

**UNIVERSIDAD NACIONAL
DE INGENIERIA**



**PROGRAMA ACADÉMICO
DE INGENIERIA CIVIL**



“ESTUDIO SISMICO DE CASMA”



**TESIS PARA OPTAR EL GRADO
DE INGENIERO CIVIL, PRESENTADO
POR EL BACHILLER**

**MANUEL ARNALDO CHAVEZ M.
PROMOCION 1970
LIMA, ENERO 1972**

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Que con su amor y dedicación supieron siempre ayudarme a llevar a feliz término uno de mis más grandes anhelos.

Señor Director del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería

Manuel Arnaldo Chávez Martín, ex-alumno del Programa Académico de su digna Dirección, de código N°650603-B, se presenta ante Ud. y expone:

Que habiendo desarrollado mi Tesis de Grado titulada "Estudio Sísmico de Casma", asesorada por el Ingeniero Julio Kuroiwa Horiuchi, presento a su consideración dicho Proyecto de Grado, solicitándole designar jurado y fecha de sustentación del mismo.

POR TANTO:

A Ud., Señor Director, solicito acceder a mi petición por ser de justicia.

Lima, 17 de enero de 1972


M. Arnaldo Chávez Martín
L.E. N° 3259266

Granada 421
Pueblo Libre

INDICE

PAG.

AGRADECIMIENTO

INTRODUCCION

CAPITULO I : GENERALIDADES DE LA CIUDAD DE
CASMA

1.1.- Aspectos Históricos	1
1.2.- El Territorio y la Ubicación Geográfica	2
1.3.- El Clima	3
1.4.- Hidrografía	4
1.5.- Población	5
1.6.- Valor Arqueológico de la Zona.	5

CAPITULO II: EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970

2.1.- Antecedentes Sismológicos	7
2.2.- Características del Sismo del 31 de Mayo de 1970.	8
2.3.- Estudio Estadístico de la Ocurren- cia de Sismos en el Area Afectada por el terremoto del 31 de mayo de 1970.	13

CAPITULO III: ESTUDIOS GEOMORFOLOGICOS, GEOLOGICOS Y
DE MECANICA DE SUELOS DE LA CIUDAD DE
CASMA

3.1.- Introducción	22
3.2.- Geomorfología	23
3.3.- Geología	25
3.4.- Estructuras Geológicas en relación con la Sismo-Tectónica.	25
3.5.- Características del Suelo de Ci- mentación de la Ciudad.	26
3.6.- Areas Desfavorables	30
3.7.- Proyecto Derivación Sechín-Casma	33
3.8.- Conclusiones y Recomendaciones	34

	<u>PAG.</u>
CAPITULO IV : OBSERVACIONES DE MICROTREPIDACIONES EN CASMA	
4.1.- Introducción	36
4.2.- Equipo Utilizado y Método de Observación	37
4.3.- Clasificación de los Suelos	39
CAPITULO V : EVALUACION DE DAÑOS DE CASMA	
5.1.- Generalidades	43
5.2.- Edificaciones de Adobe y Quincha	43
5.3.- Edificaciones de Ladrillo sin Co- lumnas	44
5.4.- Edificaciones de Ladrillo con Co- lumnas	45
5.5.- Edificaciones de Concreto Armado	45
5.6.- Daños en Estructuras Importantes	46
5.7.- Distribución General de Daños	49
CAPITULO VI : ANALISIS ESPECIAL DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS IMPORTANTES DE LA LOCALIDAD	
6.1.- Generalidades.	51
6.2.- Análisis del Colegio Mariscal Luzuriaga de Casma	52
6.3.- Análisis de una Vivienda de dos pisos	101
6.4.- Colegio Maria Magdalena	111
CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
7.1.- Recomendaciones Generales de Diseño	113
7.2.- Recomendaciones Generales de Cons- trucción	115
7.3.- Microzonación Sísmica de Casma	116
APENDICE A : ESCALA DE INTENSIDADES MERCALLI	117-a
APENDICE B : A. Descripción Litológica de campo de las muestras de suelo provenientes de los pozos de cimentación.	121

	<u>PAG.</u>
B. Descripción litológica de campo de las muestras prove- nientes de los sondajes.	127
APENDICE C : ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE LA RE- SISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERIA SOMETIDOS A CARGAS HORIZONTALES. (Luis Jorquera)	131
BIBLIOGRAFIA	

Dejo constancia de mi más profundo agradecimiento:

Al Ingeniero Julio Kuroiwa Horiuchi, quien con sus sabios consejos y esmerada solicitud me orientó acertadamente en este trabajo de investigación.

A los componentes de la Sub-Comisión Técnica de CRYRZA por la ayuda tan valiosa que supieron brindarme en el desarrollo de este trabajo.

A mis maestros y profesores que con su abnegada dedicación y sus sabios consejos supieron brindarme una sólida formación técnica y moral para contribuir a través de mi profesión al engrandecimiento del País.

A mi hermana Ana María por su valiosa ayuda en el mecanografiado de esta tesis.

P R O L O G O

Ocurrido el sismo del 31 de Mayo de 1970, varias comisiones, entre ellas la de la UNI, recorrieron las zonas afectadas pudiendo comprobar la secuela de muerte y destrucción dejada por el fenómeno telúrico en una extensa área de nuestro territorio.

De vuelta ya y meditando que la tarea por efectuar para reconstruir y rehabilitar las zonas afectadas era tremenda, el grupo que en la UNI está trabajando en el campo de la Ingeniería Antisísmica desde hace algunos años, pensó que era su deber participar efectuando aunque sea una pequeña porción del trabajo por efectuar.

Habiendo el Supremo Gobierno nombrado una Comisión de Reconstrucción y Rehabilitación de la Zona Afectada por el terremoto del 31 de Mayo de 1970, CRYRZA, la labor de nuestro grupo se efectuó bajo la dirección y coordinación de esta Institución.

En la zona afectada se trabajó a través de la Sub-Comisión Técnica de CRYRZA, efectuando evaluación de los daños causados, datos que han sido utilizados en la zonificación sísmica de algunas ciudades y en la preparación de los proyectos de reparación de viviendas, habiéndose efectuado hasta la fecha cerca de un millar, por un grupo de Bachilleres en Ingeniería Civil de la UNI. Se han dictado asimismo charlas y un cursillo.

En el Campus de la UNI, algunas de las tesis de Grado fueron orientadas a analizar determinados problemas como: Métodos para Reparación de Estructuras Dañadas por Sismos, Estudio de los Daños Observados en Construcciones de Ladrillo, Estudio de los Materiales de Construcción de la Zona de Chimbote, etc.

La presente tesis "Estudio Sísmico de Casma" tiene por finalidad reunir en un solo volumen todos los estudios efectuados en esta ciudad y analizar en detalle las fallas de algunas estructuras ocurridas allí.

El suscrito desea expresar su agradecimiento a CRYRZA, por la confianza en él depositada, al nombrarlo miembro de la Sub-Comisión Técnica y por el apoyo brindado al grupo de Bachilleres de Ingeniería Civil de la UNI, quienes están recogiendo valiosísimos datos en la zona afectada, que es en la práctica un inmenso laboratorio a escala natural que permitirán en el futuro construir en el país edificaciones más seguras para resistir sismos

Ing. Julio Kuroiwa Horiuchi
Profesor Principal de Ingeniería Antisísmica.

INTRODUCCION

Como consecuencia del terremoto del 31 de mayo de 1970 en el Perú, se produjeron graves daños en un área del territorio bastante extensa, que comprendía principalmente el Departamento de Ancash. La destrucción en este Departamento fue cuantiosa como también lo fue el número de víctimas que dejó el sismo.

Este estudio sísmico se refiere específicamente a Casma, capital de la provincia de Casma del Departamento de Ancash. En esta ciudad los daños materiales fueron grandes, se destruyeron el casi 100% de las viviendas de adobe y un 75% de las de ladrillo, estructuras importantes quedaron seriamente afectadas en algunos casos como el Hospital de Casma, el puente sobre el Río Casma y otras quedaron destruídas o semidestruídas como los Colegios Pre-Vocacional, María Magdalena, César Vallejo, Mariscal Luzuriaga, etc., el número de víctimas en esta ciudad fue alrededor de 100 personas.

Como consecuencia de ello se realizaron estudios en la zona que comprendieron la evaluación de daños de la ciudad, estudios geológicos y de microtrepidaciones de la zona, como también algunos estudios de mecánica de suelos. Se analizaron algunas estructuras de la localidad, bajo el punto de vista sísmico teniendo en cuenta factores que al parecer no fueron tomados debidamente al efectuarse el diseño original de la estructura.

Por tal motivo y teniendo en cuenta que el Perú es un país situado en una zona de gran actividad sísmica, se dan algunas recomendaciones técnicas tendientes a disminuir en el futuro daños que pudieran presentarse como consecuencia de sismos.

CAPITULO I

GENERALIDADES DE LA CIUDAD DE CASMA

1.1.- Aspectos Históricos:

Casma ha sido uno de los pueblos más importantes de la costa ancashina hasta que en los últimos años Chimbote le ha ganado la partida por su industria y comercio intensos que han hecho, además, crecer enormemente su población.

En Casma se ha mencionado antiguamente dos poblaciones contiguas: Casma Baja, la que hoy es la ciudad de Casma y Casma Alta. Según datos históricos, se dice que en 1593, la población reunida entre Casma Alta y Casma Baja ascendía a trescientos diez y ocho habitantes (318).

Por los años 1683-1685 Casma fue destruída por el pirata Davis. El trazo y plano de la nueva población se efectuó el 23 de julio de 1791. En esta fecha Casma Baja recibe también el nombre de "María Magdalena de la Casma Baja", dado por el cura bachiller Fernando de Castro, siendo Virrey el Conde de Superunda.

Un siglo más tarde, dice Raimondi lo siguiente: "Hace pocos años que Casma era un miserable pueblo, formado de unos ranchos de caña y unas pocas casas de adobe. Su comercio era muy reducido y la industria de los habitantes consistía en el cultivo de un poco de algodón y en la ceba de ganado vacuno, que se traía desde la Provincia de Jaen y del Ecuador, para llevarlo enseguida a Lima, además exportaba carbón y leña". El cultivo del algodón se efectuaba desde antes de la Independencia, pero fue descuidado y casi abandonado hasta que un francés "dió nuevo impulso al cultivo de esta preciosa planta y en 1859 se cultivaba en muchos puntos del valle de Casma". En el año 1873 había en Casma y sus alrededores hasta cuatro

máquinas para despepitar el algodón "movidas por la poderosa fuerza del vapor". El cultivo del algodón había tomado impulso luego de corta decadencia. En cuanto a la agricultura y la ceba de ganado vacuno, constituían industrias que se desarrollaban desde el siglo XVI, porque la tierra se presta para ello y se podían utilizar con ventaja los frutos del algarrobo que se daban en abundancia en todo el valle.

Desde el año 1851 se producen modificaciones dentro del Departamento de Ancash mismo, ya que las provincias se subdividen constantemente. Es así como queda establecido por Ley el 14 de Abril de 1950 los límites de la provincia de Casma con su capital Casma.

1.2.- El Territorio y la Ubicación Geográfica:

La ciudad de Casma se encuentra ubicada en el Departamento de Ancash, provincia de Casma, Km. 360 de la Carretera Panamericana Norte.

Según datos obtenidos en el Instituto Geográfico del Perú, el Valle de Casma se enmarca en las siguientes coordenadas geográficas:

Paralelos : 9° 27' y 9° 34' - Latitud Sur

Meridianos : 78° y 78° 23' 30" - Longitud Oeste

Altura : La ciudad de Casma se encuentra situada a 30 metros sobre el nivel del mar.

La quebrada de Casma se presenta a los ojos del observador como la figura de una V gigantesca, formada por las quebradas de Quillo y Malpaso, por donde corren los ríos Sechín y Casma que se unen a escasa distancia al este de la ciudad, para prolongarse ya en un solo curso hasta el mar, recibiendo en su recorrido las aguas de siete riachuelos secundarios.

Como trasfondo de la ciudad, circundándola a cierta distancia, están varios cerros pequeños que se encuentran ubicados como sigue:

Por el N.E. el Cerro de "La Máquina"

Por el Sur el Cerro "Manchan"

Por el S.E. el Cerro "Corrales"

Por el S.E. el Cerro de "La Cruz de Veta Negra" y

Por el N.O. el Cerro de "La Virgen"

La longitud de la ciudad es aproximadamente de 5,000 metros y el ancho de la ciudad en la parte más amplia es de 2,500 metros. El área total de Casma es de aproximadamente 62,000 metros cuadrados.

1.3. El Clima:

En el valle de Casma encontramos el clima que llama Sievers "Sub-Tropical Desértico". En efecto, esta zona esta refrescada por la corriente marina llamada "Corriente del Perú", así el calor es un poco menor que el que corresponde a su baja altitud geográfica.

El clima del valle es cálido, no baja de 13° ni sube de 31°. La temperatura como se advierte es relativamente uniforme.

Verdaderamente sólo dos estaciones se marcan para Casma: El Verano que dura de Diciembre a Mayo, cuya temperatura oscila entre los 24° a la sombra llegando hasta los 31°.

La otra estación es el Invierno, que se enmarca entre los meses de Junio a Noviembre, con una temperatura media de 15°. El mes más frío es el de Agosto.

Entre los meses de Junio a Setiembre caen sobre el valle finos aguaceros y con intervalos de siete años más o menos se presentan lluvias estivales que traen, cuando su intensidad es anormal, serios perjuicios.

En el Mapa Pluviométrico que presenta la Geografía Económica del Perú, del que es autor el Dr. Emilio Romero, Casma acusa un índice de lluvias de 50 a 200mm. por año.

En el Invierno se acumulan masas neblinosas sobre el Valle, debido a que no hay vientos suficientes que los despejen. Por otra parte, los alisios que soplan de N.E. y S.E. desde el Atlántico Boreal y Austral, marcan la dirección de los vientos superiores de la cordillera al mar, por más que durante el día la brisa del mar sople con más o menos intensidad en las playas.

Se observa además vientos variables coincidentes con las estaciones y otros fenómenos, tales como el cambio de la corriente marina llamada "Del Niño".

1.4.- Hidrografía:

El Río Casma que irriga el valle del mismo nombre está ubicado en la Cuenca Hidrográfica del Pacífico y pertenece, teniendo en cuenta la extensión de su drenaje, a la segunda clase ya que no tiene su origen en la zona divisoria continental pero recibe afluentes que vienen desde la zona de lluvias generales.

Como todos los ríos de la Costa, excepto el Tumbres y el Chira, el Casma no es navegable.

El Río Casma tiene su origen en la falda occidental de la Cordillera Negra, cerca del lugar llamado Callán, a 4,210 metros de altura.

Es un río torrencioso el Casma, su curso posee gran pendiente ya que nace en las alturas de la Cordillera. Su lecho es impermeable en su curso superior y es de régimen irregular puesto que se alimenta de las lluvias que son escasas y la Cordillera Negra, en su origen, carece de nieves perpetuas. Este río a veces permanece seco por largas temporadas, para luego, de acuerdo con los ciclos pluviométricos volcarse sobre el valle en grandes avenidas.

Su caudal aún en los buenos años no basta para irrigar todas las tierras del valle, no obstante riega una extensión aproximada de 14,000 hectáreas.

Vierten sus aguas en el Casma los siguientes cursos de agua: El Pampas, el Pariacoto, el Río Grande, el Santa Ana, el Chacchan, el Torreque, el Yaután y por último antes de cruzar por las cercanías de la ciudad de Casma recibe su más importante afluente: El Río Sechín, para después desembocar en el mar.

1.5.- Población:

Según datos recogidos de los Cuadros del Censo de Damnificados elaborado por la Oficina Nacional de Censos y Estadística del Ministerio de Economía y Finanzas, la población de la ciudad de Casma en 1970 ascendía a 11,733 habitantes, siendo la población masculina de 5,951 y la femenina de 5,782.

1.6.- Valor Arqueológico de la Zona:

Casma es una zona de eminente valor arqueológico, se encuentran en el valle restos de monumentos que datan de la época Pre-Cerámica como las minas de Sechín, habiéndose demostrado por la última Expedición Científica de la Universidad de Tokio a los Andes, que dichas minas datan de 3,000 años A.C. (2,000 años antes que Chan-Chan).

Estas ruinas constituyeron una Casa Militar por los monolitos encontrados en los cuales se destacan grabaciones de guerreros victoriosos portando sus armas de combate, otros monolitos representan trofeos de cabezas humanas sobrepuestos en número de doce, otros representan individuos seccionados a través del abdomen. En conjunto, los grabados representan una escena de gran acción primitiva de destrucción y muerte con mutilación de cuerpos y exhibición de trofeos de restos humanos. De acuerdo con la teoría del Dr. Jimenez Borja, el Señor de Sechín ejercía un poder absoluto sobre una gran extensión de los valles de Casma, al mismo tiempo tenía el control de las fuentes de agua que proporcionaban riego a sus fértiles tierras. Restos humanos encontrados en Sechín han sido sometidos a las pruebas de Carbono 14 demostrándose la antigüedad de dicha Casa Militar, antes anotada.

Se encuentran además restos de otros monumentos arqueológicos como Sechín Alto, Sechín Bajo y el Castillo de las Calaveras contemporáneas a Sechín, así como también monumentos de gran valor histórico como Las Haldas que pertenece a la época Pre-Cerámica, Pampa de Llamas contemporánea del Castillo de las Calaveras.

Fue, pues, Casma primitiva un importante centro militar y sede de un notable núcleo cultural. El valle cruzado por innumerables canales de riego daba ocupación a las gentes que habitaban las pendientes de los cerros y en las hoyadas, utilizando en sus construcciones la piedra, el barro y el algarrobo, como también adobe en forma de conos y troncos de cono de diferentes tamaños.

Estas edificaciones sufrieron serios daños con el último terremoto a excepción de algunas como las de Sechín Alto y las Calaveras. Otros monumentos como los de Sechín, estaban en vías de reconstrucción cuando ocurrió el terremoto, destruyendo gran parte de estos monumentos, pero se ha comenzado otra vez la reconstrucción de dichos monumentos que le dá al Valle de Casma un gran valor histórico en cuya reconstrucción esta empeñada la Casa de la Cultura del Perú.

CAPITULO II

EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970

2.1.- Antecedentes Sismológicos:

El Perú está geográficamente ubicado en una región de gran actividad sísmica, considerando que sus costas forman parte del Círculo Circumpacífico, el complejo sísmico más activo del globo, en el que han ocurrido más del 80% de los sismos destructivos detectados hasta la fecha.

Las observaciones sismológicas y el análisis de los registros obtenidos en varias estaciones locales permiten confirmar el modelo de mecanismo de falla sustentado por la teoría de esparcimiento del fondo marino. En efecto, conforme a las nuevas teorías sobre tectónica del planeta, la costa Peruano-Chilena corresponde a una región de desaparición de la corteza en la fosa del Pacífico, donde entran en contacto dos grandes placas terrestres, la placa Sud-Pacífica y la placa Americana. El movimiento tectónico causado por el deslizamiento de la placa oceánica bajo la placa continental es responsable de la gran actividad de la región. Un corte esquemático del modelo tectónico se muestra en la Figura 2.1, que correspondería a la sección de la falla de la costa a través del epicentro del terremoto de Mayo de 1970.

Además de la falla de la costa, la actividad sísmica en el Perú se manifiesta en la falla de Ancash-Satipo y en las posibles fallas o zonas de fractura del Oriente, del Perú Central y la Nor-Oriente.

Los mismos estudios del Instituto Geofísico del Perú han permitido proponer una Regionalización Sísmica del Perú, incluyéndose esta regionalización dentro de las Normas Peruanas de D.A.

Lomnitz establece que el riesgo sísmico en el Perú es mayor en los valles de los ríos, ya que la población se concentra

casi enteramente en la costa y en los valles que desaguan las vertientes occidentales de los Andes, debiendo destacarse además, que las intensidades sísmicas asociadas con los sedimentos de dichos valles son definitivamente mayores que las intensidades medidas en otros suelos del Perú.

2.2.- Características del Sismo del 31 de Mayo de 1970

El día Domingo 31 de Mayo de 1970 a las 3:23 de la tarde hora local (20:23:27 GMT) se produjo un terremoto que tuvo epicentro en el Océano Pacífico a unos 70 Kms. de la costa frente al puerto de Chimbote (Figura 2.2.). El terremoto afectó al Departamento de Ancash, en especial las ciudades de la costa de Huarney a Trujillo y las ciudades y pueblos del Callejón de Huaylas en el Valle del Santa.

La magnitud del sismo fue de 7.75 en la escala de Richter. La intensidad máxima se produjo en la región de la costa, entre Casma y Chimbote, en donde se ha estimado alcanzó grado VIII de la escala de Mercalli Modificada, escala de intensidad sísmica oficialmente adoptada en el Perú. La intensidad en el Valle del Santa fue menor, pudiendo estimarse en un máximo de VII-VIII en la región de Huaraz a Huallanca.

El terremoto de Mayo de 1970, a pesar de estar lejos de ser uno de los de mayor magnitud, aparece como el más destructivo en la historia del Perú y de todo el Continente. La destrucción alcanzó un área de 65,000 Km², que tenía antes del desastre una población de 1'400,000 personas. Las pérdidas estimadas son del orden de 50,000 muertos, 20,000 desaparecidos, 50,000 heridos y 186,000 viviendas y edificios destruidos, lo que significa el 80% de las viviendas del área devastada.

Se tienen a continuación los siguientes Parámetros Epi-centrales del terremoto del Valle del Santa:

Hora de origen: 20:23:27 GMT
Latitud : 9.18° S
Longitud : 78.83° W

Profundidad de Foco: 52 Km.
Magnitud : Ms = 7.75
 m_b = 6.6

Esta estimación fue obtenida en base a registros sísmicos de 20 estaciones sudamericanas incluyendo 4 estaciones peruanas (Ñaña, Huancayo, Arequipa, Ica) además de un número seleccionado de estaciones de Norte América.

a) Mecanismo del Terremoto:

El sismo fue registrado como dilatación en todas las estaciones situadas en el lado continental hasta una distancia de 45°. El movimiento inicial en el lado oceánico, incluyendo Santiago que presumiblemente registraría compresión no está documentado hasta la fecha.

El movimiento inicial de la fase P fue pequeño, correspondiente a una magnitud "m" aparente de 5 1/2 a 6. La fase siguiente fue registrada con gran amplitud y su polaridad estuvo invertida, con respecto al movimiento inicial. La demora de esta fase varió entre 3 segundos (Huancayo, La Paz) hasta 10 segundos (Bogotá, Trinidad). Se registró especialmente en los instrumentos de período largo.

Después de considerar cuidadosamente la posibilidad de un sismo múltiple (el registro de Bogotá aparenta tres llegadas sucesivas a los 3, 7 y 10 segundos), se decidió finalmente que la fase de gran amplitud registrada en los instrumentos de largo período, corresponde a la fase pP, reflejada en la superficie terrestre cerca del epicentro.

En la figura 2.1 se puede apreciar el mecanismo postulado para este terremoto. Su causa se anotó anteriormente, es el movimiento de la placa oceánica, hacia y debajo del continente a un ángulo moderado. Esto concuerda con la dilatación inicial observada en el lado continental. La inversión de fase de pP se debe al hecho de originarse en el cuadrante de compresión.

El intervalo pP-P observado corresponde a una profundidad de foco estimada en 20 Km.

b) Cambios Geodésicos y Maremoto:

No se anticiparon cambios geodésicos en gran escala en vista de que la magnitud del sismo era inferior a 8. Las observaciones en la zona costera de Chimbote y Casma fueron difíciles ya que los posibles puntos de referencia se encontraban localizados en sedimentos, que sufrieron importantes hundimientos por compactación o deslizamiento a consecuencia del sismo.

No se encontraron efectos geodésicos de sollevamiento o levantamiento costero. Unos 12 minutos después del inicio del terremoto se registró en el mareógrafo de Chimbote, una perturbación que consistió en una subida rápida de unos 30 cms. del nivel del agua, posiblemente a consecuencia del oleaje normal. Luego se produjo un registro típico de maremoto con un descenso inicial del nivel del mar de unos 30 cms. y con una amplitud total del orden de 1 m. No se produjeron inundaciones ya que la elevación máxima del maremoto fue menor que el nivel de las mareas altas.

El maremoto fue registrado en el mareógrafo del Callao (La Punta) con una amplitud total del orden de 30 cm. La señal fue registrada de una hora a hora y media después del terremoto pero su comienzo fue ilegible debido al oleaje. No se observó el maremoto en las estaciones de Talara, San Juan y Matarani.

c) Réplicas:

Se pudieron localizar algunas réplicas por intermedio de estaciones auxiliares en Casma, Chimbote, Huaraz y Santiago de Chuco.

En base a un análisis de los sismogramas de Huaraz se encontró que los epicentros de las réplicas no se extienden tierra adentro en dirección al río Santa. Se registraron uno o dos pequeños sismos locales que se atribuyen a la sismicidad

local, ya que no hay evidencia de continuidad con la zona activa frente a la costa. Esto puede interpretarse como evidencia de que el proceso sísmico estuvo limitado enteramente a la plataforma continental.

d) Intensidad:

Los informes de Algermissen y Deza contienen dos versiones de mapas de intensidades sísmicas. Según el Dr. Cinna Lomnitz, se produjeron intensidades de 8 en la escala de Mercalli en los sedimentos aluviales y arcillas marinas entre las latitudes de 8° a 11° Sur a lo largo del litoral. Se han producido intensidades de 9° en algunos sedimentos poco consolidados entre Casma y Chimbote, cuando el nivel de la napa de aguas subterráneas llegaba a pocos centímetros de la superficie.

Han permanecido en pie una serie de muros bajos de ladrillo en la Escuela César Vallejo de Casma (Fig. 2.3). Estos muros idénticos habían sido construídos para una gradería frente al patio de juegos de la Escuela y fue posible volcarlos meciéndolos y empujando con una sola mano.

Se estima que la máxima fuerza lateral aplicada en el centro de gravedad, necesaria para volcar estos muros, no era mayor de 0.25 g., lo que proporciona un límite superior que coincide con la intensidad de 8 que se ha estimado en dicha localidad.

Se obtuvieron datos que indican importantes aceleraciones verticales en la zona de Casma y Chimbote. En la población residencial de Los Pinos, se constató que la tapa de cerámica de un tanque de W.C. fue arrojado al suelo. Esta pesada tapa tenía un borde de un centímetro aproximadamente y se cree que podría necesitar aceleraciones verticales instantáneas del orden de 1 g. para desalojarla de la abertura del tanque.

Los informes de destrucción del terremoto en esa zona, concuerdan con la descripción de movimientos predominantemente

verticales en la fase P del temblor. "La tierra se movía de arriba abajo", "El movimiento fue como de resorte", "El movimiento del suelo parecía ayudar a uno a correr": éstas representan algunas expresiones típicas de personas presentes en un movimiento sísmico. El comienzo de la fase S fue claramente percibido como un fuerte movimiento horizontal. (Un mozo de hotel que nunca había visto un sismograma dibujó un instructivo diagrama (Fig. 2.4) y agregó que el movimiento de la fase S fue general de Norte a Sur en Chimbote y que los edificios no empezaron a derrumbarse antes del comienzo de la fase S). La duración del terremoto fue mayor de un minuto.

