de la variación de los estratos; también sin explosivos la máxima penetración de señales producidas por fuentes, es cerca de 30 mts. La utilización de cargas pequeñas de explosivos en áreas urbanas es complicada.

III.- Predicción de Sismos.

Los estudios para predicción de sismos están todavía en

infancia en todo el mundo, sin embargo dentro de las limitaciones se ha hecho un esfuerzo considerable para establecer los principales pre-requisitos para las predicciones, los cuales incluyen :

- a.- La rápida localización del hipo-centro del sismo y modelos de estudios para estos.
- b.- Establecimiento de estudios para fallas jóvenes de terreno.
- c.- El análisis automatizado de la relación de velocidades de las ondas sísmicas (V_p/V_s).

CONCLUSIONES :

Las conclusiones en este trabajo son :

- 1.- Los criterios más reales para microzonificación serán obtenidas por una combinación de los mejores campos de medidas y técnicas para modelos teóricos.
- 2.- Se debe disponer en general en una buena correlación entre los resultados obtenidos de los diferentes métodos, para así tener un cierto grado de infiabilidad en las medidas e interpretaciones, los cuales son hecho EN-SITU específicos.
- 3.- No tenemos aún medidas, detalles suficientemente adecuada confirmación de la continuidad lateral del suelo, y de sus propiedades para predecir mapas de áreas urbanas enteras.
- 4.- La microzonificación busca predecir la intensidad de daños por grandes movimientos, pero ésta es frecuentemente dependiente para cualquier estructura en un sitio particular o

cualesquiera del grado de interacción del período natural del suelo y de la estructura.

- 5.- La microzonificación y la predicción son ambos proyectos a los cuales deben darse atención prioritaria en el futuro. Este refleja al mismo tiempo la importancia de nuestro conocimiento de predecir medidas locales para aplicaciones locales, y nuestra confianza de que estas medidas sean significativas.
- 6.- Futuros esfuerzos dirigidos a la Microzonificación se impondrán, por un lado incrementando la tasa de información recopilados de acuerdo a un plan determinado, más instrumentación - tales como acelerógrafos y de otro lado diversificando métodos, tales que estas resulten en una rápida recopilación de información que puedan ser empleados juiciosamente para acelerar la tasa y costo efectivo de la investigación.

*** REF.: Microzonificación Sísmica y Predicción en las Indias del Oeste - Jamaica (Dr. Jhon Tromblin).

DATOS DE
MICROZONIFICACION

- Proyecto SISISAN se inició en 1974 para crear los mapas de peligro sísmico elementos básicos para optimizar el diseño de estructuras sismo-resistentes.

El Peligro Sísmico describe, en términos possibilísticos, la ocurrencia de eventos sísmicos posibles que pueden ocasionar daños en un período determinado.

En cambio el Riesgo Sísmico es la descripción probabilística de las pérdidas asociadas con el peligro sísmico. Zonas Sismogénéticas, con zonas tectónicas en las cuales los eventos sísmicos futuros son considerados igualmente posibles de ocurrir en cualquier localidad (Ings. OCOLA-PERU; A. Vega-Boliviana; V. Cáceres-Ecuador; T. Palencia-Colombia).

- El parámetro de microzonificación debería estar por lo tanto inmerso y en conjunto con los demás parámetros de normas y especificaciones usadas en el diseño y construcción de tales infraestructuras físicas : Conservación y sismoresistencia preventivos.

Por estar el territorio peruano circundado y dentro de la zona de subdivisión, aceptando la teoría de las placas, las ondas de corte y las de compresión sísmica jugarán papel importante en el comportamiento de nuestras infraestructuras físicas cuantificables horizontales si son terrestres y ver-

ticamente si son portantes.

Por lo expuesto la microzonificación sísmica a base del comportamiento del suelo y subsuelo peruano deberá formar parte de nuestras normas y especificaciones (Ingeniero Sebastián - Cajja Maguiña) en el diseño y construcción de nuestra infraestructura física.

El estudio geológico juega un rol importante, digamos preponderante, en los resultados que se quieran obtener, pasando por ser un instrumento base para planificar cualquier otra actividad técnica tendiente a profundizar el estudio de la microzonificación, como por ejemplo su origen, espesor, composición litológica, grado de alteración, presencia e incidencia de una napa freática, grado de estabilidad, riesgos geodinámicos, etc. (Ing. José Velis B.).

- Actualmente el problema de producción sísmica existen dos principales corrientes los representados principalmente por la República Popular China que consiste en la búsqueda empírica de fenómenos premonitores que puedan utilizarse para fines de predicción; y la representada principalmente por Estados Unidos y Japón, y últimamente también la Unión Soviética, que consiste en ampliar las investigaciones fundamentales sobre las características de los sismos y la experiencia de obtener así procedimientos útiles para las predicciones. Pero con los últimos sismos importantes ocurridos, ambas corrientes han dado un vuelco en el enfoque de los sismólogos predicción (CINNA LOMMITZ).