En el valle del Río Santa, la intensidad general fue del orden de 7°. El movimiento vertical fue menos pronunciado. Hubo algunos informes que mencionaban por lo menos 3 fases P sucesivas, la última siendo más fuerte. Se observó en zonas aisladas una intensidad 8 en el valle aunque la correlación con las condiciones del suelo no parecen del todo claras. A primera vista no se observó daños estructurales salvo en edificios de adobe. Nuevos edificios de adobe de uno hasta dos pisos parecían esencialmente intactos. En muchos casos las tejas no se corrieron y muchas cercas de adobe se mantuvieron en pie. En las terrazas aluviales bajas hubo agrietamientos en grado menor. La destrucción en gran escala se limitó al centro antiguo de las ciudades como Huaraz, sin extenderse a los barrios más recientes de las mismas ciudades.

Se observa muchos derrumbes de rocas en las pendientes casi verticales de la Cordillera Negra, pero muchos otros cortes inestables no se habían derrumbado. Los deslizamientos de los bordes de las terrazas fluviales fueron sorprendentemente escasos.

A continuación, en un intento para asignar las intensidades sobre la base de los efectos promedios en diversos lugares y teniendo en cuenta la calidad de las construcciones, se han encontrado las siguientes intensidades Mercalli Modificada:

Huarmey	VII
Casma	VIII
Chimbote	VIII
Trujillo	VI-VII
Huaraz	VII-VIII
Huallanca	VI

e) Efectos Secundarios: El Aluvi3n de Yungay:

El fen3meno geol3gico de mayor importancia, en cuanto a p3rdidas de vidas y de recursos materiales provocado por el terremoto del 31 de Mayo de 1970 fue el aluvi3n que sepult3 las ciudades de Yungay y Ranrahirca. En Yungay, de una poblaci3n de cerca de 20,000 personas, s3lo se salvaron 700 al refugiarse en las zonas m3s altas, particularmente en el cementerio de la ciudad. La energ3a de la avalancha fue tan elevada que bast3 para hacer flotar pe3ascos de cientos de toneladas de peso por sobre la loma de Yungay hasta el centro de la ciudad.

2.3.- Estudio Estad3stico de la Ocurrencia de Sismos en el Area Afectada por el Terremoto del 31 de Mayo de 1970:

El 3rea objeto del presente estudio se encuentra confinada entre los paralelos 8° y 11° de latitud Sur y entre los meridianos 76 y 79 de longitud Oeste. Para el efecto se hace uso de los par3metros de 3ndice de sismicidad, sismicidad espec3fica, riesgo s3smico y per3odo medio de retorno, determinados en base a la conocida ecuaci3n de Gutenberg y Richter: $\log N = a - bM$, la misma que ha sido calculada para el per3odo comprendido entre 1963 y 1969 usando sismos de $M \geq 4.2$, extraidos de los boletines de determinaci3n preliminar de epicentros emitidos por el U.S. Coast and Geodetic Survey (PDE) de eventos ocurridos entre 1963 y 1969 y que alcanzan un n3mero de 31.

Los par3metros obtenidos para la regi3n considerada han sido comparados con los correspondientes a la regi3n Sur del Per3 y con algunas regiones sismotect3nicas del Jap3n.

a) Antecedentes:

Con el fin de acrecentar el conocimiento sísmico de la región es importante considerar los aspectos históricos pertinentes de los cuales se dispone, los mismos que naturalmente adolecen de precisión y de posible omisión de algunos eventos, por razones obvias. Esta información se consigna en la tabla 2.1.

TABLA 2.1.

16. de Febrero de	1619	Ruina de Trujillo
14 de Febrero de	1658	Destrucción de Trujillo y numerosas víctimas.
6 de Enero de	1725	Daños en la ciudad de Trujillo. Arrasó Ancash cerca a Yungay.
20 de Mayo de	1917	Rajaduras en Trujillo. Se sintió fuerte en Chimbote y <u>Casma</u> . Fue de daños moderados.
21 de Junio de	1937	Fuerte temblor de intensidad VI en la Escala MM. Se sintió en la Costa desde el paralelo 5° hasta el 11° latitud Sur y hacia el interior unos 180 Km. Se sintió fuerte en Trujillo, Chimbote y <u>Casma</u> . Fue de magnitud $6 \frac{3}{4}$ y de una profundidad focal de 60 Km. Posición geográfica: Lat. 8.5° S; Long. 80° W.
24 de Mayo de	1940	M = 8.4; Lat: 10.5°S; Long:77°W Sentido en casi todo el Perú.
10 de Noviembre de	1946	M = 7.25; Lat: 8.3°S; Long:78°W
18 de Febrero de	1956	Sismo destructor localizado en Carhuas, Callejón de Huaylas.
29 de Octubre de	1956	Lat: 8.5°; Long. 77° W. Ligera <u>mente</u> destructor.
24 de Setiembre de	1963	M = 6.75; Lat: 10.6°; Long:78°W Daños en Huaraz y <u>Casma</u> .

- 17 de Octubre de 1966 M = 7.5; Lat: 10.7°S; Long: 78.7 W
(No se registraron sismos premonitores, pero si 29 réplicas a los 5 meses posteriores).
- 31 de Mayo de 1970 M = 7.7; Lat: 9.45; Long: 78.9 W.
Causó 70,000 muertos, devastó las ciudades de Chimbote, Casma y Huaramey en la Costa y Huaraz, Yungay, Ranrahirca, Caraz, Carhuaz, etc. en el Callejón de Huaylas (No se registraron eventos premonitores pero si 56 réplicas en los 3 meses posteriores).

Para la realización del presente análisis se ha partido de la conocida relación de Gutenberg y Richter:

$$\log N = a - bM \dots (1)$$

En la que N expresa al número de sismos en función de M, magnitud; siendo "a" y "b" constantes propias de cada región. La constante "a" indica el nivel de sismicidad dependiendo considerablemente del período estudiado y del tamaño del área, mientras que a "b" se le asigna implicancias sismotectónicas.

Miyamura (1962) explica la variabilidad regional de "b" correspondiente a las zonas sísmicas mundiales de acuerdo a la fase de desarrollo tectónico de la región, así, regiones tectónicas antiguas, tales como zonas sísmicas continentales, algunas regiones en la banda circumpacífica y zonas continentales estables presentan valores de "b" que oscilan entre 0.5 y 0.7; regiones tectónicamente jóvenes tales como zonas sísmicas oceánicas, regiones del cinturón circumpacífico y regiones del Himalaya, muestran valores de "b" entre 0.9 y 1.5.

Por otro lado, experimentos de laboratorio paralelamente efectuados por Mogi (1962 - 1963) y Vinogradov (1962) evidencian que el parámetro "b" disminuye a medida que aumenta la homogeneidad del material, la tasa de tensión y el módulo de masa.

Además, los resultados correspondientes a zonas sísmicas europeas, confirman la existencia de la variabilidad de "b" evidenciando que los menores valores de "b" corresponden a sismos intermedios ($b = 0.3 - 0.6$) y a regiones caracterizadas por las más altas magnitudes ($M = 7 - 8$).

Valores intermedios de "b" ($b = 0.7 - 0.8$) coinciden con zonas de actividad media e hipocentros ubicados en la corteza. Los valores altos de "b" ($b = 0.9 - 1.0$), están íntimamente relacionados con regiones en las que prevalecen sismos predominantemente superficiales ($h = 1 - 4$ Kms.)

Estos resultados conducen a establecer la existencia de una relación aproximada entre el parámetro "b" y la profundidad focal promedio, compatible con el incremento de homogeneidad y consistencia del medio con la profundidad, concordando además, con experimentos de laboratorio.

b) Métodos y Resultados:

Mediante el método de los mínimos cuadrados se ha obtenido la ecuación:

$$\text{Log } N = 1.97806 - (0.3397 \pm 0.0775) M \dots (2)$$

Esta ecuación corresponde a valores de frecuencia para los 31 eventos ocurridos en los 7 años considerados (1963 - 1969).

Indice de Sismicidad.-

Usando los valores de la ecuación (2) se establece el número anual medio esperado de sismos de $M \geq 0$, de $M \geq 5.5$, de $M \geq 6.0$ y de $M \geq 7.0$.

El valor medio anual de "a" constituye la relación entre $N(M)$ y el período de observación T , por tanto:

$$a_1 = a - \text{Log } T \dots (3)$$

en nuestro caso $T = 7$ años, luego:

$$a_1 = 1.97806 - \text{Log. } 7$$

de donde:

$$a_1 = 1.13296$$

Para obtener la distribución de frecuencia acumulada para una magnitud igual o mayor a una magnitud determinada se integra la expresión (1)

$$\text{Log } N(M) = a' - bM \dots (4)$$

siendo:

$$a' = a - \text{Log}(b \text{ Ln}10) \dots (5)$$

y $a_1' = a' - \text{Log } T \dots (6)$

en nuestro caso $T = 7$, luego:

$$a_1' = 2.08479 - 0.84510$$

por consiguiente:

$$a_1' = 1.23969$$

Disponiendo del valor de a_1' se calcula el número anual de sismos con $M \geq 0$, $M \geq 5.5$, $M \geq 6.0$ y $M \geq 7.0$ usando la ecuación:

$$N_1(M \geq M_0) = 10^{a_1' - M_0 b} \dots (7)$$

Siendo M_0 un valor dado de M . Los valores obtenidos aparecen en la tabla 2.2.

TABLA 2.2.

M_0	Area Afectada	S. Perú	Japón (2)	Japón (6)	Japón (9)
0	17.37				
5.5	0.2351				
6.0	0.1590				
7.0	0.07274	0.03217	0.798	0.1104	0.05321

Sismicidad Específica.-

Este parámetro expresa la densidad sísmica expresada en términos de área y de volumen a partir de los valores obtenidos para el número anual esperado de sismos (N_1). Se utili

za como unidad de área 10 kilómetros para sismos de $M \geq 0$, de 100 Kms. para sismos de $M \geq 5.5$. y de 300 Kms. para aquellos de $M \geq 7.0$. Para la región objeto de nuestro estudio se considera como profundidad máxima 170 Kms., que constituye el límite observado. En la tabla 2.3. se presentan los valores encontrados para el área en estudio.

TABLA 2.3.

M_0	A. Afectada		S. Perú		Japón (2)		Japón (6)		Japón (9)	
	N_1/A	N_1/V	N_1/A	N_1/V	N_1/A	N_1/V	N_1/A	N_1/V	N_1/A	N_1/V
0	0.0159	0.0009	0.672	0.028						
5.5	0.0215	0.0127	0.082	0.034						
7.0	0.0599	0.1057	0.0084	0.0105	4,634	23.164	0,1885	1.2570	0.0505	3.3641

Riesgo Sísmico

Se presentan a continuación, valores de la probabilidad de ocurrencia de sismos de $M \geq 6.0$ y $M \geq 7.0$, en razón de que a diferencia de los de menor magnitud son los que revisten caracteres destructivos. Se proporciona también los períodos de recurrencia para los mismos sismos.

Puesto que la distribución de intervalos de tiempo se ajusta a la forma exponencial e^{-ht} , se puede deducir la probabilidad de ocurrencia de uno ó más sismos con magnitud igual o mayor a una magnitud determinada durante un período T, mediante:

$$Pr. (M,T) = 1 - e^{-N_1(M) T} \dots (8)$$

y el período medio de retorno se calcula de:

$$\bar{\theta} = 1/N_1 \dots (9)$$

Los resultados aparecen en la tabla 2.4.

TABLA 2.4.

M	N_1	T=5	T=10	T=20	T=30	T=50	θ
6.0	0.1590	65.5	100				6.3
7.0	0.07274	30.5	51.7	76.7	80.7	97.4	13.7

Los valores de probabilidad están en porcentaje' (%) y el de período medio de retorno en años.

c) Comentarios. -

Iniciando los comentarios referente a este acápite debemos referirnos al valor de "b", el que es igual a 0.3397, que debe considerarse extremadamente pequeño, tanto en escala mundial como dentro de los valores de la banda circumpacífica.

De acuerdo a los conceptos vertidos por Miyamura, debería esperarse un valor de "b" relativamente elevado, en razón de la condición juvenil, tectónicamente hablando de la zona ésta; aparente incongruencia podría explicarse apelando a los resultados experimentales obtenidos por Mogi y Vinogradov, para zonas sísmicas europeas. En efecto, considerando la ubicación focal promedio de la actividad sísmica de la región analizada que corresponde a profundidades intermedias, nuestro valor es compatible, puesto que dicha profundidad le acuerda al medio un mayor grado de homogeneidad característico del manto terrestre; por otro lado, este último se encuentra reforzado por la casi ausencia de sacudidas premonitoras de un sismo principal y el gran número de réplicas, lo cual concuerda con resultados experimentales del mismo Mogi.

De todas maneras, a pesar de la discutida interpretación física que se pueda dar al parámetro "b" y del corto período de observación, no escapa al criterio imparcial, el grave peligro que entraña el reducido valor de "b", para la zona estudiada, pues el mismo implica alta frecuencia de sismo de gran mag

nitud, ésto puede apreciarse gráficamente en la figura 2.6, en la cual se presenta la ubicación epicentral, magnitud y profundidad focal de los sismos ocurridos desde 1963 hasta 1970 en el área considerada.

Con respecto al índice de sismicidad se puede deducir del examen de la tabla 2.2 que si bien es cierto que para sismos de pequeña magnitud, la frecuencia anual es inferior a la de las otras regiones consideradas, para sismos de $M \geq 7.0$ es comparable con las regiones 6 y 9 del Japón y superior a la del Sur de Perú.

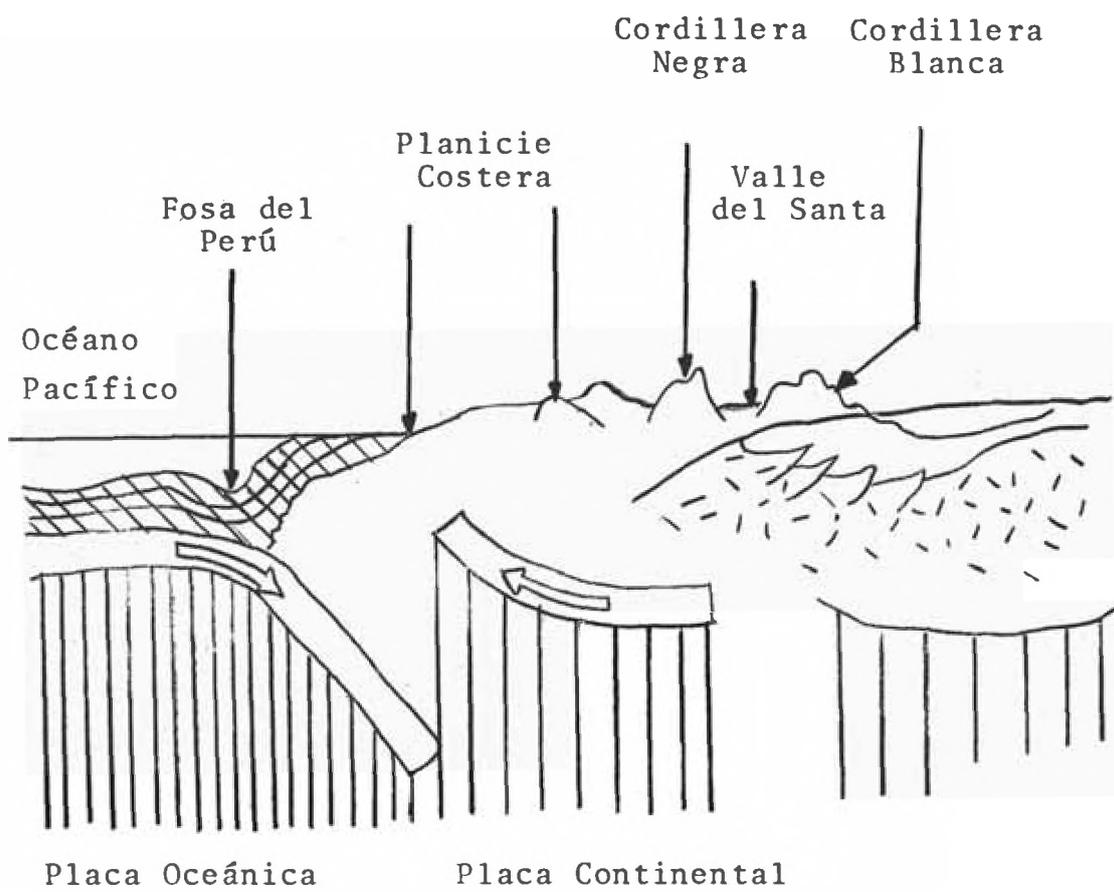
Refiriéndonos a la sismicidad específica, se puede anotar que si bien es inferior en general, a la presentada en las diversas regiones del Japón, país de más alta sismicidad del mundo, la misma es superior a la de la región Sur del país para $M \geq 7$; sin embargo, la región Sur del Perú justifica su condición de la zona de mayor sismicidad del país, características diferenciales asociadas con los valores locales de "b" (0.694 para el Sur del Perú).

En relación con el riesgo sísmico, se desprende de la inspección de la tabla 2.4 que la probabilidad de ocurrencia de un sismo de $M \geq 6$ es del 100% en un período de 10 años, con período medio de retorno de 6.3 años y para la ocurrencia de un sismo de $M \geq 7$, se tiene una probabilidad de 97.4% en un período de 50 años, con período medio de retorno igual a 13.7 años, los cuales son bastantes superiores a los computados para la región Sur del país (96% para 100 años y 31.1 años de período medio de retorno).

Estos alarmantes valores guardan cierta correspondencia con la información histórica de ocurrencia de sismos que han ocasionado daños en la región.

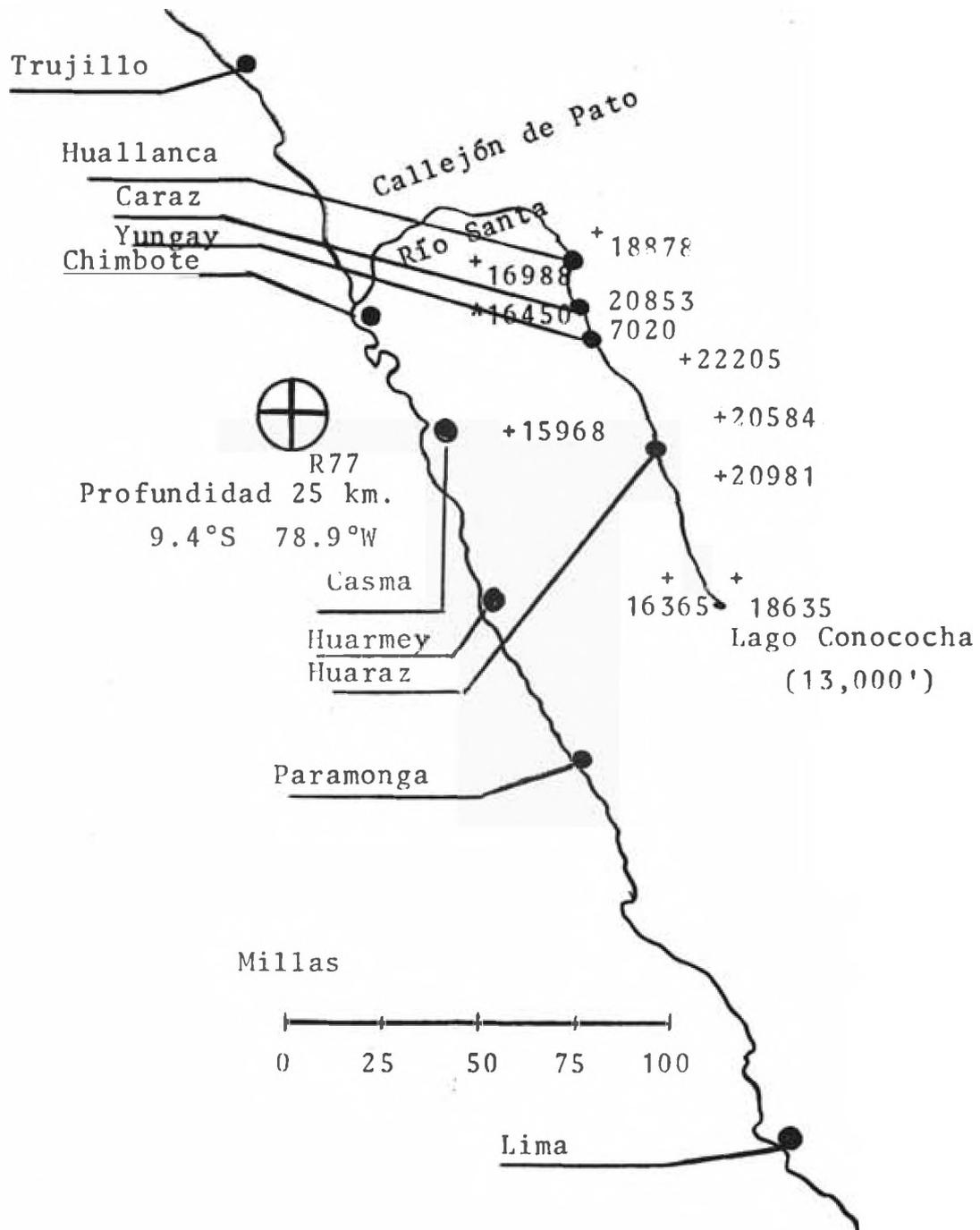
De lo expuesto, es fácil inferir que la región considerada, se muestra expuesta a la ocurrencia relativamente frecuente de sismos destructivos, que sumado a las consecuencias que se

derivan de las características de su configuración geomorfológica, produce efectos devastadores como los experimentados por el sismo del 31 de Mayo de 1970.



CORTE ESQUEMATICO DEL MODELO TECTONICO
(LOMNITZ, 1970)

Figura 2.1.



Ubicación del Epicentro

Figura 2.2.

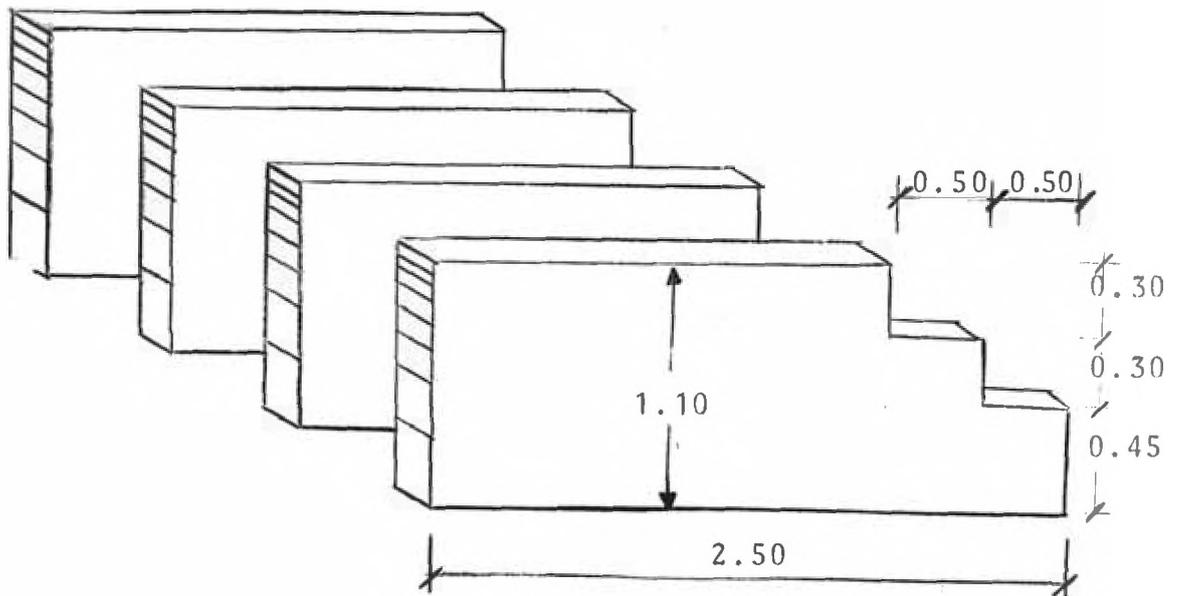


Figura 2.3.

Serie de muros de ladrillo en el Colegio César Vallejo de Casma; espesor de la pared 0.25 m.

La fuerza lateral máxima requerida para derrumbarlas es estimada en 0.25 g.



Figura 2.4

Dibujo realizado por un mozo del Hotel Chimú de Chimbote, representando el terremoto (tiempos de izquierda a derecha).

CAPITULO III

ESTUDIOS GEOMORFOLOGICOS, GEOLOGICOS Y DE MECANICA DE SUELOS DE LA CIUDAD DE CASMA

3.1. Introducción:

Los estudios geológicos de la ciudad de Casma comprenden dos fases determinadas, la primera se llevó a cabo con trabajos de campo y la segunda con trabajos de gabinete. La primera fase comprende observaciones geológicas y geomorfológicas de superficie y observaciones del subsuelo a través de 6 pozos de cimentación y 8 sondajes de percusión.

Las investigaciones de superficie estuvieron a cargo del Ing. Geólogo Federico Cubas Quiroz y se llevaron a cabo utilizando como bases topográficas planos al 1/2,000, 1/10,000 y 1/100,000, así como fotografías aéreas.

Las exploraciones del subsuelo que estuvieron a cargo del Ing. J. García, fueron realizadas mediante 6 pozos de cimentación hechos a mano, con una profundidad máxima de 4.60 m. y 8 sondajes de percusión, los que alcanzaron hasta los 12 m. de profundidad y en los cuales se hizo ensayos para conocer aproximadamente la resistencia de los suelos, según el método de la Prueba de Penetración Standard.

Se realizaron además, mediciones de la profundidad de la napa freática, en diferentes puntos de ésta: pozos domésticos a tajo abierto, pozos de cimentación, etc.

En la segunda fase de estos trabajos se confeccionaron mapas geológicos a las escalas 1/25,000, 1/10,000 y 1/2,000, secciones geológicas y registros de suelos.

3.2.- Geomorfología:

La población de Casma se encuentra localizada en una llanura aluvial en la margen derecha del Valle del Río Casma y el curso inferior de este Río, el que forma parte del sistema hidrográfico del Océano Pacífico.

En este lugar el Valle alcanza alrededor de 2 Km. de ancho y el río discurre con poca gradiente, formando meandros y adherido al flanco izquierdo.

La llanura aluvial costera, sobre la cual está situada la ciudad, se encuentra a una altitud de 30 m.

Geomorfológicamente, el lugar descrito del valle sería una cubeta alargada y abierta en dos extremos, en cuyo fondo estaría el pueblo de Casma y en ambos flancos, los cerros que rodean la ciudad, por lo que se pueden distinguir dos rasgos geomorfológicos importantes:

- a) La zona de llanura
- b) Los flancos del Valle

a) La Zona de Llanura.-

La zona de llanura o fondo del Valle está constituida por dos terrazas fluviales principales: I y II, las que han sido formadas por la sedimentación de los suelos acarreados por el Río Casma y el torrente Sechín.

Terraza I.- Esta terraza es la más baja y es de topografía llana, está en contacto con los lechos de los ríos y con respecto a estos se encuentra prácticamente al mismo nivel.

Los suelos de esta terraza, son de textura granular que varía de fina a gruesa, donde los elementos subredondeados a redondeados varía del tamaño de arcilla

a grandes bloques, con tamaños intermedios de limos, arenas y gravas.

Terraza II.- Desde el punto de vista de este estudio, esta terraza es la más importante, ya que sobre ella se encuentra ubicada la localidad de Casma.

Geomorfológicamente esta terraza es la más antigua y se encuentra con respecto a la anterior, a un desnivel de 3 á 4 metros.

Esta terraza ha sido estudiada por 5 pozos de cimentación y 7 sondajes de percusión, cuyos resultados se describen más adelante.

Se caracteriza por su topografía llana y se encuentra cultivada en los alrededores del pueblo. Los suelos que la constituyen están formados por la sedimentación fluvial.

b) Los Flancos del Valle.-

Están constituídos por cerros bajos, de formas suaves, los que alcanzan hasta 1.70 m. de altura y que pertenecen a la cadena costera del Flanco Occidental de los Andes.

Ambos flancos tanto el derecho como el izquierdo, están esculpados en rocas graníticas del tipo granodiorita.

Se encuentran cubiertos en parte por suelos de alteración "in situ" de escasa potencia, en otros lugares, sobre los afloramientos se presentan depósitos eólicos y coluviales. Estos suelos no son de importancia técnica, por ser poco potentes y encontrarse en condiciones de estabilidad.

Estos afloramientos son notorios topográficamente por estar constituídos por rocas bastante resistentes a la meteorización.

3.3.- Geología:

En el área de esta cubeta de erosión y deposición que es el valle de Casma, se distinguen dos elementos litológicos bien diferenciados: los suelos aluviales y las rocas ígneas. Los suelos aluviales son los depósitos de relleno y las rocas ígneas que son los flancos del Valle, constituyen el basamento rocoso (soporte) de los depósitos anteriores.

- Los Suelos Aluviales:

Están constituidos por una granulometría que varía desde arcilla hasta grava.

Morfológicamente son diferenciados por los desniveles topográficos llanos, que son las terrazas tratadas.

Por evidencias de la geología de superficie, la potencia de estos depósitos es grande, pasando en muchos casos los 100 m.

- Las Rocas Igneas - El Basamento Rcoso:

En el subsuelo de la ciudad, como soporte del paquete sedimentario de suelos aluviales, se encuentra la roca aflorante en los flancos o sea la granodiorita, que constituye el basamento rocoso, cuya profundidad llega a ser la potencia ya enunciada para los suelos aluviales que se piensa que pase en muchos casos los 100 metros.

3.4.- Estructuras Geológicas en relación con la Sismo-Tectónica:

a) Fallas

Los autores de la Geología Regional, C. Trotterau y C. Ortiz, no han determinado estructuras peligrosas como grandes fallas que atraviesan la zona, las que aumentan la sismicidad local.

Durante los trabajos de campo realizados, no se observó estructuras sismo-tectónicas peligrosas como fallas de gran longitud, con excepción de pequeñas fallas locales, que atraviesan el macizo granodiorítico y que no son de importancia en cuanto a la seguridad local del pueblo.

b) Diaclasas (Fracturas Rocosas).-

Las diaclasas se distribuyen en toda la masa granodiorítica de los flancos y centro del Valle. Las principales tienen una dirección preferencial que es aproximadamente transversal al valle.

Además de originar bloques sueltos por disyunción prismática (división prismática) sobre la masa rocosa, no ocasionan otros fenómenos negativos para la seguridad de la población.

Desde el punto de vista sísmico, su papel es secundario.

3.5.- Características del Suelo de Cimentación de la Ciudad:

Los suelos descritos bajo este título corresponden a la zona de llanura topográficamente más alta (Terraza I), donde se encuentra actualmente la ciudad y las áreas de expansión.

Han sido estudiados por 8 sondajes de percusión que alcanzaron hasta 12 m. y por 7 pozos de cimentación que alcanzaron hasta 4.60 m. de profundidad.

Las mayores características fueron proporcionadas por los pozos de cimentación, pues en los sondajes sólo se tomaron muestras puntuales cada 3 m. aproximadamente y muchas se descartaron.

a) Litología (Clases de Suelos).-

Por las exploraciones realizadas se expresa que el subsuelo está constituido por suelos granulares de origen fluvial, variando la granulometría, de fina a gruesa, encontrándose los siguientes tipos: arcilla, limo, arena y gravas, los cuales se encuentran alternados en profundidad.

Los suelos nombrados en algunos sectores, están cubiertos por depósitos de relleno artificial, que alcanzan el orden de 1 m. (PC-2, Sector Plaza de Armas).

Las características generales de los suelos hasta la profundidad alcanzada (4.60 m.), considerando como se sitúan de arriba hacia abajo, y según las descripciones de los perfiles de los pozos de cimentación PC, son aproximadamente las siguientes:

Limos.- Se encuentran en diferentes profundidades, son inogánicos, en algunos sectores varían a arcillosos. Su potencia oscila entre 0.25 m. y 2.00 m. Algunos tienen estructura algo porosa. Los arcillosos son plásticos y los otros tienen cierta plasticidad.

Los tipos encontrados según la clasificación hecha son: ML, ML-OL.

En el sondaje S-8, se encontró limo arcilloso-plástico a los 3 m.

Arcillas.- Situadas también en diferente profundidad, se caracterizan por ser limosas, su potencia varía de 0.70 m. a 1 m. Son plásticas. El tipo encontrado se clasifica como CL. En el sondaje S-4 se encontró una arcilla limosa-plástica, a la profundidad de 6.05 m.

Arenas.- Se localizan en diferentes profundidades, su granulometría según los lugares varía de arena fina a gruesa, en muchos casos tienen finos (limos), su potencia varía de 0.20 m. a 2 m. Su graduación varía según los lugares y la profundidad de pobremente graduada a bien graduada.

Se ha clasificado los siguientes tipos: SM, SP y SW. En los sondajes S-7, S-6, S-5, S-4, S-3 y S-2 se encontró a diferentes profundidades.

Gravas.- Se ha localizado en diferentes profundidades, lechos de grava y lentes dentro de otros suelos. Los lechos varían de 0.15 m. a 0.00 m.

El tipo de grava encontrado corresponde a: GW.

En los sondajes S-3, S-2 y S-1 se localiza a diferentes profundidades hasta los 12 m.

b) Características Hidrogeológicas.-

El Acuífero.-

Está constituido por los depósitos fluviales de relleno del Valle de Casma, compuesto por arenas y gravas permeables.

El Sustrato Impermeable.-

Limita el sellado del acuífero y está constituido por las intercalaciones de limos y arcillas impermeables.

Para los horizontes profundos de la napa freática, el sustrato impermeable en algunos casos, se supone lógicamente sea el basamento rocoso granodiorítico.

La Napa Freática.-

Bajo las condiciones hidrogeológicas mencionadas anteriormente, más la alimentación proveniente de los Ríos Casma y Sechín, existe una napa freática del tipo libre.

No se descarta la posibilidad de la existencia de varias napas, en vista de la variación de la permeabilidad lateral y verticalmente, debido a dos factores: lenticularidad de los sedimentos y presencia de sedimentos impermeables en diferentes horizontes.

Profundidad de la Napa.-

Desde el punto de vista de la construcción, este factor es el más importante, pues la humedad y saturación que ocasiona en los suelos, afecta su resistencia, además, en el caso de sismos favorece una mayor deformación del suelo.

Su profundidad es variable y es función de la permeabilidad, así como también de la cercanía a las fuentes de alimentación

(Río Casma, torrente Sechín) y períodos de recarga.

Las medidas hechas en diferentes puntos de la napa (pozos domésticos, pozos de cimentación) dan las siguientes profundidades promedio:

- Para el centro de Casma, oscila entre 2.20 m. y 4.00 m.
- En el sector correspondiente al Estadio, Colegio y Planta de Bombeo para el abastecimiento de agua potable, la napa se encuentra entre 4.50 m. y 5.90 m.
- En el área del mercado y el camal está entre 1.00 m. y 1.50 m.

Estas medidas fueron hechas en las siguientes fechas:
0.3.71, 3.4.71, 23.5.71, 24.5.71 y 25.5.71.

Potencia de la Napa.-

Aunque no se han hecho observaciones en este sentido, se estima sea mayor a los 12 m., que es la profundidad alcanzada por los sondajes, donde se obtienen muestras de buenas condiciones acuíferas.

Drenaje.

El drenaje de la napa facilitado por las condiciones buenas de permeabilidad del acuífero, más la topografía, favorecen que se realice hacia el curso del Río Casma al Este del pueblo siguiendo el curso normal del valle aguas abajo.

Oscilación de la Napa.-

La variación de la profundidad en relación con el tiempo, es función de la época de recarga, clima, épocas de cultivo, etc., las medidas tomadas no han permitido establecer un rango de las fluctuaciones de la napa, pues se necesitan hacerlas en diferentes épocas.

c) Condiciones Dinámicas del Suelo.-

Las observaciones cualitativas de la consolidación de los

suelos en relación con su comportamiento en futuros sismos, nos indica que estos suelos son sísmicos. Dentro de los factores sísmicos se señalan los siguientes:

- La poca graduación de muchos suelos, que hace que su resistencia a los esfuerzos cortantes disminuya.
- La presencia de suelos poco cohesivos, como las arenas y gravas arenosas.
- En el subsuelo se encuentran terrenos sísmicamente compresibles como arcilla y limos arcillosos, los que transmiten con facilidad los empujes sísmicos.
- La napa freática un tanto alta, favorece una mayor deformación de los suelos acuosos que son sísmicamente compresibles.

Las mediciones de microtrepidación como se verá más adelante, han determinado dos zonas principales de acuerdo a su modo natural de vibración, la zona I se caracteriza por presentar períodos cortos, que oscilan entre 0.10 a 0.14 seg. y la zona II que presenta períodos cortos y medianos, los que oscilan entre 0.17 y 0.20 seg.

El modo de vibración es función del grado de consolidación del suelo, por lo que los suelos de la zona I son más compactos que los de la zona II.

3.6.- Areas Desfavorables.-

Están circunscritas a las partes bajas del plano de la ciudad, correspondientes al desnivel topográfico conocido como terraza II y adyacentes al Río Casma y torrente Sechín; también comprenden las áreas adyacentes a los afloramientos rocosos hasta una distancia del pie de los afloramientos, de alrededor de 50 m.

a) Areas Bajas

Las áreas bajas son desechadas para construcción de edificaciones, por los siguientes factores:

- Presencia de inundaciones en épocas de avenidas:

Estos fenómenos son observados principalmente en las márgenes del torrente Sechín, prueba de ello son las defensas levantadas en la margen derecha y situadas cerca al Ministerio de Agricultura.

Si bien es cierto que el Sechín en parte ha sido encausado rústicamente, los diques de defensa del orden de 1.70 m. de altura, constituídos por un enmallado de bloques rocosos, defenderían en parte el área urbana, al producirse un rebalse anormal de las aguas en épocas abundantes.

En el sector de la margen derecha del torrente Sechín, comprendido entre el Puente de la carretera Panamericana y su entrega en el Río Casma, se pudo observar entre marzo y abril, erosiones con desplomes notables de la margen derecha, quedando un borde libre entre la altura máxima de agua y la cota máxima de la margen de alrededor de 1 m.; con una mayor descarga en épocas pluviales críticas como la ocurrida en 1925, se produciría indudablemente desborde de las aguas, anegando el sector bajo de la población, en el área del mercado, ya que la topografía por su menor cota es favorable para tal efecto.

Muchos sectores de la margen derecha de Casma se encuentran con pequeños bordes libres en las épocas de avenidas normales, lo cual en épocas críticas de avenidas como el año 1925, indudablemente elevarían el nivel de las aguas y se produciría inundaciones en este sector bajo.

Solución Aparente al Problema

Estos problemas aparentemente se podrían solucionar para

la parte baja de la ciudad haciendo diques de defensa bien construidos en la margen derecha del torrente de Sechín, en el tramo del Puente de la Panamericana y su entrega en el Casma; también se tendría que hacer diques de defensa y encausamiento en la margen derecha del Casma, más con esta solución no se lograría disminuir otros factores, como la profundidad de la napa, que es necesario para mejorar la calidad del suelo de fundación.

Con respecto al sector de la parte alta, por donde pasa la carretera a Huaraz en la margen derecha del Sechín, se propone un proyecto de defensas para fenómenos eventuales como el aumento excesivo del caudal por lluvias torrenciales como las producidas el año 1925 y que provocarían inundaciones de la parte alta de la ciudad.

- Napa Freática Alta:

La presencia de la napa alrededor de 1 m. de profundidad, disminuye las condiciones estático-dinámicas del suelo, como su resistencia en relación con la capacidad de carga y su comportamiento sísmico.

- Presencia de Restos Vegetales:

La existencia de restos orgánicos en los suelos, por ser áreas de cultivos y pantanos fósiles, disminuye la capacidad portante del suelo y además se pueden producir asentamientos sucesivos por la descomposición vegetal.

- Efectos Sísmicos:

Los efectos sísmicos producidos como agrietamientos, cráteres de arena, debido a densificación y liquefacción de suelos, etc. dicen su escasa calidad sismo-resistente.

Observación

Un asentamiento urbano en estas condiciones no es factible económicamente, por las defensas que habría que construir,

además, la cimentación en las condiciones descritas, sería costosa.

b) Areas Adyacentes a Afloramientos Rocosos

Estas áreas son desfavorables para construcciones porque por estar cerca a un contacto geológico, donde los suelos son menos potentes y están más alterados, se espera fuertes aceleraciones sísmicas con sismos futuros.

Además, se evitaría la destrucción de áreas pobladas, lo cual podría producirse por el rodamiento de bloques rocosos de alteración, provocada por la atracción de la gravedad o por vibraciones sísmicas.

3.7.- Proyecto Derivación Sechín-Casma

a) Introducción

Como se indicó anteriormente las defensas existentes en la margen derecha no son suficientes para impedir fuertes descargas del torrente Sechín en época de avenida de condiciones hidrológicas anormales como lo ocurrido en 1925, año en el que al producirse el desborde de las aguas, se inundó Casma en un gran sector. Aún no es posible garantizar que tal fenómeno no puede ocurrir y que origine pérdidas materiales de cuantiosa inversión.

b) Descripción del Proyecto

Planteado el problema, el suscrito cree que para dar solución a tal asunto, se podría derivar el torrente Sechín al Rfo Casma, mediante un canal de tierra de alrededor de 3 Kms. de longitud, cuya entrega estaría aguas arriba del Puente Casma, a fin de aprovechar éste; los taludes serían protegidos de la erosión hidráulica, por bloques angulosos de gran tamaño, alrededor de 1 tonelada.

Según el diseño, parte del canal estaría excavado en el lecho del río y en otros casos parte de sus taludes estarían formados de diques de encauzamiento, de sección trapezoidal, contruídos de rellenos permeables de grava o bloques angulosos, juntados con tractor y protegidos de la erosión hidráulica por un enrocado de bloques angulosos de roca del orden de 1 tonelada.

c) Materiales de Construcción

- Para el relleno de los diques:

Existe grava de diferente tamaño en el lecho mayor del torrente Sechín, además se podría utilizar la grava proveniente de la excavación del prisma del canal.

- Para enrocado:

Se puede utilizar bloques extraídos de canteras de granodiorita, roca que abunda en el área.

Esta roca tiene las siguientes propiedades como buen material de enrocado:

Alta densidad, la cual comunica estabilidad a los taludes.

Gran durabilidad, lo que hace que sea resistente a los cambios físico-químicos ambientales y alteraciones por el agua.

Gran resistencia a la abrasión, lo que permite gran resistencia al desgaste hidráulico (erosión por el agua)

Absorción, casi nula, lo cual le comunica excelentes propiedades a los procesos de desintegración, por lo tanto favorece su duración.

3.8.- Conclusiones y Recomendaciones

a) Conclusiones:

1. Es posible reconstruir el pueblo de Casma en su mismo lugar, debido a las condiciones geológicas y geomorfológicas favorables.

2. Las áreas aptas para la edificación ocupan topográficamente las partes altas del plano de Casma, las áreas negativas corresponden a las partes bajas (Terraza I) y adyacentes al Río Casma y Torrente Sechín.
3. El suelo sobre el cual se edificará, está constituido por capas de limos, arenas, arcillas y gravas, las que se encuentran intercaladas.

Presenta condiciones mecánicas aptas para la construcción.

4. La napa freática está entre los 2.20 m. y 4.00 de profundidad en el centro de Casma y en el sector correspondiente al Estadio, Colegio y Planta de Bombeo para el agua potable, la napa está entre 4.50 m. y 5.90 m.; en la terraza baja, la napa se encuentra entre 1.00 m. y 1.50 m.
5. En las áreas bajas (Terraza II) o de inundación, los suelos han sido afectados por liquefacción de arenas, agrietamientos, cráteres de arena, etc.
6. Para proteger a la ciudad de inundación por un desborde anormal del Sechín, como las descargas no usuales del año 1925 que originaron inundación del pueblo al desbordarse de su cauce, se propone un proyecto de derivación del torrente del Sechín al Casma, mediante un canal de tierra de 3 kms. de longitud.

b) Recomendaciones

1. Se recomienda el estudio de la factibilidad técnico-económica del Proyecto de derivación del Sechín al Casma.
2. Para la construcción de edificios, o localización de máquinas pesadas, se recomienda estudios especiales de mecánica de suelos.

CAPITULO IV

OBSERVACIONES DE MICROTREPIDACIONES EN CASMA

4.1.- Introducción:

Del estudio de la vibración constante del suelo, se ha llegado a establecer que los valores correspondientes a sus períodos fundamentales de vibración, caracterizan y definen lugares cuyo comportamiento de los suelos que los constituyen llevan a conclusiones determinantes para el cálculo del coeficiente sísmico estructural.

La influencia del medio se ha manifestado en innumerables casos como resultado de evaluaciones de daños en estructuras por efecto de un terremoto. Se ha encontrado discrepancia en los resultados para edificaciones similares en una área bastante limitada. Así, estructuras similares resultaban desigualmente dañadas. Esto en parte puede encontrar su explicación en el comportamiento diferencial, para esa reducida área, del suelo de fundación en razón a la variabilidad en sus propiedades físicas.

Analizando las curvas de frecuencia período para un determinado lugar se puede conocer los diferentes modos de vibración del medio y hacer inferencias sobre su naturaleza y su condición de yacencia en lechos o estratos.

Estos resultados sumados a los deducidos de la observación de sismos naturales, del análisis teórico de multireflexión de las ondas y a los obtenidos de estudios estadísticos, nos llevan al conocimiento del comportamiento dinámico del suelo.

Las conclusiones de estos estudios de vibración del suelo quedan por lo general expuestas en las curvas de frecuencia período y en los planos de microtrepidaciones deducidos.

4.2.- Equipo Utilizado y Método de Observación:

El instrumental que ha permitido el estudio de microtrepidaciones es de tipo portátil utilizado en prospección sísmica. Este ha sido proporcionado por los departamentos de Sismología del Instituto Geofísico del Perú y de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. Las características del mismo son las siguientes:

Un sismómetro HESS (geófono) de período corto ($T_0 = 1.0$ segundos); un amplificador transistorizado TRGE-CEW; un reloj electrónico con cristal de cuarzo marca TOYO y un registrador portátil de dos canales, uno para el registro de la vibración natural del suelo y el restante para introducir marcas de hora (segundos) necesarios para la interpretación. La velocidad de registro fue del orden de 9 mm/seg.; el filtro utilizado 1.2 cps. y la ganancia del amplificador, variable de acuerdo al lugar.

El procedimiento empleado para la observación consistió, en primer término, en ubicar sobre plano catastral, los lugares de observación tratando de distribuirlos regularmente. Seguidamente se procedió a un reconocimiento diurno de los sitios elegidos y a la ubicación definitiva de los puntos de medida.

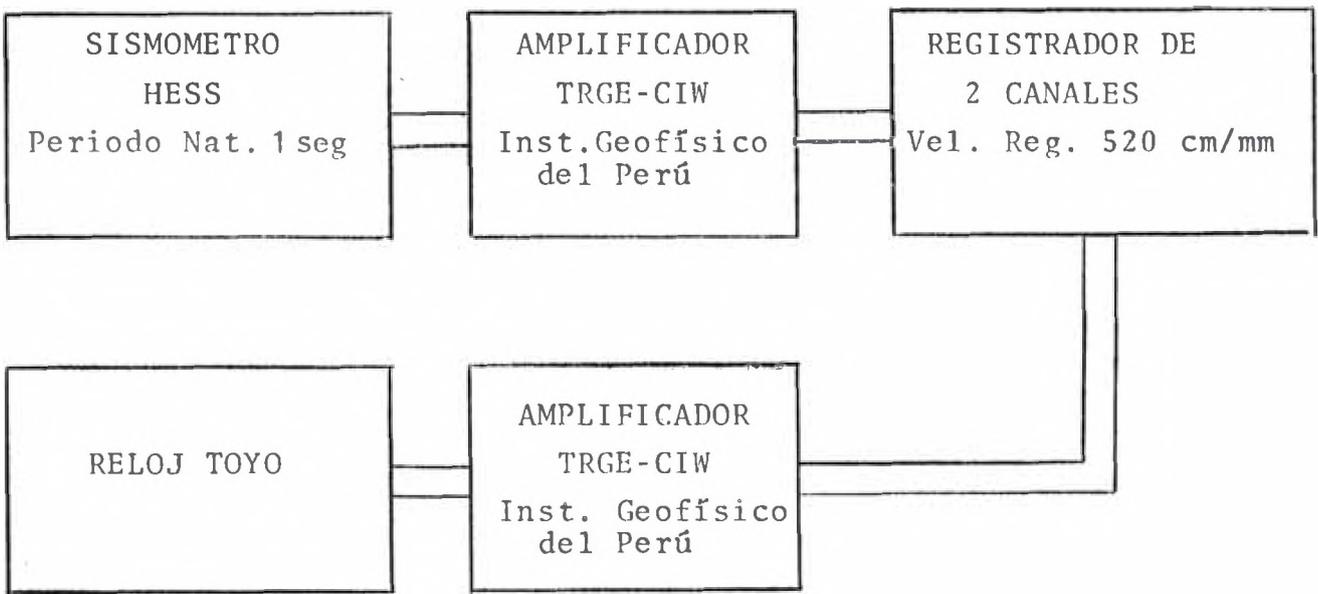
Las observaciones se hicieron durante la noche y por la madrugada para evitar la interferencia originada por el tráfico de vehículos y el tránsito de peatones. El tiempo mínimo de registro útil fue de 2 minutos para lo que se necesitó la permanencia de la brigada en cada punto de aproximadamente 15 minutos en promedio.

El análisis de la información recogida se hizo en el gabinete, trazando una línea de base a lo largo y por el centro de tren de ondas. Se proyectaron sobre esta línea en forma perpendicular las marcas de tiempo y se procedió a contar el número de veces que en el intervalo de un segundo la onda cor-

taba la línea base, obteniéndose de esta manera el número de ciclos en segundos para luego calcular el período medio de vibración correspondiente a cada segundo.

Con los períodos medios obtenidos se construyó las curvas de frecuencia período.

DIAGRAMA DEL EQUIPO DE MICROTREPIDACION



4.3.- Clasificación de los Suelos:

Cubriendo el área urbana, alrededores y zona de futura expansión se ubicaron 24 puntos de observación de microtrepidaciones en la ciudad de Casma, dentro del Programa respectivo de la Sub-Comisión-Técnica de CRYRZA para la Costa.

De las curvas frecuencia período para los puntos se deduce que el área presenta modos de vibración correspondiente a períodos cortos del orden de 0.09 y 0.14 segundos; y medios cuyos valores están entre 0.17 y 0.20 segundos. Los períodos mayores recogidos llegan hasta 0.33 segundos y corresponden precisamente a los puntos que caracterizan al suelo II.

De la forma de las curvas mencionadas, se puede distinguir dos grupos, uno caracterizado por la presencia de un pico bastante conspicuo y el restante constituido por más de dos picos.

La presencia de más de un pico indica la distribución del suelo en estratos de espesores variables.

El área observada presenta un comportamiento gradacional tanto por el valor de sus períodos como por su distribución estratificada. Variando desde períodos cortos y la presencia probable de varios lechos a períodos medios y a una configuración del suelo como de un sólo lecho, de espesor potente, en dirección hacia el Río Casma.

Como consecuencia de las características observadas, se puede establecer que en el área de Casma se distingue dos tipos de suelos:

TIPO I.-

Suelo caracterizado por períodos fundamentales de vibración cuyos valores oscilan entre 0.09 y 0.14 segundos.

Como modos de vibración complementaria se tiene períodos del orden de 0.17 a 0.20 segundos.

Este suelo se distribuye ocupando la casi totalidad del área urbana y se desarrolla en dirección E W.

Las curvas de frecuencia período por su forma acusan la presencia de varios picos que indican la naturaleza estratificada de este suelo. Se observa asimismo una gradación en la dirección NE-SW en sentido opuesto al río, en lo que respecta al número de lechos.

Desde el punto de vista sísmico, este suelo es de buena calidad y constituido por más de un lecho.

TIPO II.-

Presenta períodos fundamentales de vibración iguales a 0.17, 0.18 y 0.20 segundos.

Se extiende de Oeste a Este y a partir del lado Sur del área urbana en dirección hacia el río.

Parece existir un lecho adicional pero de ser así, ésta sería muy delgada en comparación con el anterior.

El modo de vibración de este suelo, de períodos cortos a medios, lo hacen desde el punto de vista sísmico como de buena calidad.

Se espera para este tipo amplificaciones mayores que para el Tipo I.

RESUMEN

TIPO DE SUELO	MODOS DE VIBRACION EN SEGUNDOS	CARACTERISTICAS
I	0.12*, 0.14, 0.10, 0.09	Suelo de buena calidad, compacto, estratificado con más de dos lechos. Sus propiedades físicas son muy similares. Su capacidad de amplificación dinámica al paso de las ondas sísmicas es mínima dentro del rango de su frecuencia predominante.

TIPO DE SUELO	MODOS DE VIBRACION EN SEGUNDOS	CARACTERISTICAS
II	0.17*, 0.18*, 0.20	Suelo de buena calidad medianamente compacto con probablemente un solo lecho bastante potente. La amplificación dinámica al paso de una onda elástica será mayor que para el Tipo I.

* Períodos fundamentales.

CONCLUSIONES

1. En el área de Casma se pueden distinguir dos tipos de suelos cuyos modos de vibración se hallan entre 0.09 y 0.20 segundos.

El Tipo I se extiende cubriendo la mayor parte del área medida mientras que el Tipo II ocupa la parte restante en dirección hacia el río.

El suelo Tipo I presenta períodos cortos de vibración teniendo a 0.12 seg. como su valor promedio. Se muestra formando estratos de espesores variables y con propiedades físicas casi similares.

El Tipo II parece estar constituido por un solo lecho bastante potente o en su defecto acusar la presencia de un estrato bastante delgado. Caracteriza a este tipo sus períodos fundamentales iguales a 0.17, 0.18 y 0.20 segundos correspondientes a los puntos 3, 7 y 8.

Ambos tipos de suelos sísmicamente son de buena calidad y varían de compactos (Tipo I) a medianamente compacto (Tipo II).

2. Por sus mayores períodos y en razón a su probable gran espesor de su lecho, el Tipo II introducirá a un evento sísmico una mayor amplificación que el suelo I. Sin embargo, esta amplificación será mínima y en ningún caso doblaría el valor incidental de la onda elástica sobre el suelo.

CAPITULO V

EVALUACION DE DAÑOS DE CASMA

5.1.- Generalidades:

En esta ciudad, las construcciones son de adobe y casi la totalidad se ha caído, el adobe utilizado fue de mala calidad, tenía mucho porcentaje de arena por lo que era fácilmente délez nable. También existen en esta ciudad construcciones de ladrillo sin o con columnas de concreto armado. Las cimentaciones usadas, por lo general, tenían poca profundidad.

Los efectos del sismo han sido muy grandes, ésto es debido a la proximidad al epicentro del mismo, que redundó en la mayor intensidad de las ondas sísmicas. El sismo se sintió en la ciudad, con una intensidad de VIII grados en la Escala de Mercalli Modificada. (En el apéndice A se expone en forma com pleta la Escala Mercalli Modificada, la cual fue utilizada como referencia en la evaluación de daños de la ciudad). (Ver fotos 1 y 2).