- La metodología integral para la Microzonificación Sísmica es que la microzonificación Sísmica es un proceso de estudios multidisciplinarios mediante el cual las áreas de extensión limitadas son calificadas según el comportamiento observado o probable del suelo o subsuelo ante un sismo fuerte. La caracterización de cada microzona se hace en base de un conjunto de parámetros básicos que permitirán la planificación y diseño de obras que reduzcan el peligro sísmico potencial.

Se distinguen dos grupos de parámetros. Los parámetros regionales que lo constituyen el nivel de peligro sísmico referido a un estrato o roca competente, el nivel de actividad de elementos geológicos importantes.

El otro grupo de parámetros lo constituyen aquellos que son importantes, se tiene : espectros de respuesta, espectro de respuestas de "amplificación del suelo", comportamiento sísmico en función de la frecuencia, el sismo de diseño, entre otros (Dr. L. Ocola - Dr. D. Huaco).

- En la metodología desarrollada juega un rol importante la influencia geológica, la micro-tectónica y en particular, la micro-geología. Está complementando con observaciones y estudios sísmicos de carácter local que permitan evaluar el grado de peligrosidad de elementos geológicos activos tales como fallas concretas. Asimismo, permite estimar los factores de amplificación del suelo-subsuelo a niveles de deformación

que se compara la respuesta de los modelos suelo-sub-suelo utilizados en la simulación matemática de la respuesta dinámica cuando no hay registros de sismos fuertes (Dr. L. Ocola - Dr. D. Huaco).

Los aspectos básicos de información de la microzonificación para su uso en la Ingeniería Sismo-Resistente esquemáticamente deben suministrar los Estudios de Microzonificación sísmica en cumplimiento de lo establecido en la Norma de Diseño Sismo-Resistente, independientemente de las técnicas usadas para la obtención, con el fin de asegurar su utilización adecuada tanto en el diseño como en la construcción de edificaciones, y que requiere su adecuación a la norma vigente de manera de permitir su seguimiento en términos de la satisfacción de otras exigencias de los mismos tales como materiales y características estructurales (Ing. R. Ríos J.)

El terremoto de Ancash de Mayo de 1970, afectó severamente más de 80,000 Km.2, dejando graves daños en varias ciudades y numerosos pueblos.

La metodología aplicada en los estudios de Microzonificación sísmica efectuados en 7 de esas localidades; básicamente consistieron un estudio Multidisciplinarios de Sismología, Geología, Mecánica y Dinámica de Suelos, Distribución de Daños e Ingeniería Antisísmica.

Sobre Chimbote manifiesta que se encontró una buena corre-

lación entre los tipos de suelos y la distribución de daños, que fueron informaciones muy valiosas para la confección del Plano de microzonificación.

La zona más desfavorable ha sido destinada a recreación, en el nuevo planeamiento urbano de dicha ciudad (Ing. Julio Kuroina).

- Los daños producidos por los últimos sismos ocurridos en el país mostraron una diferencia en el comportamiento de edificaciones similares en ubicaciones relativamente cercanas.

La norma vigente incorpora el concepto de microzonificación sísmica de manera que las modificaciones del efecto sísmico por condiciones locales sean considerados en el diseño y construcción de las edificaciones.

Aparte de la referencia durante la microzonificación, se dá especial atención a las características del suelo, con una serie de criterios y parámetros que intervienen en la determinación del coeficiente sísmico de diseño.

Mención especial requiere la aplicación de los resultados de estos estudios a núcleos urbanos existentes, con miras a una renovación y rehabilitación urbana que servirá para preveer o reducir los daños en caso de sismos (Ing. Isabel Moróni).

- Niveles de aceleración y el problema de Licuefacción en el

método estadístico la licuefacción propuesta por Seca, el factor de aceleración se examina para la zona de Chimbote donde se observa en forma generalizada el problema de licuefacción. Se han empleado los ensayos de penetración estándar (SPT) realizados por la Misión Japonesa en el estudio de los efectos del 31 de Mayo de 1970. Tomando en consideración la magnitud del Sismo $M_s = 7.5$ y empleando las curvas de atenuación de la aceleración se ha estimado el rango de aceleración en Chimbote entre 0.45 - 0.52 g.

Para un valor de 0.42 todos los puntos examinados están dentro de la zona de ocurrencia de licuefacción, indicando que por lo menos este valor de aceleración había sido la que sacudió la zona epicentral. El examen de número de ciclos del acelerograma registrado en Lima indica que el valor del factor de reducción es de 0.67, confirmando el valor de reducción de SEED. Este procedimiento permitira examinar si un lugar podría no sufrir licuefacción conociendo su nivel de aceleración. (Dr. D. Huaco, Ing. H. Mattos).