En general, puede decirse que las edificaciones de vivien das en esta ciudad fueron hechas sin la preparación técnica necesaria, especialmente para el diseño de construcciones sismo-resistentes, razón por la cual las viviendas en su mayoría colapsaron ante la solicitación sísmica.

En esta ciudad no han habido fallas por asentamiento.

5.2.- Edificaciones de Adobe y Quincha:

A estas edificaciones les faltó orientación técnica especializada en construcciones sismo-resistentes y además se pudo observar deficiencia en los materiales de construcción y en la estructuración misma de las viviendas.

Las casas de adobe no tenían cimentación o ésta era de piedra asentada en barro y sólo estaba a 0.50 m. en promedio de profundidad, en la mayoría de las casas, el adobe lo colocaban de soga, lo cual le daba muy poca resistencia a los muros portantes, aparte de las formas irregulares de edificación, existían grandes aberturas en los muros de fachada, falta de collarín a la altura de dinteles, falta de contrafuertes en los muros, falta de amarre entre los muros portantes entre sí y con el techo.

Se observaron también casas de adobe de mejor fabricación con muros de cabeza y alturas hasta 3.00 metros con su collarín de madera a la altura de dinteles y su techo de caña y barro los cuales se comportaron bien.

En las casas donde hubo combinación de materiales para los muros hubieron daños muy grandes.

Existían también casas de adobes con columnas, las cuales sufrieron daños en el amarre de estos elementos.

Las casas de quincha en general se portaron bien porque tienen poco peso, pero las más antiguas colapsaron.

5.3.- Edificaciones de Ladrillo sin Columnas:

Las edificaciones de este tipo han fallado también en su mayoría por deficiencias constructivas y falta de asesoría técnica, pero se puede notar que el ladrillo de arcilla cocida se comporta mejor que el de cemento debido que en la elaboración de este último se empleó mezcla muy pobre.

Las casas de formas más o menos simétricas con buen amarre entre muros con collarín a nivel de dinteles y de un sólo piso, se han comportado relativamente bien; el resto han fallado completamente.

Los techos en su generalidad, fueron de caña y barro y las cimentaciones de piedras o concreto ciclópeo.

5.4.- Edificaciones de Ladrillo con Columnas:

Este tipo de edificaciones se han portado, por lo general, bien ante la sollicitación sísmica, debido a que las columnas de concreto bien ubicadas dentro de la estructura le dan un gran confinamiento y evitan su falla.

Las cimentaciones en este tipo de construcciones eran de concreto ciclópeo para los muros y de zapatas aisladas de concreto armado para las columnas y los techos de caña y barro o aligerados.

En general, en este tipo de construcciones los daños han sido menores y fácilmente reparables.

5.5.- Edificaciones de Concreto Armado:

En este tipo de edificaciones se han producido fallas notables por la calidad del concreto usado y por defectos de estructuración y diseño, lo cual dió como resultado el mal comportamiento de la edificación por fallas en los elementos estructurales, que tuvieron un comportamiento diferente al que se creía cuando fueron calculados, además del incremento notable de la cortante sísmica debido a efectos de torsiones espaciales producidos por formas irregulares de las estructuras.

La tabiquería falló completamente debido al desplazamiento de la estructura y ésta a su vez hizo fallar a los elementos estructurales especialmente en los pórticos confinados por efecto de puntal y a otros pórticos no confinados en toda su altura por el efecto de columna corta.

Si se hubiera considerado el efecto sísmico en la estructuración, estas estructuras hubieran tenido mejor comportamiento, además se debió cuidar por medio de una inspección adecuada, la calidad de concreto usada en las edificaciones ya que se pudo observar en las mezclas una granulometría no adecuada y el uso del canto rodado en los concretos. (Fotos Nos. 3 y 4).

5.6.- Daños en Estructuras Importantes:

a) Puente Casma:

Este puente está constituido por tres tramos que cruza el río Casma cerca de la ciudad. Se trata de un puente de acero. Cada vano descansa sobre rótulas en su extremo sur y sobre rodillos en su extremo norte. Los cabezales o estribos fueron desplazados hacia el centro durante el terremoto, debido al aumento de la presión del suelo de relleno que había detrás de ellos. Las pilastras también resultaron desplazadas. Los desplazamientos relativos entre las cerchas y sus apoyos son suficientemente grandes como para hacer girar los rodillos más allá de su ángulo crítico de rotación, haciendo caer los rodillos. Esto ocurrió con todas las unidades de rodillos. La mayor parte de las unidades fijas resultaron también desplazadas, posiblemente debido al empuje que ocurrió cuando los rodillos cayeron.

b) Hospital de Casma:

Este Hospital es íntegramente de concreto armado con cimentaciones a base de zapatas aisladas. Está formado por cuatro zonas, de formas alargadas, formadas cada una a su vez, por dos ó tres bloques separados por juntas de construcción.

Los daños sufridos por el hospital son más o menos del 50% o sea que los daños han sido notables.

Estos daños han sido producidos por diversos factores tales como una estructuración deficiente a base de pórticos de concreto armado, lo cual redundó en desplazamientos excesivos en los pórticos que produjeron la falla en toda la tabiquería, que dicho sea de paso era de ladrillo de cemento muy pobre y se usó mezcla de mala calidad para unir los bloques.

Las columnas fallaron por la calidad de concreto usado y por el deficiente estribaje, aparte que las columnas perimetrales sufrieron los efectos de columnas cortas por tener la tabiquería hasta la altura de vano.

En dos de las cuatro zonas del hospital, que eran de forma muy alargada, aparte de los efectos mencionados hubo incremento de la cortante por efecto de la torsión espacial; las juntas de construcción no funcionaron en ningún momento.

En general, en este hospital se han observado como causas de los daños producidos la mala calidad de materiales usados, deficiencia en la construcción, mala estructuración y falta de refuerzo en algunos elementos. (Ver Fotos Nos. 5, 6, 7 y 8)

c) Colegio Pre-Vocacional y César Vallejo:

Estos dos colegios estuvieron construidos a base de concreto armado y sufrieron colapso, por las causas que se resumirán a continuación:

a) Deficiente estructuración del sistema que contribuyó al colapso de la misma. Se puede apreciar en los pabellones de aulas del Pre-Vocacional, que las vigas que sustentan el techo aligerado de las aulas, conectaban las columnas de los ejes (B) y (C) y no tenían continuidad hacia las columnas del eje (A) tal como se aprecia en la Figura N°5.1.

Esta estructuración influyó notablemente en la caída del aligerado de las aulas, puesto que al fallar las columnas del eje (B) por efecto de columna corta, dió origen a que las vigas unían las columnas de los ejes (B) y (C) se desprendieran de las columnas del eje (B), arrastrando en su caída al aligerado que sustentaban (Fotos Nos. 9 y 10), sucediéndose a continuación diversas fallas de la estructura en cadena, como la falla de los diversos elementos del eje (C) que se aprecia en la Foto N°11, y fallas en la tabiquería que estaba constituida por bloques de concreto hueco, los cuales tuvieron casi un 100% de falla.

b) El concreto de los elementos principales fue de muy pobre calidad. Se aprecian cantos rodados de grandes dimensiones ("4 a 5").

c) Se pudo apreciar también un deficiente anclaje de vigas a columnas, lo cual precipitó una falla más violenta en la estructura.

Comentario.- Cabe hacer resaltar que si las vigas de los pabellones de aulas hubieran tenido continuidad, indudablemente hubiera ocurrido de igual manera la falla de las columnas del eje (B) por columna corta, pero no hubiera precipitado la caída del techo como ocurrió realmente, dándole al pórtico una cierta inelasticidad, que hubiera jugado un papel importantísimo en la protección de vidas, en caso que el edificio se hubiera encontrado ocupado por personas en el momento de ocurrir el sismo. (Ver Foto N°12).

d) Colegio María Magdalena:

Esta estructura se analizará detalladamente más adelante. Los daños sufridos por este Colegio llegan al 75% o sea difícilmente reparable. (Foto N°13). Se ha observado una estructuración a base de pórticos y muros portantes intercalados, deficiente estribado en columnas y defectos de diseño en los elementos. El concreto usado es de mala calidad.

e) Colegio Mariscal Luzuriaga:

Esta estructura se analizará detalladamente posteriormente. Está constituido por dos pabellones, ambos están estructurados a base de pórticos de concreto armado y muros portantes, o sea es una edificación híbrida.

Pabellón A.- La descripción de las fallas se hará posteriormente.

Pabellón B.- Este pabellón falló en menor porcentaje que el Pabellón A; esto es debido a que fue proyectado para dos pisos, pero en el momento del sismo tenía uno solo, los daños son menores, se reducen a pequeñas rajaduras en los vanos. Cabe hacer notar que en este pabellón no se produjeron efectos de columnas cortas.

5.7.- Distribución General de Daños:

De la encuesta de evaluación de daños se han establecido porcentajes de viviendas destruidas según el tipo de material empleado.

Total de casas evaluadas :	Ladrillo	:	106
	Adobe	:	800
	Quincha	:	6
	Total		912

A continuación se presenta la Tabla N°5.1. conteniendo estos porcentajes:

TABLA 5.1.

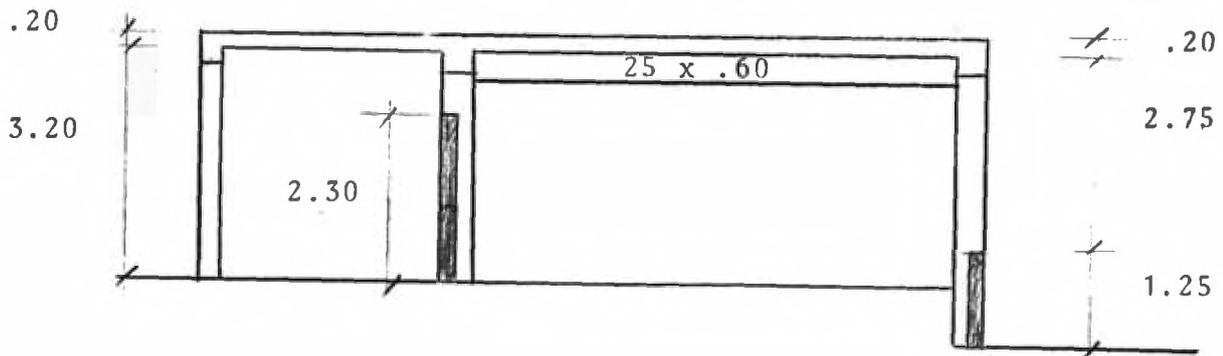
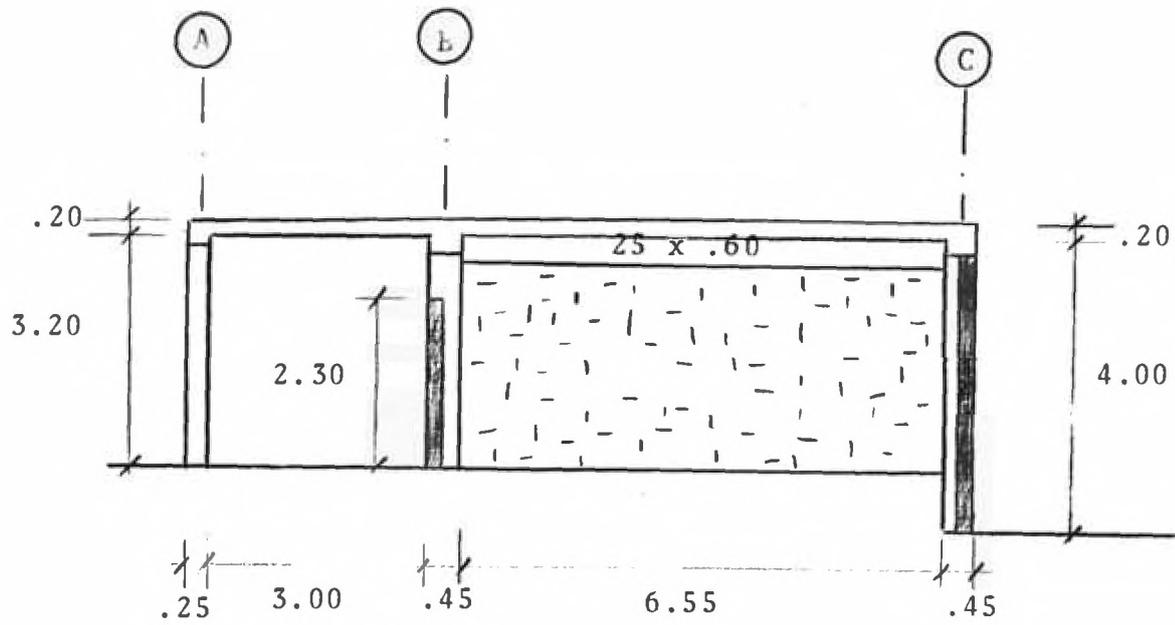
Daños	Material	# Construcciones	% del Tipo de material	% del total de construc.
100 %	Adobe	788	98.50	89.20
	Quincha	1	16.70	
	Ladrillo	25	23.60	
75 %	Adobe	3	0.03	1.00
	Quincha	-	-.-	
	Ladrillo	6	5.60	
50 %	Adobe	-	-.-	1.20
	Quincha	-	-.-	
	Ladrillo	11	10.40	
25 %	Adobe	7	0.09	4.00
	Quincha	2	33.30	
	Ladrillo	27	25.50	
0 %	Adobe	2	0.02	4.60
	Quincha	3	50.00	
	Ladrillo	37	34.90	

En esta ciudad se evaluaron 27 manzanas en total, las cuales dieron los resultados indicados en la Tabla 5.1.

Según estos resultados se puede concluir que las edificaciones que más abundan han sido las de adobe y son las que más daños han tenido, casi 100% de destrucción. Entre las construcciones de ladrillo que son muy pocas, las de ladrillo sin columnas en su mayoría han sufrido entre 100% y 75% de daños o sea no reparables; no así las de ladrillo con columnas cuyos daños oscilan entre 25% y 0% o sea fácilmente reparable o sin daño alguno.

Las construcciones de concreto armado fueron destinadas a obras importantes y la mayoría han sufrido daños que oscilan entre el 100% y 75% en promedio o sea no reparables, pero ésto fue debido a los defectos mencionados anteriormente en la descripción de daños de cada una de estas estructuras importantes.

Se presenta al final de este capítulo, el plano de distribución de daños de la ciudad de Casma.



Cortes Transversales

Figura 5.1.



Foto N°1

Vista aérea de la ciudad de Casma tomada antes del sismo.

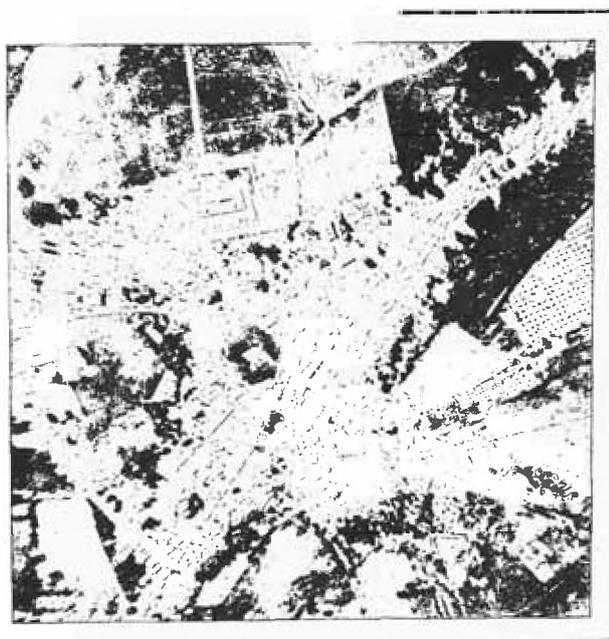


Foto N°2

Vista aérea de la ciudad de Casma tomada después del terremoto. Se puede apreciar la destrucción masiva que sufrió la ciudad.



Foto N°3

En esta foto se aprecia la presencia de cantos rodados de hasta 5" en la elaboración del concreto de columnas (Col. Maria Magdalena)

Foto N°4

En esta foto se puede ver el colapso de una estructura que presentaba un anclaje insuficiente de armaduras de columnas y un concreto de baja calidad.

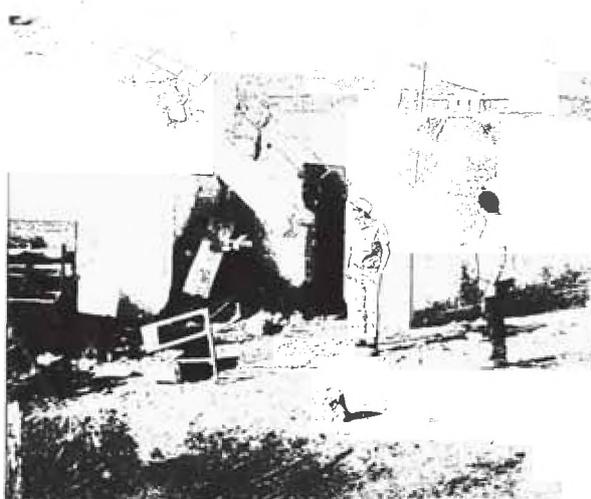




Foto N°5

En esta foto se aprecia la falla de columnas, por el efecto de columna corta (Hospital de Casma)

Foto N°6

Se aprecia también en esta foto las fallas de columnas del Hospital. Estas eran de baja resistencia estructural.



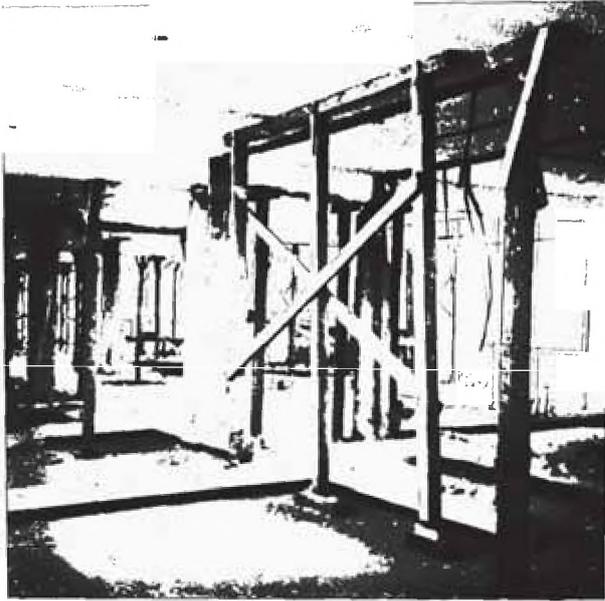


Foto N°7

Vista de uno de los pabellones del Hospital, que permite apreciar la destrucción casi completa de la tabiquería.

Foto N°8

En esta foto se aprecia una fila de muros de una zona del Hospital. El material empleado en la elaboración de los muros era de baja calidad.





Foto N°9

Colapso de la estructura al desprenderse las vigas de las columnas (Col. Pre-vocacional).



Foto N°10

Se puede apreciar la falla de la estructura al colapsar las columnas centrales (Col. Pre-vocacional).

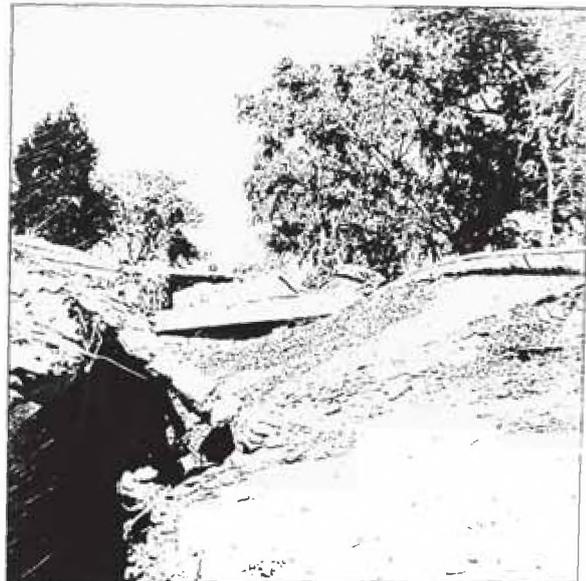


Foto N°11

Otra vista del colapso de la estructura (Col. Pre-vocacional).

Foto N°12

En esta vista se puede apreciar otro aspecto del colapso de la estructura. (Col. Pre-vocacional).



CAPITULO VI

ANALISIS ESPECIAL DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS

IMPORTANTES DE LA LOCALIDAD

6.1.- Generalidades:

Se ha efectuado el análisis sísmico de tres estructuras de la localidad, dos locales escolares y una casa de vivienda. Se han escogido estas estructuras por las características peculiares que presentaban cada una, así los locales escolares pueden considerarse representativos del tipo de estructuración comunmente utilizado en este tipo de edificaciones, los cuales han sufrido graves daños ante sollicitaciones sísmicas, debido a errores de estructuración como se verá más adelante. Se realizó el análisis cualitativo y cuantitativo de uno de los locales escolares efectuándose un análisis cualitativo tan sólo del otro local escolar debido a que dichas estructuras guardaban cierta semejanza estructural aunque se anotan ciertas características propias de cada una que se indican más adelante. Al final de este capítulo se adjunta planos de daños de cada estructura.

La otra estructura analizada sísmicamente es una casa edificada con muros de ladrillo colocados de cabeza en las direcciones principales de la estructura. La estructura no sufrió daños durante el último sismo de Mayo debido a la gran cantidad de muros en ambos sentidos, pero resulta interesante efectuar el análisis de la misma, aplicando los criterios de densidad de muros que plantea el Reglamento Nacional de Construcciones.

6.2.- Análisis del Colegio Mariscal Luzuriaga de Casma:

a) Resumen

Se ha realizado el análisis de esta estructura en forma completa, aunque sólo se ha verificado la resistencia de los elementos considerados más críticos, que fueron los que en la práctica sufrieron daños.

Análisis Sísmico

Referente al análisis sísmico podemos decir que comprende tanto el análisis dinámico como el análisis estático de la edificación para determinar las características de la misma como también la fuerza sísmica que actúa sobre ella, corrigiéndose luego esta fuerza considerando los efectos de torsión presentes en la estructuración de la edificación.

Para realizar el análisis dinámico se efectuó el cálculo de las rigideces de los elementos resistentes al sismo; este cálculo de rigideces se efectuó de acuerdo al modo cortante para columnas por ser el modo más crítico en dichos elementos y de acuerdo a la rigidez que establece Mutto para muros (muros portantes) en la cual considera efectos de flexión y cortante. Cabe considerar que dicho análisis se ha efectuado considerando los efectos de columna corta producido por el empotramiento de las mismas por muros laterales (alféizares de ventanas), además se ha considerado que los muros portantes toman parte de la fuerza sísmica.

A continuación se procedió a efectuar el cálculo de frecuencias y formas de modo para luego determinar el cálculo de los desplazamientos y de la cortante de entrepiso.

Cabe anotar que en dicho análisis se ha utilizado el espectro de aceleraciones que proporciona las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico por no tener espectro local de la zona.

Análisis por Cargas de Gravedad

Dicho análisis se realizó para las columnas que presentaban restricción lateral debido a los alféizares de ventana (columnas cortas) en el sentido más largo y en el sentido más corto se escogió el pórtico aparentemente más cargado.

El metrado de cargas se realizó teniendo en cuenta las cargas muertas de la edificación, como también las cargas vivas que se establecen para este tipo de edificación y el análisis se efectuó por el método de Kani.

Cargas de Diseño

El cálculo de las cargas de diseño se ha realizado de acuerdo a las modificaciones propuestas por el ACI-70 con respecto al Reglamento ACI-63.

Verificación de Resistencia

Se verificó la resistencia de los elementos considerados más críticos tanto en columnas como muros, haciendo uso tanto del Proyecto de Reglamento ACI-70 para columnas, como del Reglamento Nacional de Construcciones para muros portantes.

b) Análisis Sísmico de la Estructura

Cálculo de Masas

Se han considerado las siguientes cargas:

Cargas Muertas:

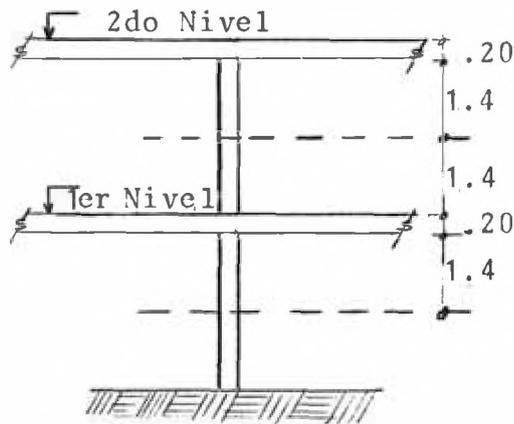
Aligerado (t=20 cm)	320 Kg/m ²
Acabado Azotea	50 "
Acabado Piso	100 "
Muro de Cabeza (Lad. arcilla).	400 "
Muro de Soga (Lad. arcilla).	250 "

Cargas Vivas:

Se considerará para efectos de cálculo sísmico tan sólo el 25% de la carga viva en cada nivel.

2do Piso 0.25 x 100 = 25 Kg/m²
1er Piso 0.25 x 300 = 75 "

Se hará la siguiente consideración para efecto del cálculo de masas:



2do. Nivel

Aligerado: Descontando áreas de vigas y columnas:

$$7.5 \times 17.70 = 133.00 \text{ m}^2$$

$$3.9 \times 9.90 = 38.60 \text{ "}$$

$$\underline{171.60 \text{ m}^2} \times 370 \text{ Kg/m}^2 = 63,500 \text{ Kg.}$$

Muros : a) Cabeza:

$$\text{Ejes A, C, E y G : } 5.6 \times 1.4 \times 4 \times 400 \text{ Kg/m}^2 = 12,550 \text{ Kg.}$$

$$\text{Eje G : } 3.95 \times 1.4 \times 400 = 2,210 \text{ Kg.}$$

b) Soga:

$$\text{Eje D : } 5.6 \times 1.40 \times 250 \text{ Kg/m}^2 = 1,960 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de Muros: } 16,720 \text{ Kg.}$$

Vigas : Ejes B, D, F : $.25 \times .60 \times 5.6 \times 3 = 2.52 \text{ m}^3$.

$$\text{Ejes A,B,C,D,E,F,G : } .25 \times .60 \times 2.0 \times 7 = 2.10 \text{ m}^3$$

$$\text{Ejes A,C,E,G : } .25 \times .40 \times 5.8 \times 4 = 2.32 \text{ m}^3$$

$$\text{Eje G : } .25 \times .40 \times 3.95 = 0.40 \text{ m}^3$$

$$\text{Eje 1 : } .60 \times .20 \times 21.60 = 2.59 \text{ m}^3$$

$$\text{Eje 2 : } .40 \times .20 \times 21.60 = 1.73 \text{ m}^3$$

$$\text{Total de Vigas: } 11.65 \text{ m}^3 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 28,000 \text{ Kg.}$$

Columnas : $.25 \times .25 \times 1.8 \times 9 = 1.02 \text{ m}^3$.

$.25 \times .40 \times 1.8 \times 6 = 1.08 \text{ m}^3$.

$.25 \times .25 \times 3.2 = .20 \text{ m}^3$.

Total de Columnas: $2.30 \text{ m}^3 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 5,500 \text{ Kg}$.

Carga Viva : $171.60 \text{ m}^2 \times 25 \text{ Kg/m}^2 = 4,290 \text{ Kg}$.

Luego, Peso Total Segundo Nivel : $117,010 \text{ Kg}$.

Masa Segundo Nivel : $\frac{117,010}{9.81} = 11,950 \frac{\text{Kg}}{\text{m/seg}^2}$

1er Nivel

Aligerado : $7.5 \times 18.70 = 1.40 \text{ m}^2$

$2.9 \times 5.60 = 16.25 \text{ m}^2$

$156.25 \text{ m}^2 \times 420 \text{ Kg/m}^2 = 65,500 \text{ Kg}$.

Muros : a) Cabeza

Eje G : $3.95 \times 2.8 \times 400 = 4,420 \text{ Kg}$.

Ejes A,C,E,G : $5.6 \times 2.8 \times 4 \times 400 = 25,100 \text{ Kg}$.

Eje B : $5.6 \times 1.4 \times 400 = 3,135 \text{ Kg}$.

Eje 1 : $3.0 \times 1.5 \times 400 = 1,800 \text{ Kg}$.

b) Soga

Eje D : $5.6 \times 1.4 \times 250 = 1,960 \text{ Kg}$.

Eje 2 : $3.90 \times 1.5 \times 250 = 1,460 \text{ Kg}$.

Total de Muros: $37,875 \text{ Kg}$.

Alféizeres: Eje 1 : $21.60 \times 1.00 \times 250 = 5,400 \text{ Kg}$.

Eje 2 : $18.60 \times 2.10 \times 250 = 9,750 \text{ Kg}$.

$15,150 \text{ Kg}$.

Parapeto : $22.0 \times 1.0 \times 250 = 5,500 \text{ Kg}$.

Vigas : Ejes D,F : $.25 \times .60 \times 5.6 \times 2 = 1.60 \text{ m}^3$.

Ejes A,B,C,D,E,F : $.25 \times .60 \times 2.00 \times 6 = 1.80 \text{ m}^3$

Ejes A,B,C,E,G : $.25 \times .40 \times 5.80 \times 5 = 2.90 \text{ m}^3$.

Eje G : $.25 \times .40 \times 3.95 = 0.40 \text{ m}^3$.

Eje 1 : $.60 \times .20 \times 21.60 = 2.60 \text{ m}^3$.

Eje 2 : $.40 \times .20 \times 21.60 = 1.70 \text{ m}^3$.

Total de Vigas : $11.0 \text{ m}^3 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 26,400 \text{ Kg}$.

Columnas : $.25 \times .25 \times 3.20 \times 9 = 1.80 \text{ m}^3$.

$.25 \times .40 \times 3.20 \times 6 = 1.90 \text{ m}^3$.

Total de Columnas: $3.70 \text{ m}^3 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 8,900 \text{ Kg}$.

Escalera :

Losa : $1.90 \times 4.2 \times 0.1 = 0.80 \text{ m}^3$.

1 : $.12 \times .30 = 0.036$

2 : $.25 \times .17/2 = 0.020$

$\frac{0.036 + 0.020}{2.10} \times 4 = 0.47 \text{ m}^3$.

Total de Escalera : $1.27 \text{ m}^3 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 3,050 \text{ Kg}$.

Carga Viva : $156.25 \text{ m}^2 \times 75 \text{ Kg/m}^2 = 11,700 \text{ Kg}$.

Luego, Peso Total del Primer Nivel : $174,070 \text{ Kg}$.

Masa Primer Nivel : $\frac{174,070}{9.81} = 17,750 \frac{\text{Kg}}{\text{m/seg}^2}$

Luego:

Masa Segundo Nivel : $11,950 \text{ Kg/m/seg}^2$

Masa Primer Nivel : $17,750 \text{ "}$

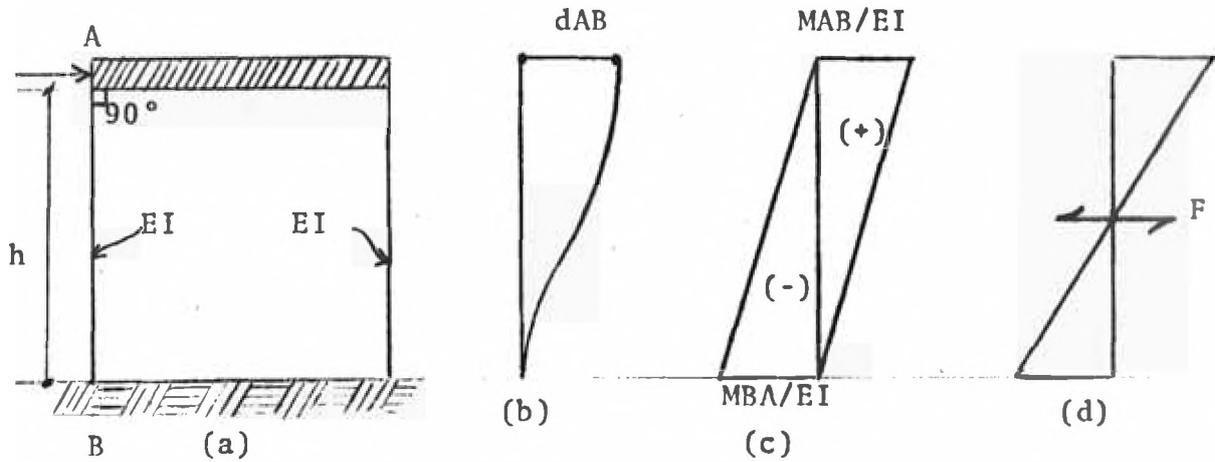
Cálculo de Rigideces

El cálculo de rigideces se hará en los dos sentidos principales "X" e "Y", teniéndose en cuenta la rigidez tanto de las columnas como de los muros portantes confinados.

a) Columnas:

Se hallará la rigidez de las columnas en base al modo cortante por ser el más crítico en el comportamiento de las columnas ante un sismo.

Para la deducción del valor "K" (Constante de Rigidez) tanto en la dirección "X" como en la dirección "Y" se hará uso del siguiente modelo.



Cuando esta estructura vibra en el modo cortante, la losa vibra paralela al piso y los empotramientos de las columnas en el piso y en la losa permanecen en ángulo recto.

Supongamos que la estructura vibra a lo largo del eje "X" tenemos que I representa la suma de las inercias de las secciones de las columnas en la dirección "Y" donde "h" es la altura libre de las columnas y "E" es el módulo de elasticidad del material.

Para calcular la deflexión d_{AB} haré uso del método de "Area de Momentos"

$$d_{AB} = \frac{M_{AB}}{EI} \times \frac{h}{2} \times \frac{2}{3} h - \frac{M_{BA}}{EI} \times \frac{h}{2} \times \frac{1}{3} h$$

Si el punto de inflexión se produce en el punto medio de la columna es decir a $h/2$:

$$M_{AB} = M_{BA}$$

Luego:

$$d_{AB} = \frac{1}{6} \times \frac{M_{AB} \times h^2}{EI} \dots \dots \dots (1)$$

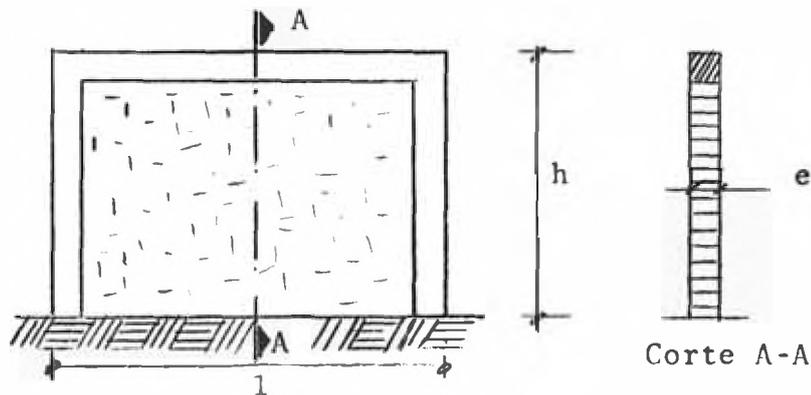
También:

$$M_{AB} = \frac{F \times h}{2} \dots \dots \dots (2)$$

Reemplazando (2) en (1) :

Luego : $h = h' + 0.3$

Se presenta también en este sentido, muros de ladrillo en marcados por columnas y viga, lo cual le dá un comportamiento al muro, de una pared de bastante rigidez.



a) Rigidez de Columnas:

En la expresión deducida anteriormente tenemos:

$$E = W^{1.5} \times 4,300 \sqrt{f'c}$$

Siendo : $W = 2.4 \text{ ton/m}^3$

$$f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2.4^{1.5} \times 4,300 \sqrt{140} = 189,000 \text{ Kg/cm}^2$$

También : $I = bh^3/12$

En base a estos datos se ha confeccionado la siguiente tabla de valores para determinar la rigidez de las columnas tanto del segundo como primer nivel en la dirección considerada:

$$\text{Siendo : } K \text{ col.} = \frac{12 EI}{h^3} = \frac{12 \times 189,000 I}{h^3}$$

$$\text{Luego : } K \text{ col.} = \frac{2.27 \times 10^6 \times I}{h^3}$$

$$d_{AB} = \frac{1}{6} \times \frac{h^2}{EI} \times \frac{F \times h}{2}$$

De donde: $\frac{F}{d} = \frac{12EI}{h^3}$

Pero : $F / d = K$

Luego: $K = \frac{12 EI}{h^3}$

b) Muros:

Mutto establece la siguiente fórmula para el cálculo de rigidez de muros:

$$K_{\text{muro}} = \frac{1}{\underbrace{\frac{h^3}{3EI}}_{\text{Flexión}} + \underbrace{\frac{1.2 h}{AG}}_{\text{Corte}}}$$

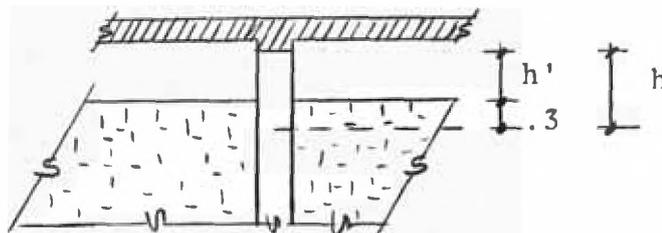
Establece además que para muros rectangulares se puede asumir $G = 0.4 E$, siendo $A = e \times l$

Luego :

$$K_{\text{muro}} = \frac{Ee}{4 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l}\right)}$$

Sentido "X"

En este sentido se presenta el caso de columnas cortas a lo largo de uno de los ejes: Para efecto del cálculo de altura de las columnas consideraré la altura libre de la columna incrementada en 30 cms. por efecto de que el empotramiento que dan los alféizeres a las columnas pueden considerarse realmente como tal aproximadamente a esta profundidad por debajo del límite superior del muro, tal como se muestra en la figura siguiente:



Columnas	b (cm)	d (cm)	I (cm ⁴)	h (cm)	h ³ (cm ³)	K (Kg/cm)	N°	E K (kg/cm)
----------	-----------	-----------	-------------------------	-----------	--------------------------------------	--------------	----	----------------

Segundo Nivel

G1, G2	25	25	3.3×10^4	280	2.19×10^7	3,420	2	6,840
B1, D1, F1	40	11	5.2×10^4	185	3.42×10^7	34,500	3	103,500
A1, C1, E1	25	11	3.3×10^4	205	4.2×10^6	17,900	3	53,700
A2, C2, E2	25	11	"	80	5.12×10^5	146,000	3	438,000
B2, D2, F2	40	11	5.2×10^4	80	"	230,000	3	690,000
F3, G3	25	11	3.3×10^4	580	1.95×10^8	384	2	768

Primer Nivel

A2, G1	25	25	3.3×10^4	280	2.19×10^7	3,420	2	6,840
D1, F1	40	25	5.2×10^4	110	1.33×10^6	88,700	2	177,400
C1, E1	25	25	3.3×10^4	130	1.69×10^6	44,300	2	88,600
B2, D2	40	25	5.2×10^4	80	5.12×10^5	230,000	2	460,000
C2, E2	25	25	3.3×10^4	80	"	146,000	2	292,000

K col. 2do Nivel = 1'292,808 Kg/cm

K col. 1er Nivel = 1'024,840 "

b) Rigidez de Muros:

En la expresión deducida anteriormente para la rigidez de muros, se aprecia el valor de "E", el cual no tiene un valor definido por tratarse del ladrillo de arcilla, el cual es un material completamente heterogéneo.

Teniéndose en cuenta lo anotado anteriormente y considerando importante cuantificar la fuerza sísmica que toman estos muros, es que he adoptado un valor para "E" que puede considerarse un valor promedio para este tipo de ladrillo, basándose en ensayos efectuados en Chile por el Ing. Luis Jorquera, el cual determinó valores de E para una serie de ladrillos utilizados en

Chile, es así como establecí cierta similitud entre nuestro ladrillo de arcilla tipo King-Kong con el ladrillo de arcilla tipo rejilla utilizado en Chile en base a dimensiones, resistencia promedio a la compresión y mortero utilizado en la construcción del muro. Es así como después de un análisis cuidadoso asumí el valor de:

$$E = 15,000 \text{ Kg/cm}^2.$$

(Mayor información se tiene en el Apendice B)

Siendo:

$$K_{\text{muro}} = \frac{E e}{4 \left(\frac{h}{I}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{I}\right)}$$

Primer Nivel:

$$\text{Muro Eje 1 : } K_1 = \frac{15,000 \times 25}{4 \left(\frac{320}{250}\right)^3 + 3 \left(\frac{320}{250}\right)} = 30,700 \text{ Kg/cm.}$$

$$\text{Muro Eje 2 : } K_2 = \frac{15,000 \times 15}{4 \left(\frac{320}{440}\right)^3 + 3 \left(\frac{320}{440}\right)} = 60,300 \text{ Kg/cm.}$$

$$K_{\text{muro}} = 91,000 \text{ Kg/cm.}$$

Segundo Nivel:

No hay muros que actúen como placas rígidas en este sentido.

Luego, K total en el sentido X :

$$K_t \text{ 2do Nivel : } 1'292,808 \text{ Kg/cm.}$$

$$K_t \text{ 1er Nivel : } 1'115,840 \text{ "}$$

Sentido "Y":

En este sentido puede apreciarse que la estructuración de la edificación está a base de muros de cabeza confinados por columnas y pórticos de vigas y columnas de concreto.

a) Rigidez de Columnas:

Columnas	b	d	I	h	h ³	Kcol	N°	E K
----------	---	---	---	---	----------------	------	----	-----

Segundo Nivel

B1, B2 D1, D2 F1, F2	25	40	1.33x10 ⁵	260	1.76x10 ⁷	17,200	6	103,200
----------------------------	----	----	----------------------	-----	----------------------	--------	---	---------

Primer Nivel

D1, D2 F1, F2	25	40	1.33x10 ⁵	260	1.76x10 ⁷	17,200	4	68,800
------------------	----	----	----------------------	-----	----------------------	--------	---	--------

b) Rigidez de Muros:

Segundo Nivel : Ejes A,C,E:

$$K = \frac{15,000 \times 25}{4\left(\frac{320}{630}\right)^3 + 3\left(\frac{320}{630}\right)} = 183,500 \text{ Kg/cm.}$$

$$\text{Eje G: } \frac{15,000 \times 25}{4\left(\frac{320}{10.5}\right)^3 + 3\left(\frac{320}{10.5}\right)} = 365,000 \text{ Kg/cm.}$$

Primer Nivel: Ejes A,B,C,E :

$$\frac{15,000 \times 25}{4\left(\frac{320}{630}\right)^3 + 3\left(\frac{320}{630}\right)} = 183,500 \text{ Kg/cm.}$$

$$\text{Eje G : } \frac{15,000 \times 29}{4\left(\frac{320}{10.5}\right)^3 + 3\left(\frac{320}{10.5}\right)} = 365,000 \text{ Kg/cm.}$$

Luego : K muro Segundo Nivel = 915,000 Kg/cm.

" Primer Nivel = 1'097,000 "

Luego : K_t 2do Nivel = 1'017,000 Kg/cm.

K_t 1er Nivel = 1'165,800 "

Cálculo de Frecuencias y Formas de Modo:

Uno de los ejemplos clásicos de estructuras de varios grados de libertad es el edificio cuyos entrepisos se deforman por cortante, es decir que los pisos no rotan y se trasladan horizontalmente.

Para obtener el "Edificio Cortante" se asumen las siguientes hipótesis:

a) Las masas se concentran al nivel de cada piso. Si se analiza un edificio se podrá observar que el mayor porcentaje de su peso constituido por las losas, vigas y pisos terminados, se concentran al nivel del piso y las paredes de partición y cargas vivas reaccionan por freno al mismo nivel cuando actúan sus fuerzas de inercia originado por la vibración horizontal de la estructura.

Los elementos cuyas fuerzas horizontales de inercia actúan a todo lo alto, son los verticales continuos como las columnas y placas, pero el peso de estos elementos es un porcentaje pequeño del peso total de la edificación, por lo que esta hipótesis introduce poco error.

Esta suposición permite reducir una edificación que tiene infinitos grados de libertad en una estructura que tiene tantos grados como pisos tiene el edificio. Esta hipótesis generalmente se usa en todos los casos de idealización de edificios.

b) El sistema de losas y vigas es muy rígido en comparación con la rigidez de 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.

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

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

Para facilitar el planteo de las ecuaciones, el edificio se considera en términos de un sólo pórtico de una crujía, donde la rigidez de las dos columnas es equivalente a la rigidez de todas las columnas del entrepiso y las masas concentradas es igual a la masa total del piso más el peso del medio entrepiso superior adyacente y el peso del medio entrepiso inmediato inferior.

Notación:

- $i = 1, 2 \dots i, \dots n$ pisos del edificio
- M_i = Masa del piso "i"
- F_i = Fuerza horizontal aplicada en el piso "i"
- V_i = Fuerza cortante en el entrepiso "i"
- X_i = Desplazamiento lateral del piso "i"
- K_i = Constante de rigidez del entrepiso "i"

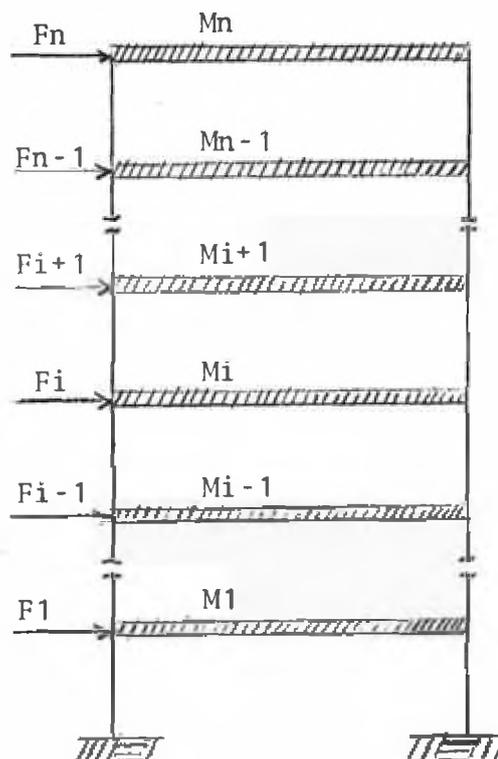
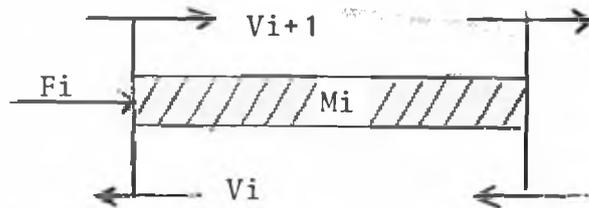
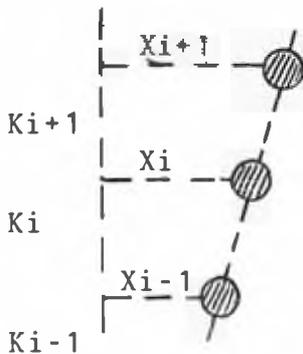


Diagrama de cuerpo libre de la masa M_i



Las fuerzas que actúan sobre la masa M_i serán la fuerza F_i y las cortantes que le transmiten las columnas superiores e inferiores:



$$V_{i+1} = K_{i+1} (X_{i+1} - X_i) \dots \dots (1)$$

$$V_i = K_i (X_i - X_{i-1}) \dots \dots (2)$$

Por equilibrio de fuerzas de la masa M_i (Recordemos que $F = m\ddot{x}$)

$$(V_{i+1} + F_i) - V_i = M_i \ddot{X}_i \dots \dots (3)$$

Reemplazando (1) y (2) en (3) se obtiene

$$M_i \ddot{X}_i - K_{i+1} X_{i+1} - (K_{i+1} + K_i) X_i - K_i X_{i-1} = F_i \dots \dots (4)$$

Como se desea determinar las características de la estructura y estas son independientes del tipo de excitación, podemos hacer: $F_i = 0$

Para obtener el sistema de ecuaciones que rigen las vibraciones de todas las masas, en nuestro caso tenemos $n = 2$ ecuaciones, hacemos:

$$i = 1 \quad M_1 \ddot{X}_1 - K_2 X_2 + (K_2 + K_1) X_1 = 0 \dots \dots (5)$$

$$i = 2 \quad M_2 \ddot{X}_2 - K_3 X_3 + (K_3 + K_2) X_2 - K_2 X_1 = 0$$

En esta última ecuación: $K_3 = X_3 = 0$

$$\text{Luego: } M_2 \ddot{X}_2 + K_2 X_2 - K_2 X_1 = 0 \dots \dots (6)$$

En (5) y (6) supongamos la solución:

$$X_i = A_i \text{ Sen } \omega t \dots \dots \dots (7)$$

Luego:

$$X_i = A_i \omega \text{ Cos } \omega t$$

$$\overset{\circ\circ}{X_i} = -A_i \omega^2 \text{ Sen } \omega t \dots \dots \dots (8)$$

Reemplazando (7) y (8) en (5) y (6) y cancelando Sen ωt por ser factor común en todos los términos:

$$- M_1 \omega^2 A_1 - K_2 A_2 + (K_2 + K_1) A_1 = 0 \dots \dots \dots (9)$$

$$- M_2 \omega^2 A_2 + K_2 A_2 - K_2 A_1 = 0 \dots \dots \dots (10)$$

Escribiendo las expresiones (9) y (10) en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} [(K_1 + K_2) - \omega^2 M_1] & - K_2 \\ - K_2 & [K_2 - \omega^2 M_2] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \end{bmatrix} = 0$$

Puesto que A_1 y A_2 son diferentes a cero ($\neq 0$) tenemos:

$$\begin{bmatrix} [(K_1 + K_2) - \omega^2 M_1] & - K_2 \\ - K_2 & [K_2 - \omega^2 M_2] \end{bmatrix} = 0$$

$$\text{Luego: } [(K_1 + K_2) - \omega^2 M_1] [K_2 - \omega^2 M_2] - K_2^2 = 0$$

$$(K_1 + K_2) K_2 - \omega^2 M_1 K_2 - \omega^2 M_2 (K_1 + K_2) + \omega^4 M_1 M_2 - K_2^2 = 0$$

Llamando $\omega^2 = p$

$$K_1 K_2 + K_2^2 - M_1 K_2 p - (K_1 + K_2) M_2 p + p^2 M_1 M_2 - K_2^2 = 0$$

Ordenando la ecuación:

$$M_1 M_2 p^2 + [K_1 M_2 + (M_1 + M_2) K_2] p + K_1 K_2 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$p = \frac{r \pm \sqrt{r^2 - 4 K_1 K_2 M_1 M_2}}{2 M_1 M_2} \dots \dots \dots (11)$$

Siendo $r = K_1 M_2 + (M_1 + M_2) K_2$

Para el cálculo de la forma del modo, en 9 y 10 y haciendo uso de la segunda ecuación:

$$- M2 w^2 A2 + K2 A2 - K2 A1 = 0$$

Despejando A1:

$$A1 = \frac{(K2 - w^2 M2) A2}{K2} \dots \dots (12)$$

Sentido X:

a) Cálculo de las Frecuencias.-

Siendo: $K1 = 1,115.84 \text{ Ton/cm.}$

$K2 = 1,292.80 \quad "$

$M1 = 0.1775 \quad \text{Ton/cm/seg}^2$

$M2 = 0.1195 \quad "$

$$K1M2 + (M1 + M2) K2 = 1,115.84 \times 0.1195 + 0.297 \times 1,292.80 = 133 + 383 = 516$$

$$M1M2 = 0.1775 \times 0.1195 = 0.0212$$

$$4K1K2M1M2 = 4 \times 1,115.84 \times 1,292.80 \times 0.0212 = 122,500$$

Reemplazando valores en (11):

$$p = \frac{516 \pm \sqrt{266,000 - 122,500}}{0.0424} = \frac{516 \pm 379}{0.0424}$$

Luego: $p2 = w_2^2 = \frac{516 + 379}{0.0424} = 21,100 \text{ seg}^{-2}$

$$p1 = w_1^2 = \frac{516 - 379}{0.0424} = 3,230 \quad "$$

Luego: $w_1^2 = 3,230 \text{ seg}^{-2}$

$$w_2^2 = 21,100 \quad "$$

b) Formas de Modo.-

Siendo $A2 = 1$ en la ecuación (10)

- Para $w_1^2 = 3,230 \text{ seg}^{-2}$

$$A1 = \frac{(1,115.84 - 3,230 \times 0.1195) \times 1}{1,115.84} = 0.654$$

- Para $w_2^2 = 21,100 \text{ seg}^{-2}$

$$A_1 = \frac{(1,115.84 - 21,100 \times 0.1195) \times 1}{1,115.84} = - 1.26$$

Sentido Y:

a) Cálculo de Frecuencias.-

$$\begin{aligned} \text{Siendo: } K_1 &= 1,165.8 \text{ Ton/cm.} \\ K_2 &= 1,017.2 \text{ " } \\ M_1 &= 0.1775 \text{ Ton/cm/seg}^2 \\ M_2 &= 0.1195 \text{ " } \end{aligned}$$

Luego:

$$\begin{aligned} K_1 M_2 + (M_1 + M_2) K_2 &= 1,165.8 \times 0.1195 + 0.297 \times 1,017.2 = \\ &= 139 + 302 = 441 \end{aligned}$$

$$M_1 M_2 = 0.1775 \times 0.1195 = 0.0212$$

$$4 K_1 K_2 M_1 M_2 = 4 \times 1,165.8 \times 1,017.2 \times 0.0212 = 100,000$$

Reemplazando valores en la ecuación (11)

$$p = \frac{440 \pm \sqrt{194,000 - 100,000}}{0.0424} = \frac{440 \pm 307}{0.0424}$$

Luego:

$$p_2 = w_2^2 = \frac{440 + 307}{0.0424} = 17,620 \text{ seg}^{-2}$$

$$p_1 = w_1^2 = \frac{440 - 307}{0.0424} = 3,140 \text{ "}$$

Luego:

$$w_1^2 = 3,140 \text{ seg}^{-2}$$

$$w_2^2 = 17,620 \text{ "}$$

b) Formas de Modo.-

Siendo $A_2 = 1$ en la ecuación (12)

$$\text{- Para } w_1^2 = 3,140 \text{ seg}^{-2}$$

$$A_1 = \frac{(1,017.2 - 3,140 \times 0.1195) \times 1}{1,017.2} = - 0.63$$

$$\text{- Para } w_2^2 = 17,620 \text{ seg}^{-2} \text{ se obtiene } A_1 = -1.08$$

Cálculo de los Desplazamientos y Cortante de Entrepiso.-

a) Desplazamiento:

Tenemos el desplazamiento relativo entre las masas para cada forma de modo, estos están representados por los valores de A1 y A2.