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES SOBRE MICROZONIFICACION SISMICA

1.- Muchas consecuencias podrian suceder en una ciudad en el mal uso de ciertas técnicas para establecer una microzonificación adecuada, como por ejemplo se podría clasificar el suelo desde el punto de vista sísmico, tomando en cuenta sus características de compacidad y consistencia; y no la tendencia de los sismólogos en prevalecer el período predominante como base.

2.- Para los fines de proyectos de ingeniería se puede distinguir dos tipos de comportamiento dinámico de los que los "IN SITU". En primer lugar se consideran los depósitos de suelos relativamente compactos a muy compactos, en los cuales las vibraciones sísmicas se transmiten a la superficie con un grado de amplificación o amortiguamiento sin pérdida de resistencia o deformaciones locales significativas, originando efectos sobre las estructuras pero sin daños directos en su cimentación. En este caso las condiciones de resistencia del suelo pueden considerarse como estables y el problema consiste en la evaluación de las oscilaciones que el suelo transmite a la estructura, y en definitiva, en impartir a ésta una adecuada resistencia respecto a las cargas dinámicas horizontales.

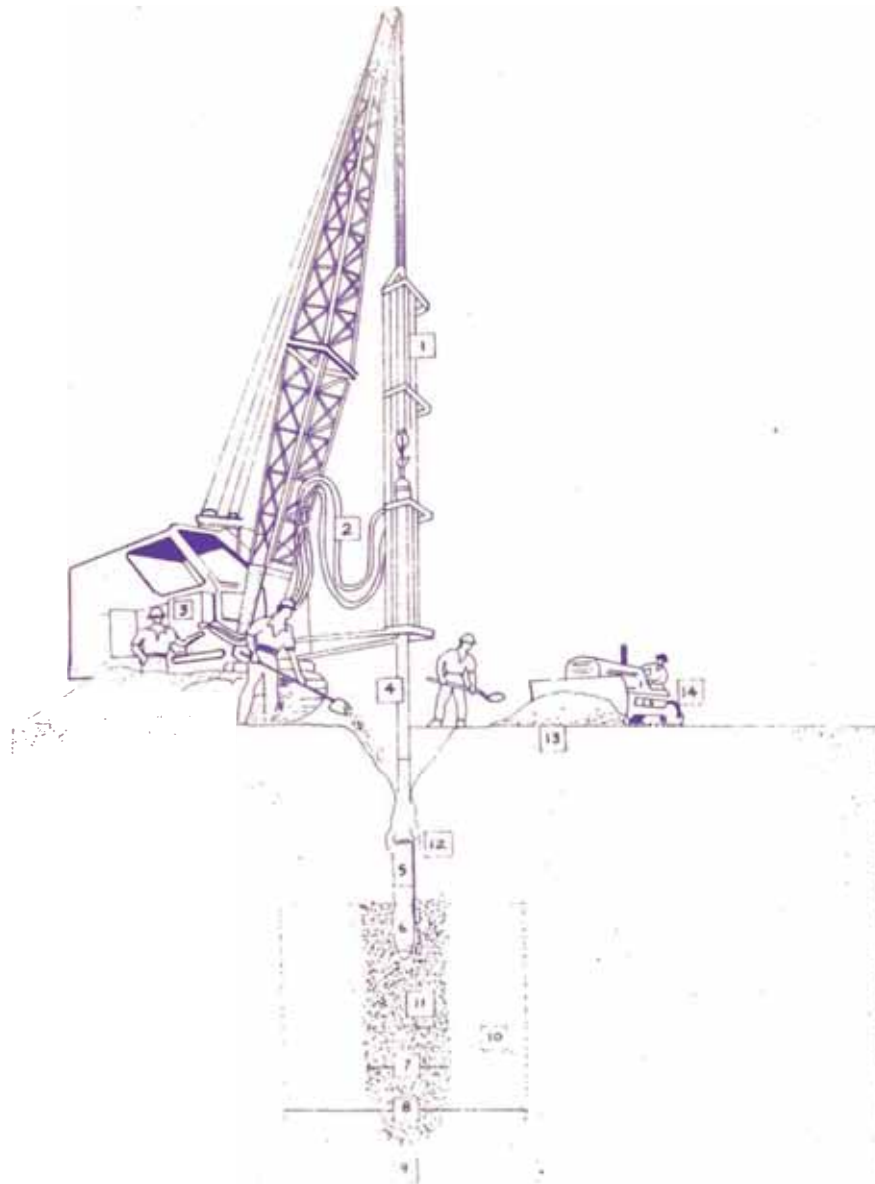
De otro lado, pueden encontrarse depósitos de suelos en estado suelto a muy suelto, parcial totalmente saturados de agua. En estas circunstancias pueden suceder que por efec