El período es determinado para cada frecuencia de acuerdo a:

$$T = \frac{2 \pi}{w_j}$$

Siendo: w_j = Frecuencia para cada forma de modo.

Tanto el cálculo de los desplazamientos como la determinación de la cortante lo hará utilizando el espectro de aceleración que proporciona las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico por no disponerse de espectro local para la zona en estudio.

Luego: $a_j = \frac{0.05}{\sqrt[3]{t_j}}$

De acuerdo a ello tenemos: $\phi_j = \frac{a_j}{w_j^2} g$

Siendo ϕ_j = Coeficiente sísmico de la zona

Luego tenemos:

$$C_j = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{ij}}{\sum_{i=1}^n M_i X_{ij}^2} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i X_{ij}}{\sum_{i=1}^n W_i X_{ij}^2}$$

Donde: C_j = Factor de participación de cada modo
 X_{ij} = Desplazamiento relativo entre las masas.

Luego: $X_{ij} = \phi_j C_j X_{ij} \dots \dots (1)$

En la expresión (1) afectando estos valores por los factores sísmicos que especifica el R.P.D.A.

$$X_{ij}^1 = UK \phi_j C_j X_{ij}$$

Siendo: U = Coeficiente que depende del uso de la edificación y del índice sísmico de la región.

K = Es un factor de modificación, en el que se tiene en cuenta la respuesta de una estructura a una excitación sísmica de acuerdo a su capacidad de absorción de energía.

(En el Apéndice D se da un resumen de los valores que puede tomarse para los diferentes coeficientes sísmicos que señala el Reglamento Peruano de Diseño Antisísmico).

La edificación que se está estudiando corresponde a un edificio tipo c (Edificio Público) y está situada en la región clasificada como 2, luego: U = 1.0

El factor K lo tomaré igual a 1.33, considerando que se trata de una estructura tipo P, puesto que el corte lo toman elementos rígidos en un sentido (muros de ladrillo en el sentido Y) y elementos rigidizados por otros considerados inicialmente como no estructurales (columnas cortas), luego se justifica la elección del valor 1.33 como coeficiente K.

Luego: $X_{ij}^1 = 1.00 \times 1.33 \times \phi_j C_j X_{ij}$

$$X_{ij}^1 = 1.33 \times \phi_j C_j X_{ij}$$

b) Cortante:

Se determina de acuerdo a: $V_{ij} = K_i \Delta X_{ij}^1$

Luego, el cortante total del entrepiso se obtiene por la siguiente relación en la que se considera el cortante que produce cada forma de modo:

$$V_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n V_{ij}^2}$$

Sentido X:

Modo	Nivel	X	X ²	w ²	w	T	T ^{1/3}	A	a/w ²
1	1er	0.654	0.430	3,230	56.9	0.110	0.479	0.105	-5
	2do	1.000	1.000						3.23x10
2	1er	-1.260	1.58	21,100	145.2	0.0432	0.756	0.0661	-6
	2do	1.000	1.00						3.12x10

φ	W	WX	WX ²	C	X ¹	K	ΔX ¹	V	V ²
0.0316	174.07	114.0	75	1.2	0.0330	1,115.8	0.0330	36.8	1,350
	177.01	117.01	117.01		0.0505	1,292.8	0.0175	22.6	510
0.003	174.07	-211.0	254	-0.253	0.0012	1,115.8	0.0012	1.34	1.8
	117.01	117.01	117.01		-0.0010	1,292.8	-0.0022	2.75	7.6

Luego: $V_1 = \sqrt{1,350 + 1.8} = 36.8 \text{ Ton.}$

$V_2 = \sqrt{510 + 7.6} = 22.7 \text{ Ton.}$

Sentido Y:

Modo	Nivel	X	X ²	w ²	w	T	T ^{1/3}	A	a/w ²
1	1er	0.63	0.40	3,140	56	0.112	0.482	0.104	-5
	2do	1.00	1.00						3.3x10
2	1er	-1.08	1.16	17,620	133	0.0472	0.779	0.0642	-6
	2do	1.00	1.00						3.6 x10

ϕ	W	WX	WX ²	C	X ¹	K	ΔX^1	V	V ²
0.0325	174.07	110	69.6	1.217	0.032	1,165.8	0.032	37.3	1,390
	117.01	117.01	117.01		0.053	1,017.2	0.021	20.4	456
0.0036	174.07	-188	202	-0.223	0.0011	1,165.8	0.0011	1.28	1.64
	117.01	117.01	117.01		-0.0011	1,017.2	0.0022	2.24	5.0

Luego: $V_1 = \sqrt{1,390 + 1.64} = 37.3 \text{ Ton.}$

$V_2 = \sqrt{456 + 5} = 20.5 \text{ Ton.}$

Análisis Estático.-

Quando se aborda el análisis vibratorio de estructuras elásticas de varios pisos, las ecuaciones que se plantean expresan proporcionalidad entre las deformaciones y las fuerzas de reacción que dichas deformaciones generan en la referida estructura; ésto es, que se supone que se cumpla la ley de Hooke en los materiales.

Los edificios calculados contra terremotos, cuando son sometidos a sismos moderados, digamos de grado 6 y aún de grado 7, de la escala Mercalli Modificada, no experimentan en sus materiales resistentes, por lo general fatigas que sobrepasen el límite de elasticidad y, en consecuencia, la supuesta proporcionalidad se cumple. Pero cuando la intensidad del terremoto es mayor, se acepta que dicho límite sea sobrepasado y las fatigas entren en la zona de plasticidad, tanto más cuanto más intenso sea el movimiento. Aún más, si el terremoto es muy violento, resulta prácticamente imposible impedir que en algunas partes se alcance el límite de ruptura y se formen pequeñas grietas que exijan gastos de reparación. Se trata, eso sí,

que en el evento de un terremoto catastrófico, no se produzcan destrucciones de tal magnitud que obliguen a incurrir en gastos de reparación.

De acuerdo con lo anterior, cuando se proyecta un edificio en zona sísmica se supone que, si se produce un gran terremoto, los límites de elasticidad pueden ser sobrepasados y las ecuaciones del análisis dinámico no se van a cumplir.

Puesto que el análisis dinámico planteado anteriormente, en este caso no tiene validez no queda otro camino que recurrir a conceptos más empíricos.

Blume, Newmarky Corner, sostienen que cuando se sobrepasa el límite de elasticidad en los pisos bajos de un edificio de muchos pisos, el movimiento se asemeja al que se produciría si se tratara de un sistema simple vibratorio, ésto es, con un solo modo de vibrar.

A continuación se efectuará el análisis estático de la edificación de acuerdo a las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

En las N.P.D.A. se contempla en el Art. 7, acápite 7.06, una expresión que determina la fuerza sísmica mínima que se debe aplicar a construcciones con paredes portantes de ladrillo.

$$H = UC, P$$

Siendo $U = 1.00$

$C, = 0.16$ (Ver apéndice D, tabla 2)

$P = W_1 + W_2 = 174.07 + 117.01 = 291.08$ ton.

Luego : $H = 1 \times 0.16 \times 291.08 = 46.6$ ton.

A manera de comparación haré el cálculo de la fuerza sísmica de acuerdo a la expresión que plantea el reglamento Peruano de D.A., para una serie de edificaciones definidas en dicho reglamento; en nuestro caso podríamos asemejar la estructura a una edificación tipo "P", en la cual se considera que las cargas verticales y horizontales se toman con muros de corte y otros elementos rígidos.

$$\text{Luego : } H = U K C P$$

Donde :

$$U = 1.00$$

$$K = 1.33$$

$$P = 291.08 \text{ ton.}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{Siendo } T = 0.05 \frac{h}{\sqrt{D}}$$

$$\text{En el sentido X : } h = 6.40$$

$$D = 23.60 \text{ m.}$$

$$\text{Luego } T = 0.05 \times \frac{6.40}{\sqrt{23.60}} = 0.0658 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.0658}} = 0.124$$

$$H_x = 1.00 \times 1.33 \times 0.124 \times 291.08 = 48 \text{ ton.}$$

$$\text{En el sentido Y : } h = 6.40$$

$$D = 8.5 \text{ m.}$$

$$\text{Luego } T = 0.05 \times \frac{6.40}{\sqrt{8.5}} = 0.103 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.103}} = 0.107$$

$$H_y = 1.00 \times 1.33 \times 0.107 \times 291.08 = 41.4 \text{ ton.}$$

Por lo tanto en este tipo de edificación resulta más convincente aplicar el primer criterio de cálculo estático es decir $H = UC,P$ por estar del lado de la seguridad, en el cálculo de la estructura a pesar de haberse determinado un valor mayor en el sentido X por el segundo criterio, pero hay que tener en cuenta que se ha tomado un valor de $K = 1.33$ lo cual es bastante elevado y podría haberse considerado un valor menor dadas las características de la estructura, luego se tiene:

$$H = 46.6 \text{ ton. (en ambas direcciones)}$$

Según las N.P.D.A., la fuerza cortante total en la base será distribuida a lo alto del edificio de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_i = 0.95 H \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad (1)$$

El 5% restante de H, se considerará concentrada en la parte alta del edificio:

$$\text{En (1): } \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} = \% H'$$

$$\text{Siendo } H' = 0.95 H$$

$$H' = 0.95 \times 46.6 = 44.3 \text{ ton.}$$

$$\text{Luego } H - H' = 46.6 - 44.3 = 2.3 \text{ ton. (Concentrado en el segundo nivel).}$$

$$\text{Se tendrá: } V_2 = F_2$$

$$V_1 = F_2 + F_1$$

La fuerza cortante de entrepiso será la misma en ambos sentidos:

Nivel	W	h	Wh	%H'	H'	F	V
2	117.01	6.4	749	0.574	44.3	25.4+2.3	27.7
1	174.07	3.2	557	0.426	44.3	18.9	46.6
$\Sigma =$	291.08		1306	1.000			

Puesto que los resultados del análisis estático superan a los obtenidos mediante el análisis dinámico, los N.P.D.A. permiten utilizar los resultados del análisis dinámico siempre que no sean menores que el 80% de los resultados obtenidos por el análisis estático.

Nivel	Análisis Dinámico		Análisis Estático	
	Eje X	Eje Y	V	0.8 V
2	22.7	20.5	27.7	22.2
1	36.8	37.3	46.6	37.3

Siendo los resultados parecidos utilizaré los resultados del análisis estático, siendo la fuerza sísmica en cada nivel igual en ambas direcciones:

Luego H 2do Nivel = 22.2 ton.
 H 1er Nivel = 37.3 "

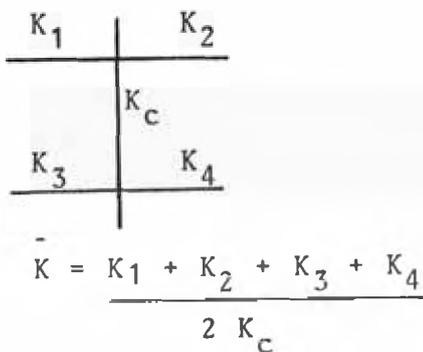
Distribución de la Cortante de Entrepiso.-

Se hará la distribución de la fuerza cortante en ambos sentidos de acuerdo al método Muto, para lo cual será necesario calcular los factores de distribución:

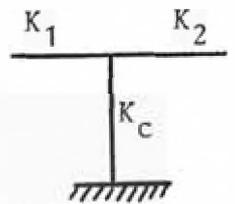
a) Sentido Y

Cálculo de D cols:

Se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:



$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_c}$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

en ambos casos: $D = a K_c$

Cols.	#	Ic	Kc	$\sum K_v$	$2K_c \text{ ó } K_c$	\bar{K}	a	D
<u>Segundo Nivel</u>								
Eje 1: B, D, F Eje 2: B, D	5	13.33	.44	1.50	.88	1.70	.46	.20
F : 2	1	"	"	2.57	.88	2.91	.59	.26
<u>Primer Nivel</u>								
Eje 1: D, F Eje 2: D, F	4	13.33	.44	.75	.44	1.70	.60	.25

D cols. 2do piso = 1.26

D col . 1er piso = 1.00

Cálculo de D muros:

Pasos a seguir:

- Se supone un corte actuante en cada nivel del muro.
- Se calcula las deformaciones del muro por corte y flexión (no se considerará deformación por rotación de la fundación)
- Se determina el valor de "D" de cada muro, de acuerdo a la relación.

$$D = \frac{V \text{ asumido}}{\text{Deformación total}}$$

- Se hará una nueva distribución del corte de entrepiso y se debe chequear que los nuevos valores de "V" coincidan con los asumidos, en caso contrario se efectuará un nuevo ciclo con estos últimos valores.

Consideraciones Generales:

a) Deformación por Corte:

Muto establece $\delta_{sn} = \frac{R V_n h_n}{GA_{wn}}$ *B*

Donde: R = Coeficiente de forma que varía de 1 a 1.5 (en nuestro caso R = 1)

V_n = Fuerza cortante en el piso n

h_n = Altura del piso n

G = Módulo elástico al corte.

A_{wn} = Area de la sección en el piso considerado n

β = Coeficiente de deformación plástica sería de 1 a 10
(en nuestro caso β = 1.0)

Estableciendo una unidad común : $\frac{h^2_n}{12EK_o}$ para deformaciones se obtiene:

$$\delta_{sn} = \frac{RV_n}{A_{wn}} = \Delta_{sn} \quad \frac{E}{G} = 2.3$$

Luego:

$$\delta_{sn} = \frac{\Delta_{sn} \times 27.6 K_o}{h_n}$$

Puesto que en este caso tenemos módulos de elasticidad diferentes:

E concreto = 189.000 Kg/cm²

E muro ladrillo = 15,000 Kg/cm²

Aproximadamente E_c = 10 m.e.

Luego para mantener una unidad común con las columnas de concreto, la deformación por corte debe ser afectada por esta relación de 10:

$$S_{sn} = \frac{\Delta_{sn} \times 27.6 K_o}{h_n} \times 10$$

K_o = 1 dm³

$$S_{sn} = \Delta_{sn} \times \frac{276}{h_n}$$

b) Deformación por flexión:

Muto establece $S_{bn} = 4 \Delta_{bn} \times \frac{3}{h_n}$

Donde :
$$\Delta_{bn} = \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_{wi}} \right) + \frac{1}{2} \times \frac{M_n}{K_{wn}}$$

De igual forma debemos afectar esta deformación por la relación

$$\frac{E_c}{E_{m.l.}} = 10$$

$$S_{bn} = 4 \Delta_{bn} \times \frac{30}{h_n}$$

Muros A,C,E :

a) Deformación por Corte:

Nivel	Vn	Awn	Δsn	hn	276/hn	Ssn
2do	4	157.5	.025	30	9.20	.230
1er	7	"	.044	30	9.20	.405

b) Deformación por flexión:

Nivel	Vnxhn	Mn	2Mn	Kn*	2Mn/Kn	4Δbn	30/hn	Sbn
2do	120	120	120	1736.44	.069	.587	1.0	.587
1er	210	330	450	"	.259	.259	1.0	.259

$$* Kn = \frac{I}{h} = \frac{b \cdot l^3}{12 \cdot h}$$

Cálculo de D:

Nivel	V	Ssn	Sbn	Swn	D
2do	4	.230	.587	.817	4.90
2do	7	.405	.259	.664	10.55

Muro B:

a) Deformación por Corte:

$$V_n = 4 \longrightarrow \Delta_{sn} = \frac{4}{157.5} = .025$$

$$S_{sn} = .025 \times 9.20 = .230$$

b) Deformación por Flexión:

$$\frac{2Mn}{Kn} = \frac{120}{1736.44} = .069 \rightarrow Sbn = .069 \times 1.0 = .069$$

$$D = \frac{4}{.230 + .069} = 13.40$$

Muro G

a) Deformación por Corte:

Nivel	Vn	Awn	Δsn	hn	276/hn	Ssn
2do	6	262	.023	30	9.20	.212
1er	15	262	.057	30	9.20	.524

b) Deformación por Flexión:

Nivel	Vnxhn	Mn	2Mn	Kn	2Mn/Kn	4Abn	30/hn	Sbn
2do	180	180	180	8039.06	.02	.22	1.0	.220
1er	450	630	810	"	.10	.10	1.0	.100

Cálculo de D:

Nivel	V	Ssn	Sbn	Swn	D
2do	6	.212	.220	.432	13.99
1er	15	.524	.100	.624	24.00

Distribución del Corte en el Sentido Y:

Nivel	Dcol.	DA,C,E	Db	Dg	Σ D	Vtot.	Vcol.	VA,C,E	Vb	Vg
2do	1.26	4.90	-	13.99	29.85	22.2	0.9	3.6	-	10.4
1er	1.00	10.55	13.40	24.00	70.05	37.3	0.8	5.6	7.1	12.7

Segundo Ciclo:

Muros A, C, E:

a) Deformación por Corte

Nivel	Vn	Awn	Δ_{sn}	hn	276/hn	Ssn
2	3.6	157.5	.023	30	9.20	.212
1	5.6	157.5	.036	30	9.20	.327

b) Deformación por Flexión:

Nivel	Vnxhn	Mn	2Mn	Kn	2Mn/Kn	4 Δ_{bn}	30/hn	Sbn
2do	108	108	108	1736.44	.062	.504	1.0	.504
1er	168	276	384	"	.221	.221	1.0	.221

Cálculo de D:

Nivel	V	Ssn	Sbn	Swn	D
2do	3.6	.212	.504	.716	5.00
1er	5.6	.327	.221	.548	10.20

Muro B

a) Deformación por Corte:

$$V_n = 7.1 \quad \rightarrow \quad \Delta_{sn} = \frac{7.1}{157.5} = .045$$

$$S_{s_n} = .045 \times 9.20 = .414$$

b) Deformación por Flexión: $\frac{2M_n}{K_n} = \frac{213}{1736.44} = .123$

$$S_{b_n} = .123 \times 1.0 = .123$$

$$D = \frac{7.1}{.414 + .123} = \frac{7.1}{.537} = 13.20$$

Muro G

a) Deformación por Corte

Nivel	Vn	Awn	Asn	hn	276/hn	Ssn
2do	10.4	262	.040	30	9.20	.365
1er	12.7	262	.048	30	9.20	.445

b) Deformación por Flexión

Nivel	Vnxhn	Mn	2 Mn	Kn	2Mn/Kn	4Δbn	30/hn	Sbn
2do	312	312	312	8,039.06	.039	.289	1.0	.289
1er	381	693	1005	"	.125	.125	1.0	.125

Cálculo de D

Nivel	V	Ssn	Sbn	Swn	D
2do.	10.4	.365	.289	.654	15.9
1er.	12.7	.445	.125	.570	22.3

Distribución del Corte total en el Sentido Y

Nivel	Dcol	DA,C,E	Db	Dg	D	Vtot.	Vcols	VA,C,E	Vb	Vg
2do	1.26	5.00	-	15.90	32.16	22.2	.9	3.5	-	11.0
1er	1.00	10.20	13.20	22.30	67.10	37.3	.8	5.6	7.3	12.3

Se han obtenido en esta nueva distribución, valores en algunos casos iguales y en otros bastante aproximados a los supuestos inicialmente, por lo que no se seguirá aproximando, utilizándose estos últimos valores en los cálculos subsiguientes.

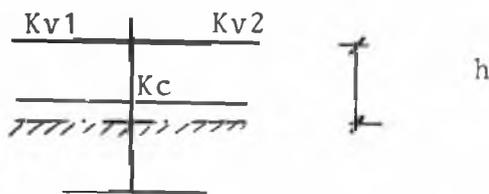
Sentido X

En este sentido se presentan cols. cortas rigidizadas por alfeizares de ventana. El cálculo se hará con esta altura de columna efectiva.

Se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las columnas cortas de ambos niveles, se considerarán empotradas en la base, más no así en el nivel superior donde llegan vigas.
- Se hará las correcciones debidas a diferencia de altura en cada nivel, de acuerdo a la fórmula que plantea Muto.
- Sólo se considerará el efecto rigidizante de los muros laterales a las columnas, no se tomará en cuenta la transmisión de esfuerzos de cols. a muros y viceversa.
- Se hará la distribución del cortante en cada nivel de acuerdo a los factores de distribución así determinados.

Cálculo D cols.



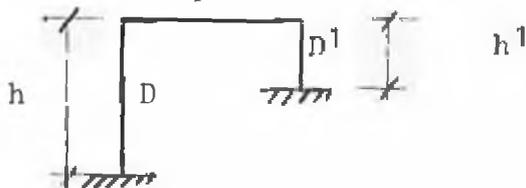
$$h = h \text{ libre} + .20$$

$$\bar{K} = \frac{Kv1 + Kv2}{Kc}$$

$$a = \frac{.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$D = a Kc$$

Corrección por diferencia de altura:



$$D1 = a \left(\frac{h}{h1} \right)^2 Kc1$$

Tomaré en cada nivel como altura de referencia la mayor. Puesto que en ambos casos la mayor altura de columna es la altura de entrepiso, tomaré ésta como altura standard, luego:

$$h \text{ standard} : 30 \text{ dm.}$$

Cols.	#	Ic	h	Kc	Kv	2Kc ó Kc	K	a	D	Dcor.	V
<u>Segundo Nivel</u>											
A1	1	3.26	22.5	.14	.12	.14	.86	.48	.07	.12	.5
BI	1	5.21	"	.23	.24	.23	1.04	.50	.12	.21	.8
C1,E1	2	3.26	"	.14	.20	.14	1.43	.56	.08	.14	.5
D1,F1	2	5.21	"	.23	.20	.23	.87	.48	.11	.19	.7
G1,G2	2	3.26	30	.11	.10	.22	.45	.18	.02	.02	.1
A2	1	"	12.0	.27	.08	.27	.30	.35	.09	.56	2.1
B2	1	5.21	"	.43	.16	.43	.37	.37	.16	1.00	3.8
C2,E2	2	3.26	"	.27	.13	.27	.48	.40	.11	.69	2.6
D2,F2	2	5.21	"	.43	.13	.43	.30	.35	.15	.94	3.6
F3,G3	2	3.26	60	.05	.04	.05	.80	.46	.02	.01	.04
<u>Primer Nivel</u>											
A1,G1	2	3.26	30	.11	.11	.11	1.0	.50	.06	.06	.3
B1	1	5.21	15	.35	.24	.35	.69	.44	.15	.60	3.1
C1,E1	2	3.26	"	.22	.20	.22	.91	.48	.11	.44	2.3
D1,F1	2	5.21	"	.35	.20	.35	.57	.42	.15	.60	3.1
A2,G2	2	3.26	30	.11	.08	.11	.73	.45	.05	.05	.3
B2	1	5.21	12	.43	.16	.43	.37	.37	.16	1.00	5.2
C2,E2	2	3.26	"	.27	.13	.27	.48	.40	.11	.69	3.6
D2,F2	2	5.21	"	.43	.13	.43	.30	.35	.15	.94	4.9

D x 2do. nivel = 5.87

D x 1er. nivel = 7.16

Corrección por Torsión.-

Se supone normalmente que la torsión ocurre cuando el centro de rigidez de los diversos elementos verticales resistentes en un piso no coincide con el centro de gravedad de dichos elementos en planta. La distancia entre los dos llamada excentricidad "e", ocasiona a la aplicación de la fuerza lateral en el centro de masa, un momento torsionante alrededor del centro de rigidez que debe ser resistido en adición y simultáneamente con las fuerzas laterales normales de diseño. La torsión es simplemente una rotación en torno a un eje vertical y constituye por ello un grado adicional de libertad de la estructura.

El Reglamento SEAOC especifica lo siguiente "Deberán tomarse precauciones contra el incremento en cortante, resultante de la torsión accidental debida a una excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces. Se ignoran los cortantes negativos. Además, cuando los elementos verticales resistentes dependen de la acción de diafragma para la distribución del cortante en cualquier nivel, los elementos que resisten el cortante serán capaces de resistir un momento torsionante supuesto equivalente al cortante de piso actuando con una excentricidad de no menos del 5% de la dimensión máxima del edificio en ese nivel". Esta última especificación para una excentricidad accidental, requiere en realidad una cierta previsión para la torsión aún cuando no exista una excentricidad calculada.

El Reglamento Peruano recomienda considerar como excentricidad de diseño la siguiente:

$$e_i = 1.5 e \pm .05 b_x$$

Siendo : e = excentricidad calculada estáticamente

b_x = la mayor dimensión en planta del edificio perpendicular a la dirección que se está analizando.

El coeficiente 1.5 que se aplica a la torsión calculada estáticamente constituye una aproximación razonable a las ampliaciones dinámicas calculadas por Housner y Outinen para edificios de un solo piso. El segundo sumando es la excentricidad accidental debida a las causas ya mencionadas.

Pasos a seguir en el cálculo de la torsión:

- Se calcula el centro de masas de cada nivel de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$X \text{ c.m.} = \frac{\sum P}{\sum P x l_x} \quad Y \text{ c.m.} = \frac{\sum P}{\sum P x l_y}$$

Siendo: $\sum P$: Suma de los pesos de todos los elementos portantes.

$\sum P x l$: Suma del producto del peso de cada elemento, por su distancia a un eje de referencia.

- Se calcula el centro de rigidez de cada nivel:

$$X \text{ c.r.} = \frac{\sum D x}{\sum D x l_y} \quad Y \text{ c.r.} = \frac{\sum D y}{\sum D y l_x}$$

Siendo: $\sum D$: Suma de las rigideces de los elementos resistentes en la dirección que se está analizando.

$\sum D . l$: Suma del producto de la rigidez de cada elemento por su distancia a un eje de referencia.

- Se efectúa el cálculo de las inercias polares:

$$I_x = \sum D_x \cdot \bar{Y}^2 \quad I_y = \sum D_y \cdot \bar{X}^2$$

Siendo: \bar{X} \bar{Y} : Distancia de cada elemento o grupo de elementos resistentes al centro de rigidez.

- Se calculan las excentricidades en cada nivel y en cada dirección de acuerdo a $e_i = 1.5 e + 0.05 b x$

Siendo : e_x : X c.r - X c.m.

e_y : Y c.r - Y c.m.

b_x o b_y : La mayor longitud perpendicular a la dirección que se está analizando.

- Se calcula el factor de amplificación por torsión:

$$\alpha_x = 1 + \frac{\sum D_x \cdot e_y}{I_x + I_y} \bar{Y}$$

$$\alpha_y = 1 + \frac{\sum D_y \cdot e_x}{I_x + I_y} \bar{X}$$



1. Cálculo del centro de masas.-

Primeramente haré el cálculo del peso de cada elemento:

Cols.	A1		B1		C1 , E1		D1 , F1	
	1er	2do	1er	2do	1er	2do	1er	2do
At.	-	-	8.25	8.25	-	-	10.70	10.70
P.p.	.45	.45	.72	.72	.45	.45	.72	.72
V.P.	-	-	.99	.99	-	-	.99	.99
V.S.	.44	.44	.88	.88	1.14	1.14	1.14	1.14
Losa	-	-	2.48	2.48	-	-	3.22	3.22
Tabique	-	-	-	-	-	-	1.93	-
Parapeto	.42	-	.84	-	1.09	-	1.09	-
S/C	-	-	.42	.21	-	-	.54	.27
T. Parcial	1.31	.89	6.33	5.28	2.68	1.59	9.63	6.34
T. Acum.	2.20	.90	11.60	5.30	4.30	1.60	1.60	6.30

Cols.	G1		A2		B2		C2 , E2	
	1er	2do	1er	2do	1er	2do	1er	2do
At.	-	-	3.0	3.0	6.0	14.26	7.80	7.80
p.p.	.45	.45	.45	.45	.72	.72	.45	.45
V.P.			.72	.72	.72	1.71	.72	.72
V.S.	.57	.57	.29	.29	.58	.58	.74	.74
Losa			.90	.90	1.80	4.28	2.34	2.34
Tabique			.86		1.72		1.43	
Parapeto	.55		.98		.84		1.09	
S/C			.15	.08	.30	.36	.39	.20
T. Parcial	1.57	1.02	4.35	2.44	6.68	7.65	7.16	4.45
T. Acum.	2.60	1.0	6.80	2.40	14.30	7.70	11.60	4.50

Cols.	D2 , F2		G2		F3	
	1er	2do	1er	2do	1er	2do
At.	18.52	18.52	-	-	-	3.90
p.p.	.72	.72	.45	.45		.90
V.P.	1.71	1.71				.72
V.S.	.74	.74	.37	.37		.23
Losa	5.56	5.56				1.17
Tabique	3.93		1.11			
Parapeto	1.09					
S/C	.93	.46				.10
T. Parcial	14.68	9.19	1.93	.82		3.12
T. Acum.	23.90	9.20	2.70	.80		3.10

Muros	A		B	C		E		G ₁		G ₂	
	1er	2do	1er	1er	2do	1er	2do	1er	2do	1er	2do
At.	8.25	8.25	16.50	19.0	19.0	21.45	21.45	10.73	10.73	7.80	7.80
p.p.	6.93	3.47	3.47	6.93	3.47	6.93	3.47	6.93	3.47	5.04	2.52
Viga	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	.96	.96
Losa	2.48	2.48	4.95	5.70	5.70	6.44	6.44	3.22	3.22	4.68	2.34
S/c.	.41	.21	.83	.95	.48	1.07	.54	.54	.27	.40	.20
T.P.	11.14	7.48	10.57	14.30	10.97	15.76	11.77	12.01	8.28	11.08	6.02
T.A.	18.60	7.50	10.60	25.90	11.0	27.50	11.80	20.30	8.30	17.10	6.0

Xc.m.:

Nivel		lx	2do		1er	
Elemento			P	P. lx	P	P. lx
Cols. A1, A2		0	3.30	-. -	9.0	-. -
"	B1, B2	3.25	13.0	42.25	25.9	84.18
	C1, C2	6.50	6.1	39.65	15.9	103.35
	D1, D2	10.65	15.5	165.08	39.9	424.94
	E1, E2	14.80	6.1	90.28	15.9	235.32
	F1, F2, F3	18.95	18.6	352.47	39.9	756.11
	G1, G2	23.10	1.8	41.58	5.3	122.43
Muro	A	0	7.5	-. -	18.6	-. -
"	B	3.25	-. -	-. -	10.6	34.45
"	C	6.50	11.0	71.50	25.9	168.35
"	E	14.80	11.8	174.64	27.5	407.0
"	G	23.10	14.3	330.33	37.4	863.94
Σ			109	1307.78	271.8	3200.07
Xc.m.			12.0		11.75	

Yc.m.

Nivel	ly	2do.		1er.	
Elemento		P	P.ly	P	P.ly
Eje 1	0	23.0	-.-	57.0	-.-
Eje muros	3.02	38.6	116.77	102.9	311.27
Eje 2	6.05	38.3	231.72	94.8	573.54
Eje Muro G ₂	8.15	6.0	48.90	17.1	139.37
Eje 3	10.30	3.1	31.93	-.-	-.-
Σ		109	429.32	271.8	1024.18
Yc.m.		3.95		3.75	

2.- Cálculo del Centro de Rigideces.-

Yc.r.

Nivel	lx	2do.		1er	
Elemento		D y	Dy.lx	Dy	Dy.lx
Eje A	0	5.00	-.-	10.20	-.-
" B	3.25	.40	1.3	13.20	42.90
" C	6.50	5.0	32.50	10.20	66.30
" D	10.65	.40	4.26	.50	5.33
" E	14.80	5.0	74.0	10.20	150.96
" F	18.95	.46	8.72	.50	9.48
" G	23.10	15.90	367.29	22.30	515.13
Σ		32.16	488.07	67.10	790.10
Yc.r.		15.15		11.75	

X c.r.

Nivel	1y	2do		1er	
Elemento		Dx	Dx. 1y	Dx	Dx. 1y
Eje 1	0	1.01	-	2.80	-
Eje 2	6.05	4.84	29.28	4.36	26.38
Eje 3	10.30	.02	.21	-	
Σ		5.87	29.49	7.16	26.38
X c.r.		5.0		3.70	

3. Cálculo de las Inercias Polares

Ix.-

Nivel	2do			1er		
Elemento	Dx	Y	Dx. Y ²	Dx	Y	Dx. Y ²
Eje 1	1.01	5.0	25.25	2.80	3.70	38.33
Eje 2	4.84	1.05	5.34	4.36	2.35	24.08
Eje 3	.02	5.30	.56	-	-	-
Ix	31.15			62.41		

Iy.-

Nivel	2do			1er		
Elemento	Dy	X	Dy. X ²	Dy	X	Dy. X ²
Eje A	5.00	15.15	1147.61	10.20	11.71	1408.24
Eje B	.40	11.90	56.64	13.20	8.50	953.70
Eje C	5.00	8.65	374.11	10.20	5.25	281.14
Eje D	.40	4.50	8.10	.50	1.10	.61
Eje E	5.00	.35	.61	10.20	3.05	94.89
Eje F	.46	3.80	6.64	.50	7.20	25.92
Eje G	15.90	7.95	1004.92	22.30	11.35	2872.74
Iy	2,598.63			5,637.24		

4. Cálculo de Excentricidades.-

Sentido X

Niv.	Yc.r.	Yc.m.	e	1.5e	bx	.05by	e1	e2
2do	5.0	3.95	1.05	1.58	10.30	.52	2.10	1.06
1er	3.70	3.75	-.05	.08	"	.52	.44	-.60

Sentido Y

Niv.	Xc.r.	Xc.m.	e	1.5e	by	.05by	e1	e2
2do	15.15	12.0	3.15	4.73	23.35	1.17	5.90	3.56
1er	11.71	11.71	0	0	"	1.17	1.17	-1.17

5. Cálculo de α -

Sentido X

Niv.	Ix	Iy	Ix + Iy	Dx	ey	ϕ	1 + ϕY
2do	31.15	2598.63	2629.78	5.87	2.10	.0047	1+.0047 Y
1er	62.41	5637.24	5699.65	7.16	.60	.0008	1+.0008 Y

Sentido Y

Niv.	Ix	Iy	Ix + Iy	Dy	ex		1 + X
2do	31.15	2598.63	2629.78	32.16	5.90	.0722	1+.0722X
1er	62.41	5637.24	5699.65	67.10	1.17	.0138	1+.0138X

6.- Corrección del Corte.-

Sentido x

Elemento	\bar{y}	α	V	V cor.
<u>Segundo Nivel</u>				
A1, C1, E1	5.0	1.024	.5	.5
B1, D1, F1	"	"	.8	.8
G1	"	"	.1	.1
A2	1.05	1	2.1	2.1
B2, D2, F2	"	"	3.8	3.8
C2, E2	"	"	2.6	2.6
G2	"	"	.1	.1
F3, G3	5.30	"	.04	.04
<u>Primer Nivel</u>				
A1, G1	3.7	1.003	.3	.3
B1, D1, F1	"	"	3.1	3.1
C1, E1	"	"	2.3	2.3
A2, G2	2.35	1.002	.3	.3
B2	"	"	5.2	5.2
C2, E2	"	"	3.6	3.6
D2, F2	"	"	4.9	4.9

Sentido y

Elemento	x	α	V	V cor.
<u>Segundo Nivel</u>				
Muro A	15.15	2.09	3.5	7.3
Cols. B1,B2	11.90	1.86	.15	.3
Muro C	8.65	1.62	3.5	5.7
Cols. D1,D2	4.50	1.32	.15	.2
Muro E	.35	1.03	3.5	3.6
Cols. F1,F2	3.80	1	.2	.2
Muro G	7.95	"	11.0	11.0
<u>Primer Nivel</u>				
Muro A	11.75	1.16	5.6	6.5
" B	8.50	1.12	7.3	8.2
" C	5.25	1.07	5.6	6.0
Cols. D1,D2	1.10	1.02	.2	.2
Muro E	3.05	1.04	5.6	5.8
Cols. F1,F2	7.20	1.10	.2	.2
Muro G	11.35	1.16	12.3	14.3

c) Resistencia de la Estructura a la Fuerza Cortante.-

El Reglamento del ACI-70, en el Capítulo II, correspondiente a Corte y Torsión en su Sección 11.4.3, especifica que v_c , es decir el esfuerzo permisible nominal de corte para elementos de concreto armado no pre-esforzados es igual a:

$$v_c = 0.53 \left(1 + 0.00712 \frac{N_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} \dots \dots (11-6)$$

Sin embargo v_c no excederá a:

$$v_c = 0.928 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + 0.0285 \frac{N_u}{A_g}} \dots \dots (11-7)$$

La cantidad $\frac{N_u}{A_g}$ será expresada en Kg/cm².

Estas fórmulas (11-6) y (11-7) están dadas para elementos sometidos a compresión axial como es el caso de columnas.

El esfuerzo unitario de corte actuante estará dado por:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d}$$

- Siendo: V_u = Corte actuante de diseño
 b = Ancho de la casa en compresión del elemento
 d = Distancia desde la fibra extrema en compresión, al centroide del refuerzo de tracción en cm.
 ϕ = Factor de reducción de capacidad igual a 0.85 para elementos de corte (Sección 9-2)

Cargas de Diseño:

El ACI-70 en el Capítulo 9, en su Sección 9.3 especifica las siguientes capacidades de diseño:

9.3.1.- La capacidad de diseño U proveniente de resistir cargas muertas D y cargas vivas L , serán por lo menos igual a:

$$U = 1.4 D + 1.7 L \dots \dots (9.1)$$

9.3.2.- En el diseño de una estructura o un miembro donde deben considerarse efectos sísmicos, la capacidad de diseño deberá ser:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.87 E) \dots (9-2)$$

$$U = 0.9 D + 1.43 E \dots (9-3)$$

En ningún caso las cargas de diseño con sismo debe ser menor que los obtenidos en la ecuación (9-1)

Ahora bien, en el análisis que estamos efectuando, la influencia del corte producido por las cargas verticales es mínima en los elementos considerados resistentes (muros y columnas), en comparación con los producidos por el sismo, por lo tanto, en la ecuación 9-2 no tomaré en cuenta los factores correspondientes a las cargas verticales, luego:

$$U = 0.75 \times 1.87 E$$

$$U = 1.4 E$$

Cálculo de v_c :

Este valor variará de acuerdo a la fuerza de compresión a que esté sometido el elemento.

Siendo: $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ $\sqrt{f'_c} = 10 \text{ Kg/cm}^2$

$$v_c = 5.3 + 0.0712 \frac{Nu}{Ag} \leq 9.28 \sqrt{1 + 0.0285 \frac{Nu}{Ag}}$$

A continuación se determinará estos valores para los diferentes elementos resistentes:

Haciendo una inspección del metrado de cargas realizado se han tomado una serie de cargas comunes a diferentes elementos para el cálculo de v_c :

Cargas (Ton.)	Nu (Kg)	Ag	$\frac{Nu}{Ag}$	0.0712 $\frac{Nu}{Ag}$	v_c	0.0285 $\frac{Nu}{Ag}$	V1+0.0285 $\frac{Nu}{Ag}$	v_c max	v_c
.90	1,350	625	2.6	0.18	5.48	0.07	1.04	9.6	5.5
2.4	3,600	"	5.8	0.41	5.71	0.16	1.08	10.0	5.7
4.3	6,450	"	10.3	0.75	6.05	0.29	1.14	10.6	6.0
6.8	10,200	"	16.3	1.16	6.46	0.46	1.21	11.2	6.5
6.5	9,750	1000	9.8	0.70	6.0	0.28	1.13	10.5	6.0
9.2	13,800	"	13.8	0.98	6.28	0.39	1.18	11.0	6.3
11.6	17,400	"	17.4	1.24	6.54	0.50	1.22	11.3	6.5
16.0	24,000	"	24.0	1.71	7.01	0.68	1.30	12.0	7.0
23.9	36,000	"	36.0	2.56	7.86	1.02	1.42	13.2	7.8

Verificación de Columnas al Corte

a) Primer Nivel:

Elemento	V	Vu	\emptyset b d *	v_u	v_c	v_u v_c
A1	300	420	425	1.0	5.7	No
B1	3,100	4,350	680	6.4	6.5	No
C1, E1	2,300	3,200	425	7.5	5.8	Si
D1, F1	3,100	4,350	680	6.4	7.0	No
G1, G2	300	420	425	1.0	5.7	No
A2	300	420	425	1.0	6.5	No
B2	5,200	7,300	680	10.7	7.0	Si
C2, E2	3,600	5,000	425	11.8	6.5	Si
D2, F2		6,900	680	10.1	7.8	Si

* $d = 25 - (\text{recubrimiento} + \emptyset \text{ estribo} + 1/2 \emptyset) = 25 - (4 + 0.31 + 1/2 \times 1.5) = 20 \text{ cm.}$

b) Segundo Nivel:

Elemento	V	Vu	Øbd	vu	vc	vu vc
A1	500	700	425	1.65	5.5	No
B1	800	1100	680	1.60	6.2	No
C1, E1	500	700	425	1.65	5.6	No
D1, F1	800	1100	680	1.60	6.0	No
G1, G2	100	140	425	0.33	5.5	No
A2	2,100	2950	425	6.95	5.7	Si
B2	3,800	5300	680	7.8	6.1	Si
C2, E2	2,600	3650	425	8.60	6.0	Si
D2, F2	3,800	5300	680	7.8	6.3	Si
G3, G3	40	56	425	0.13	5.7	No

Verificación de Muros al Corte:

En el sentido X-Y la fuerza sísmica será tomada por los muros de ladrillo básicamente, por lo tanto se hará el chequeo de los esfuerzos a que estarán sometidos estos muros. Según el R.N.C., el corte permisible en muros es de 0.6 Kg/cm².

Luego se debe verificar que:

$$\tau_{act.} = \frac{V}{bd} \leq 0.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Muros	b	d	Primer Nivel		Segundo Nivel	
			V	$\tau_{act.}$	V	$\tau_{act.}$
Eje A	25	630	6,500	0.41	7,300	0.46
Eje B	25	630	8,200	0.52	—	—
Eje C	25	630	6,000	0.38	5,700	0.36
Eje E	25	630	5,800	0.37	3,600	0.23
Eje G	25	1,040	14,300	0.55	11,000	0.42

d) Conclusiones.-

En general del análisis efectuado en la estructura podemos concluir que en esta estructura no se habían tomado en cuenta los efectos sísmicos al diseñarla, puesto que como podemos apreciar en los resultados del análisis efectuado en los elementos resistentes (columnas) se excede el límite de resistencia al esfuerzo cortante, lo cual concuerda con lo sucedido en la realidad, puesto que se tiene un eje de falla principal en el sentido más largo, producido por la rigidización de las columnas por muros laterales que no llegan al techo, en todos estos elementos se aprecia que el esfuerzo actuante es mayor que el resistente, lo cual por lo demás nos induce a creer que las suposiciones asumidas a lo largo del análisis nos han llevado a resultados acordes con la realidad. En la otra dirección también se han obtenido resultados acordes con la realidad, puesto que no se excede en los muros el límite de resistencia, lo cual se puede verificar en cierta forma en la edificación, aunque cabe señalar que al producirse la falla de unos elementos y distribuirse las fuerzas entre los restantes elementos, éstos en cierta forma han sufrido daños tal como se aprecia en algunos elementos que teóricamente no han fallado pero al fallar otros, estos han sufrido daños.

En general se puede afirmar que las causas principales de las fallas fueron:

- La cercanía del epicentro y la gran liberación de energía del sismo $7 \frac{3}{4}$ grados de magnitud y por tanto alta intensidad en la zona: VIII grados en la escala Mercalli Modificada.
- La posibilidad de que haya entrado en resonancia el suelo con la estructura dando por resultado una alta respuesta espectral. Esto se sustenta por el hecho de que edificaciones bajas con gran porcentaje de muros de albañilería de ladrillo y suelos del tipo duro (clasificación desde el punto de vista sísmico) tienen períodos de vibración similares relativamente bajos (alrededor de 0.1 segs) y son

precisamente las características que tiene la edificación y el suelo del Colegio, y por lo tanto, hubo además poca disipación de energía de la estructura hacia el suelo a través de su cimentación.

- Deficiencias en la concepción al analizar la estructura en el espacio para determinar su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas, dando como resultado una distribución no simétrica de masas y rigideces, propiciándose así el colapso de la estructura al fallar principalmente las columnas del eje (2), por rigidización de las mismas por muros laterales, las cuales atrajeron mayor fuerza cortante que los elementos del eje (1), produciéndose la falla de las mismas por cortante.

- Deficiencias en la construcción de la edificación. Se empleó hormigón en la elaboración del concreto de las columnas, siendo por lo tanto heterogénea la resistencia del concreto de las mismas y de muy baja calidad e inferior a lo especificado en los planos estructurales.

6.3. - Análisis de una Vivienda de Dos Pisos:

Se trata de una estructura de dos pisos con muros de ladrillo de cabeza en ambas direcciones y que no sufrió daños en el último sismo acaecido el 31 de mayo de 1970. Esta estructura fue analizada bajo las consideraciones de densidad mínima de muro expuestas por el Ing. R. Yamshiro en el Seminario de Albañilería de Ladrillo organizado por "CAPECO" en 1970, y luego de acuerdo al Método simplificado que sugiere el Reglamento Mexicano y también de acuerdo a las rigideces relativas de los muros.

a) Densidad de Muros.-

En la deducción de la fórmula que sugiere el Ing. Yamashiro se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Construcción de albañilería de cerámica
- Altura libre: 3.00 m.
- Peso específico del muro: 1.8 Ton/m³
- Carga muerta total del techo: 400 Kg/m² = 0.4 ton/m²
- Coeficiente sísmico: 0.16 (N.P.D.A.)
- Esfuerzo de corte permisible en muros: 0.6 Kg/cm² = 6 ton/m²

Nomenclatura:

A = Area techada en m²

Am = Area total de muros (sección horizontal) incluyendo muros que no llegan al techo

Amh = Area mínima de muros (sección horizontal) en el sentido que se está verificando, considerando sólo la parte que tiene unión directa tanto con el techo como con la cimentación.

H = Fuerza horizontal aplicada en el techo, equivalente a la acción sísmica.

Peso total de la construcción:

$$0.4 A + 3 \times 1.8 \times Am \quad (\text{tons.})$$

Fuerza sísmica:

$$H = 0.16 (0.4 A + 5.4 A_m) \quad (\text{tons.})$$

Area mínima de muros resistentes en la dirección H:

$$A_{mh} = \frac{0.16}{6} (0.4A + 5.4 A_m)$$

De donde:

$$A_{mh} = 0.01 A + 0.15 A_m$$

Además el Reglamento Nac. Const. plantea:

$$A_{mh} \geq 0.025 A$$

$$A_{mh} \geq 0.25 A_m$$

Estas expresiones han sido derivadas para muros portantes no confinados. Si los muros están confinados por columnas de concreto armado que cumplan con las especificaciones del Reglamento, el área de muros resistentes indicado en el párrafo anterior puede reducirse a un tercio de los límites indicados:

$$\text{Luego: } A_{mhc} = \frac{1}{3} A_{mh} \geq 0.015 A$$

Los muros resistentes de cada uno de los sentidos principales se distribuirán de una manera más o menos uniforme en toda el área de la construcción.

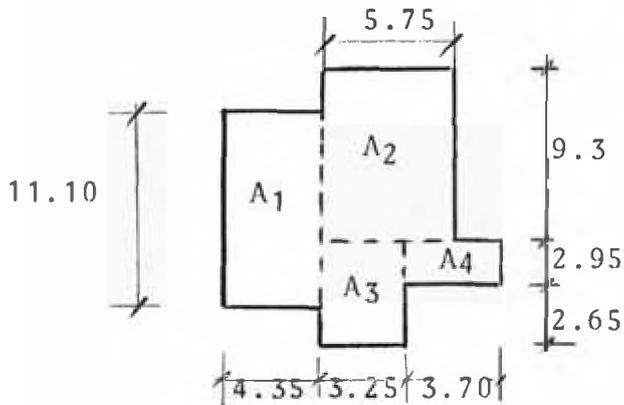
Análisis de la Estructura.-

En este caso se trata de una estructura de dos pisos sin columnas de confinamiento, construída aproximadamente hace 20 años. En la evaluación de daños practicada en la ciudad de Casma se le asignó 0% de daños pese a tener algunas fallas locales en dinteles de puerta. La distribución de muros en la estructura es bastante simétrica no presentándose el efecto de torsión en la estructura.

Bajo estas consideraciones se hará el análisis en ambas direcciones para el primer piso.

- Area techada:

Primera planta:



$$A_1 = 11.10 \times 4.35 = 48.30 \text{ m}^2$$

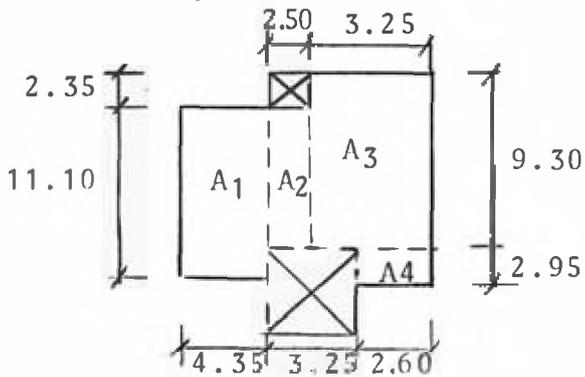
$$A_2 = 5.75 \times 9.30 = 53.50 \text{ ''}$$

$$A_3 = 3.25 \times 5.60 = 18.20 \text{ ''}$$

$$A_4 = 3.70 \times 2.95 = 10.90 \text{ ''}$$

$$A \text{ 1ra. P.} = \underline{130.90 \text{ m}^2}$$

Segunda Planta:



$$A_1 = 11.10 \times 4.35 = 48.30 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.50 \times 6.95 = 17.40 \text{ ''}$$

$$A_3 = 3.25 \times 9.30 = 30.20 \text{ ''}$$

$$A_4 = 2.95 \times 2.60 = 7.70 \text{ ''}$$

$$A \text{ 2da P.} = \underline{103.60 \text{ ''}}$$

$$\text{Area Total techada: } 130.90 + 103.60 = 234.50 \text{ m}^2$$

- Area Total de Muros:

Para el cálculo de A_m , el área de los muros que no lleguen hasta el techo, se multiplicará por la relación entre su altura y la altura libre promedio de los pisos.

$$A_m = \frac{hm}{2.75}$$

Estos muros que no van de piso a techo no se consideran para resistir fuerzas sísmicas.

1ra. Planta: a) Dirección X-X

Muros de piso a techo: $.25 \times 18.75 = 4.70 \text{ m}^2$

$.15 \times 3.10 = 0.46 \text{ ''}$

$.25 \times 5 \times \frac{.65}{2.75} = 0.30 \text{ m}^2$

$.15 \times 1.0 \times \frac{.65}{2.75} = 0.04 \text{ m}^2$

Alfeizares de Ventana: $.25 \times 2.0 \times \frac{1.75}{2.75} = 0.32 \text{ m}^2$

$.25 \times 6.0 \times \frac{1.55}{2.75} = 0.85 \text{ ''}$

Otros : $.15 \times .80 \times \frac{1.80}{2.75} = 0.08 \text{ ''}$
 $\underline{\hspace{1.5cm}} \quad \underline{\hspace{1.5cm}}$
 $\hspace{1.5cm} \quad 6.75 \text{ m}^2$

b) Dirección Y-Y

Muros de piso a techo: $.25 \times 41.70 = 10.40 \text{ m}^2$

$.15 \times .60 = 0.09 \text{ ''}$

$.25 \times 5.45 \times \frac{.65}{2.75} = 0.32 \text{ m}^2$

Alfeizares de Ventana: $.25 \times 1.0 \times \frac{1.75}{2.75} = 0.16 \text{ ''}$

$.25 \times 1.60 \times \frac{2.45}{2.75} = 0.36 \text{ ''}$

Otros muros : $.15 \times .65 \times \frac{1.80}{2.75} = 0.06 \text{ ''}$
 $\underline{\hspace{1.5cm}} \quad \underline{\hspace{1.5cm}}$
 $\hspace{1.5cm} \quad 11.39 \text{ m}^2$

2da. Planta: a) Dirección X-X

Muros de piso a techo: $.25 \times 23.80 = 5.95 \text{ m}^2$

$.15 \times 3.10 = 0.46 \text{ ''}$

$.25 \times 2.60 \times \frac{.65}{2.75} = 0.15 \text{ m}^2$

$$\text{Alfeizares de Ventana: } .25 \times 1.00 \times \frac{2.35}{2.75} = 0.21 \text{ m}^2$$

$$\text{Otros Muros: } .25 \times 4.10 \times \frac{1.00}{2.75} = \frac{0.37}{10.22} \text{ m}^2$$

$$\text{Area Total de Muros: } 6.75 + 11.39 + 7.79 + 10.22 = 36.15 \text{ m}^2$$

- Area de Muros Resistentes:

Se hará la verificación para ambos sentidos en la primera planta.

a) Dirección X-X.-

Se considerará como muro resistente a la fuerza cortante aquellos que lleguen de piso a techo y que su longitud sea por lo menos igual o mayor que la mitad de su altura.

$$\begin{aligned} \text{Luego : } A_{m_x} : & .25 \times 16.30 = 4.07 \text{ m}^2 \\ & .15 \times 3.10 = 0.47 \text{ " } \\ & \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & 4.54 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

b) Dirección Y-Y.-

$$A_{m_y} : .25 \times 40.10 = 10.02 \text{ m}^2$$

- Densidad Mínima de Muros:

$$\begin{aligned} A_{\text{mín}} &= 0.01 A + 0.15 A_m \\ &= 0.01 \times 234.5 + 0.15 \times 36.15 \\ &= 2.35 + 5.43 = 7.78 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Además:

$$\begin{aligned} A_{\text{mín}} &= 0.025 A \\ &= 0.025 \times 234.5 = 5.85 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{mín}} &= 0.25 \times A_m \\ &= 0.25 \times 36.15 = 9.04 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

De donde resulta que la densidad de muros de la estructura en la dirección Y-Y está por encima de los límites mínimos establecidos por el Reglamento, mientras que la densidad de muros en la dirección X-X está por debajo de dichos límites.

$$A_{m_x} = 4.94 \text{ m}^2 < A_{\text{mín}} = 9.04 \text{ m}^2$$

Se justifica por lo tanto realizar un análisis sísmico de la estructura en dicho sentido para verificar su capacidad soportante.

b) Análisis Sísmico en la Dirección X:

De acuerdo a las N.P.D.A.

$$H = UC_1P$$

Siendo:

$$U = 1.0$$

$$C_1 = 0.16$$

Cálculo de P:

Se tiene las siguientes cargas:

a) Cargas Muertas:

Aligerado (t - 20 cm)	320 Kg/m ²
Acabado Azotea	50 "
Acabado Piso	100 "
Muros de Cabeza	400 "
Muros de Soga	250 "

b) Cargas Vivas:

Se considerará el 25% de la carga viva en cada nivel.

2do Piso (Azotea)	$0.25 \times 100 = 25 \text{ Kg/m}^2$
1er Piso	$0.25 \times 200 = 50 \text{ "}$

2do Piso:

- Aligerado	: 420 x 103.6 =	43,500 Kg
- Muros: Piso a techo:	60 x 1.35 x 400 =	32,400 "
	: 13 x .65 x 400 =	3,400 "
- S/C	: 103.6 x 25 =	2,600 "
		<hr/>
		81,900 Kg.