- c.- Procedimientos analíticos utilizando las teorías de propagación de onda elástica a través de medios estratificados que dependiendo de la configuración topográfica del depósito de suelos pueden ser aplicados a estratigrafías horizontalmente dispuestas o depósitos irregulares o en talud. Estos métodos resultan actualmente muy útiles y confiables para determinar la respuesta del suelo ante sacudimientos sísmicos.
- 4.- Hay mucha controversia en torno a asignarle al suelo de cimentación un período determinante para su clasificación ya que siempre estará subordinado a las características geométricas y mecánicas de los estratos superficiales y la sola presencia de un edificio puede modificar substancialmente la magnitud del período característico.
- 5 - Existen procedimientos para determinar este período predominante del suelo a partir de registros de microsismos por aplicación de la Teoría de la Reflexión Múltiple de ondas en medios estratigráficos, por procedimientos análogos o por observaciones directas de los registros de sismos que hallan afectado la región. El empleo del primero de estos métodos es muy criticado por la dependencia con la amplitud de la deformación que presenta el módulo de corte de los suelos y los siguientes, sin ser óptimos proporcionan resultados confiables en casos muy simples, pero

- c.- Procedimientos analíticos utilizando las teorías de propagación de onda elástica a través de medios estratificados que dependiendo de la configuración topográfica del depósito de suelos pueden ser aplicados a estratigrafías horizontalmente dispuestas o depósitos irregulares o en talud. Estos métodos resultan actualmente muy útiles y confiables para determinar la respuesta del suelo ante sacudimientos sísmicos.
- 4.- Hay mucha controversia en torno a asignarle al suelo de cimentación un período determinante para su clasificación ya que siempre estará subordinado a las características geométricas y mecánicas de los estratos superficiales y la sola presencia de un edificio puede modificar substancialmente la magnitud del período característico.
- 5 - Existen procedimientos para determinar este período predominante del suelo a partir de registros de microsismos por aplicación de la Teoría de la Reflexión Múltiple de ondas en medios estratigráficos, por procedimientos análogos o por observaciones directas de los registros de sismos que hallan afectado la región. El empleo del primero de estos métodos es muy criticado por la dependencia con la amplitud de la deformación que presenta el módulo de corte de los suelos y los siguientes, sin ser óptimos proporcionan resultados confiables en casas muy simples, pero

también expuestas a errores debidos a la diferente característica de frecuencia de los movimientos basales considerados.

- 6.- Los estudios de suelos en la ciudad de Chimbote consideran una posición promedio del nivel freático de 1.50 mts. debajo de la superficie natural, para un terremoto severo de aceleración máxima superficial de 0.2 g y 20 ciclos de tensión, en todos los casos es muy probable se produzca licuefacción hasta los 4.00 mts. a 5.00 mts. de profundidad, mientras que para un sismo menos severo, con máxima aceleración superficial de 0.1 g y 10 ciclos de tensión, sólo se producirá licuefacción en los suelos con densidad mínima, no así en los más compactos o densos.
- 7.- De las evaluaciones preliminares efectuadas para el área de Chimbote se establece que de ocurrir un sismo severo, la región sufrirá los fenómenos estudiados con las consiguientes pérdidas materiales y humanas, de igual manera es conveniente tomar las seguridades necesarias para la construcción de adecuadas obras de cimentación, dado a que es probable se produzca licuefacción en los estratos superiores del terreno en las zonas más húmedas de la ciudad, considerándose improbable que se produzca el fenómeno en los estratos profundos debido a que la compactación crece apreciablemente desde los 9.00 mts. hasta los 20.00 mts. investigados.



ESQUEMA GENERAL DEL SISTEMA DE COMPACTACION POR VIBROFLOTACION

- 1- Guia metálica.
- 2 - Mangueras de inyección de agua.
- 3 - Control de inyección
- 4 - Sección extensible.
- 5 - Sección adaptable.
- 6 - Sección vibrador.
- 7 - Diámetro aproximado 1.00 mts.
- 8 - Diámetro aproximado 3.00 mts.
- 9 - Nivel de inyección de agua.
- 10- Arena compactada por vibración.
- 11 - Arena de relleno introducida desde la superficie.
- 12 - Salidas de agua para mantener el área en vibración saturada.
- 13- Nivel original del suelo.
- 14- Máquina para empujar el relleno hacia el cráter.

TESIS DE GRADO
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 JUAN ESTUARDO CHAVEZ SANCHEZ