1er Piso

- Aligerados :	420 x 130.90 =	55,000 Kg.
- Muros: Piso a techo:	2.75 x 60 x 400 =	66,000 "
	.65 x 20 x 400 =	5,200 "
	Parapeto 4.10 x 1.00 x 400 =	1,600 "
	2.75 x 1.00 x 250 =	700 "
- S/C	130.9 x 50 =	6,500 "
		135,000 Kg.

P Total = 81,900 + 135,000 = 216,900 Kg.

H = 1 x 0.16 x 216.9 = 34.7 ton.

Este cortante en la base se distribuirá de acuerdo al Reglamento Antisísmico:

$$F_i = 0.95 \times H \times \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i h_i}$$

Nivel	W	h	Wxh	0.95 H	F	V
2	81.9	5.90	483	33	18.1+1.7	19.8
1	135.0	2.95	399	33	14.9	34.7

$$\sum W \times h = 882$$

b.1.-) Método Simplificado del Reglamento Mejicano:

Cuando:

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \quad \text{Se toma } \sigma = 0.6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (R.N.C.)}$$

$$\frac{h}{L} > 1.33 \quad \text{Se toma } \sigma = 0.6 \left(1.33 \times \frac{L}{h}\right)^2$$

Se tiene las siguientes relaciones:

Eje (1): $\frac{h}{L} = 3.44 \quad \sigma_1 = 0.6 (1.33 \times 0.29)^2 = 0.09 \text{ Kg/cm}^2$

Ejes (2) y (8) : $\frac{h}{L} = 2.11 \quad \sigma_2 = 0.6 (1.33 \times 0.475)^2 = 0.24$

$$\text{Ejes (4) y (9)} : \frac{h}{L} = 4.23 \quad \sigma_4 = 0.6 \times (1.33 \times 0.236)^2 = 0.06$$

$$\text{Eje (7)} : \frac{h}{L} = 2.62 \quad \sigma_7 = 0.6 \times (1.33 \times 0.382)^2 = 0.15$$

Capacidad de los muros:

Ejes (1) y (7)	: 25 x 320 x 0.09	= 700 Kg.
Ejes (2) y (8)	: 25 x 520 x 0.24	= 3,100 "
Ejes (4) y (9)	: 25 x 195 x 0.06	= 300 "
Eje (7)	: 25 x 105 x 0.15	= 400 "
Eje (5)	: 15 x 310 x 0.6	= 2,800 "
Muros Restantes:	25 x 1110 x 0.6	= 16,700 "
		<hr/>
		24,000 Kg.

Capacidad Resistente: 24 ton.

Cabe aclarar que debido a que el Reglamento Nacional de Construcciones especifica un valor bastante bajo de la capacidad al corte de los muros de ladrillo a diferencia del Reglamento Mejicano que especifica $T = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$, podríamos haber considerado a mi criterio todos los muros con igual capacidad al corte es decir $T = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$. En ese caso:

$$\text{Capacidad Resistente: } 25 \times 25.50 \times 0.6 = 38,200 \text{ Kg.}$$

$$\text{C.R.} = \underline{38.2 \text{ Ton}} > \underline{37.4 \text{ Ton.}}$$

b.2.- Según Rigideces Relativas:

$$\text{Se tiene: Rigidez Muro : } \frac{E e}{4 \left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{L}\right)}$$

$$\text{Llamando: } K = \frac{R}{E} = \frac{e}{\underbrace{4 \left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{L}\right)}_{\phi}} = \frac{e}{\phi}$$

Eje	e	h	l	h/1	ϕ	K	V	b	d	σ
1	25	2.75	240	1.15	9.53	2.63	2,450	25	240	0.41
2	25	"	260	1.06	7.94	3.15	2,940	"	260	0.45
3	25	"	350	0.79	4.33	5.78	5,390	"	350	0.62
4	25	"	355	0.78	4.22	5.92	5,520	"	355	0.62
5	15	"	360	0.76	4.04	3.70	3,450	15	360	0.64
6	25	"	505	0.55	2.33	11.20	10,450	25	505	0.83
7	25	"	185	1.49	17.67	1.42	1,320	"	185	0.29
8	25	"	260	1.06	7.94	3.15	2,940	"	260	0.45
9	25	"	130	2.12	104.56	0.24	225	"	130	0.07

Podemos considerar satisfactorios los resultados obtenidos según este último criterio, a pesar de excederse el valor establecido en el Reglamento Nacional, pero cabe recalcar que este valor es bastante conservador, por lo que podríamos considerar que la estructura resiste adecuadamente. Cabe anotar que en el eje (6) que toma bastante fuerza sísmica, se presentaron unas ligeras rajaduras en el dintel de la puerta y en realidad fue la única falla que presentaba la estructura.

c.- Conclusiones:

Por los resultados obtenidos se puede apreciar que las expresiones de densidad de muros nos dan una pauta de la resistencia de la estructura ante acciones sísmicas, si bien no es determinante cuando la densidad de muros está por debajo de los límites establecidos por el Reglamento, tal como se puede apreciar con los resultados del análisis en la dirección X. Cuando se obtiene una densidad de muros por encima del mínimo establecido se justifica que no se haga un análisis sísmico más riguroso, por lo tanto es recomendable aplicar los criterios de densidad de muros para tener una idea de la capacidad resistente de la estructura.

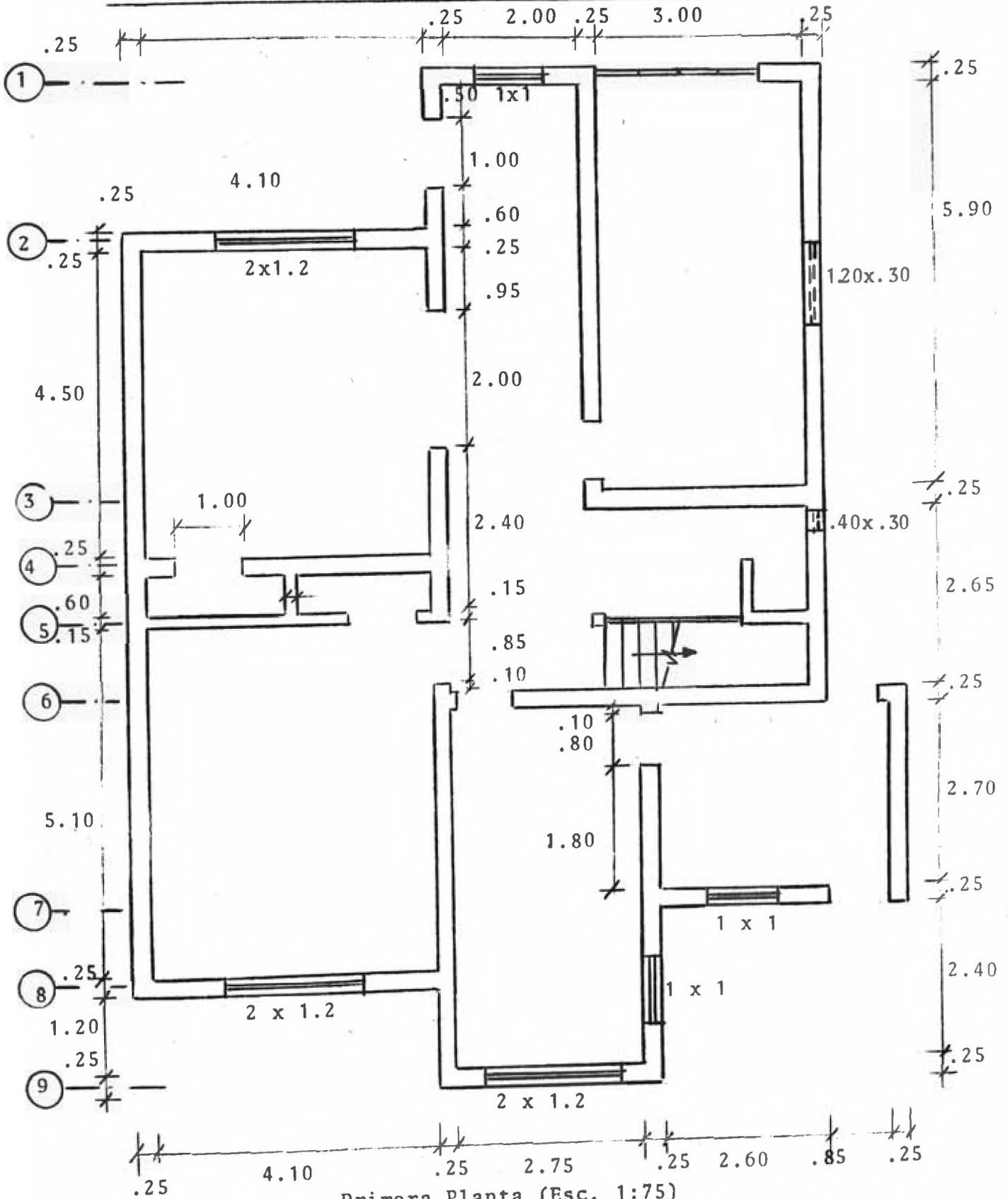
En cuanto al Método Simplificado que plantea el Reglamento Mejicano, debido al valor tan conservador que se ha empleado para la resistencia al corte de muros de ladrillo ($T = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$) se obtiene resultados también bastante conservadores, por lo que en nuestro caso recomendaría no se disminuyera la resistencia al corte de los muros de ladrillo como sugiere dicho método sino que se tomara $T = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$ para todos los muros que se consideren resistentes.

En cuanto al análisis efectuado por el método de distribución de acuerdo a rigideces, cabe recalcar que es el más riguroso y el que da resultados más racionales y nos permitiría conocer que muros se encuentran más esforzados para tomar las debidas precauciones. En este caso podemos considerar aceptable el esfuerzo a que está sometido el muro más solicitado ($\sigma_{\text{act.}} = 0.83 \text{ Kg/cm}^2 > 0.6 \text{ Kg/cm}^2$), además que en la realidad este muro presenta una fisura en un dintel por concentración de esfuerzo local, fácilmente reparable.

De todo lo anteriormente expuesto se puede concluir que los criterios de densidad de muros nos dan una pauta del comportamiento global de la estructura como también nos lo da el Método Simplificado del Reglamento Mejicano, pero la distribución de la fuerza sísmica de acuerdo a rigideces de muros nos permite conocer los elementos más esforzados para reforzar los convenientemente.

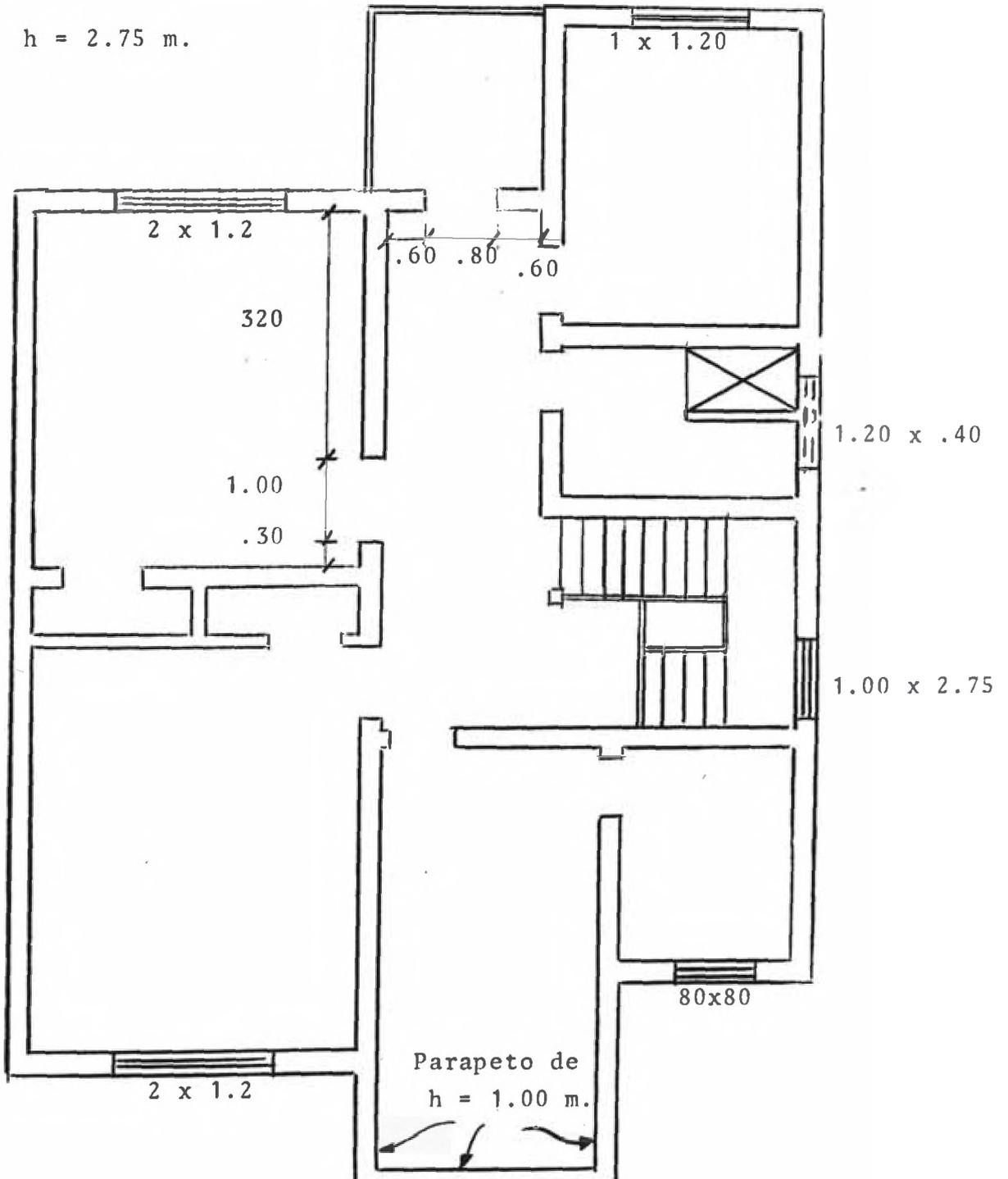
Construcción con Muros de Cabeza en ambos Sentidos

h=2.75 m.



Segunda Planta

$h = 2.75 \text{ m.}$



Esc. 1.75

6.4.- Colegio María Magdalena:

Este colegio tiene una estructuración más o menos similar al del Colegio Mariscal Luzuriaga, aunque tiene un solo piso motivo por el cual no se realizará un análisis numérico detallado como el efectuado para el Colegio Mariscal Luzuriaga.

Por medio de las fotos tomadas en el lugar y los forros de fallas levantados para esta estructura, ésta presenta daños estructurales más cuantiosos que el Colegio Luzuriaga debido a que en esta estructura, los muros de ladrillo colocados en la dirección más corta presentan grandes fallas, al parecer originadas por la falla inicial de las columnas cortas del eje (2), además que al fallar estas columnas del eje (2), se produjo una redistribución de cargas sobre los muros portantes lo cual originó un aplastamiento en los muros en el eje (2) debido al exceso de carga repentino, además de tener un gran volado esa zona y lógicamente al debilitarse estos muros se produjeron agrietamientos diagonales en los mismos, como se aprecia en los planos de fallas.

En esta estructura también se empleó mala calidad de concreto, se observaron en las columnas piedras de 5" en la mezcla lo cual lógicamente debilita a los elementos para resistir grandes esfuerzos como los que origina la fuerza sísmica.

Cabe observar que la gran diferencia de sección entre las vigas del volado y la que conectaba con las columnas del eje (1), propiciaron que las vigas del volado como consecuencia de la falla de las columnas rigidizadas, se rompiera el concreto en la zona de viga de menor sección y tuviera la viga un gran descenso en su extremo libre.

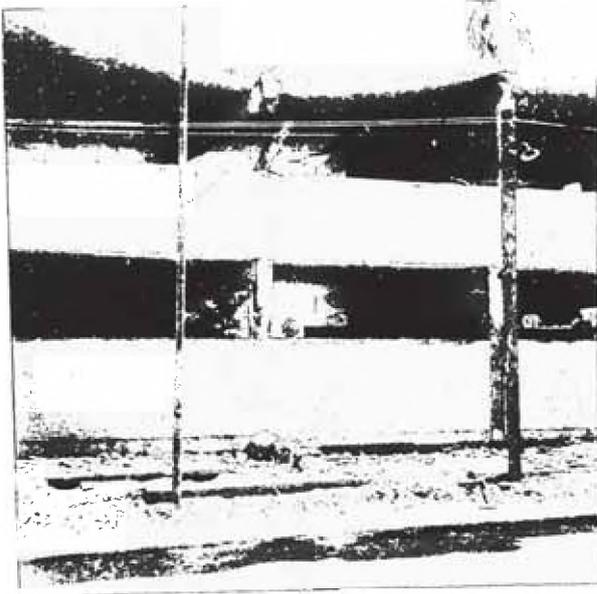


Foto N°13

Foto tomada desde el exterior del Col. Mariscal Luzuriaga, en la cual se aprecia el colapso de algunos elementos.

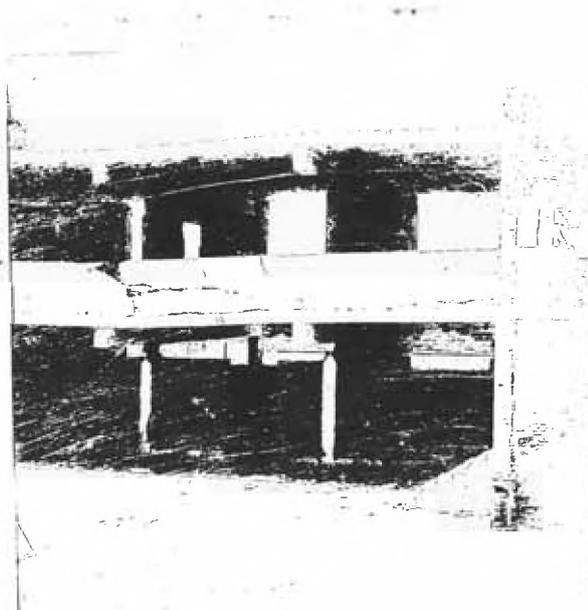


Foto N°14

Vista tomada desde el interior del Colegio Mariscal Luzuriaga.

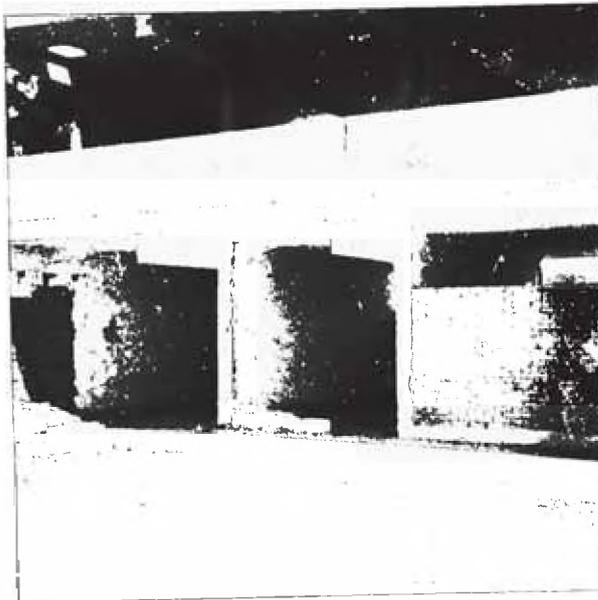


Foto N°15

Se puede apreciar en esta foto que los muros del primer piso resistieron satisfactoriamente el sismo (Col. M. Luzuriaga).

Foto N°16

Se puede apreciar en esta foto la falla de la columna por efecto de columna corta y el agrietamiento del muro como consecuencia. (Col. M. Luzuriaga).



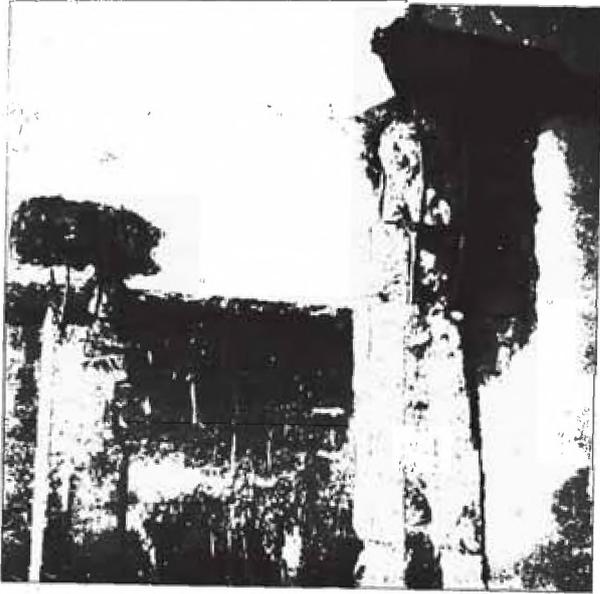


Foto N°17

En esta foto se aprecia las fallas de columnas por efecto de columna corta (Col. M. Luzuriaga)

Foto N°18

Agrietamientos producidos en el muro como consecuencia de la falla sucesiva de diversos elementos de la estructura (Col. M. Luzuriaga)

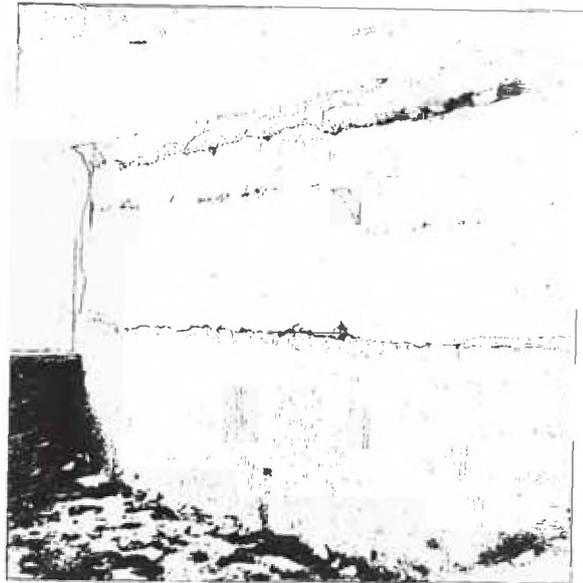


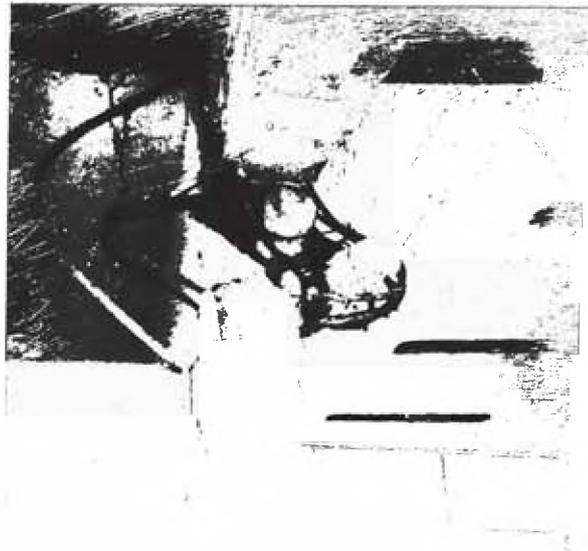


Foto N°19

Aspecto general de la falla de la estructura del Colegio María Magdalena

Foto N°20

En esta foto se aprecia una falla típica de columna por el efecto de columna corta (Col. María Magdalena).



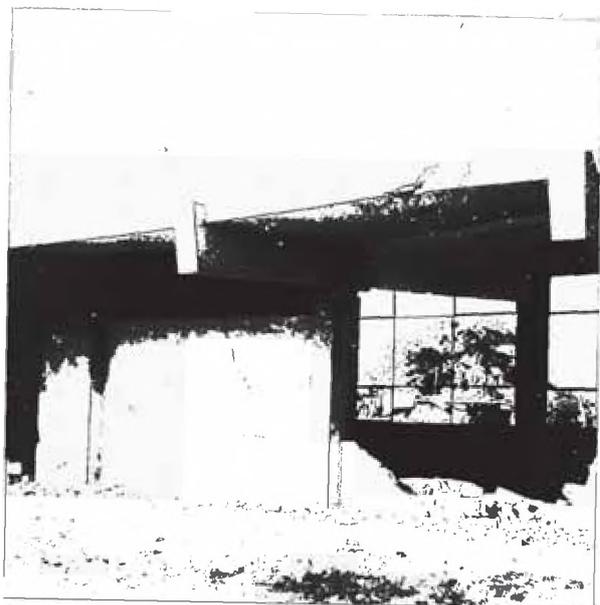
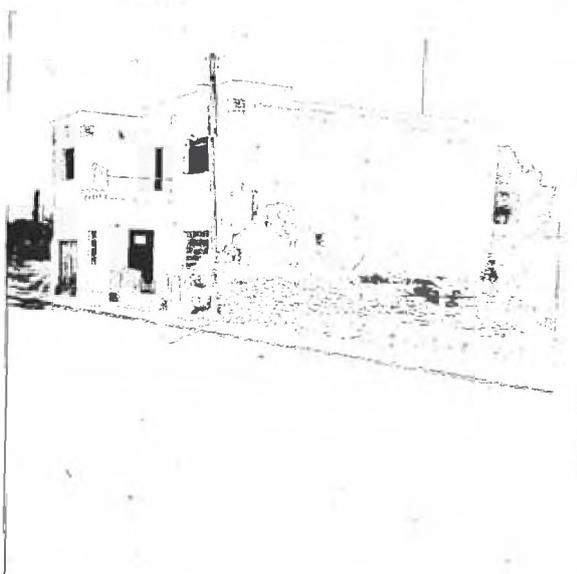


Foto N°21

Se puede apreciar en esta vista el descenso del aligerado como consecuencia de la falla de las columnas (Col. María Magdalena)

Foto N°22

Se aprecia en esta vista la estructura analizada con los criterios de densidad de muros. Esta estructura no presenta fallas.



CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados observados en la Ciudad de Casma, se puede concluir que las fallas en las edificaciones se concentran mayormente en las de adobe y ladrillo sin columnas, ésto se debe principalmente a la mala estructuración, mala calidad de los materiales usados y a la falta de conocimientos técnicos necesarios para edificar este tipo de construcciones y hacerlos sismo-resistentes; en este aspecto se recomienda la publicación de las normas peruanas de construcción en adobe y ladrillo, con las cuales y con la debida inspección de las autoridades locales se pueden lograr construcciones sismo-resistentes en todo el Perú y así poder evitar daños cuantiosos producidos por los sismos, los cuales no pueden evitarse por estar situado el Perú en una zona sísmica, especialmente la costa y sierra del país.

En las construcciones de ladrillo con columnas se ha observado que las columnas bien ubicadas producen los confinamientos necesarios de los muros como para que estos resistan sismos de regular intensidad, los daños en este tipo de edificaciones son pocos y los producidos han sido por defectos de estructuración y falta de criterio en la colocación de las columnas, las cuales deben estar ubicadas en lugares estratégicos.

En las edificaciones de concreto armado se ha observado la falta de criterio sísmico en la estructuración y diseño, aparte de que los materiales usados han sido de mala calidad, de lo que se puede concluir que la inspección de las autoridades en estas obras importantes no se han cumplido; por consiguiente para evitar en el futuro daños similares, es necesario

mejorar el control de obras que existe en general en todas las provincias y además introducir el criterio sísmico en la estructuración y diseño, así como también tener el concepto del comportamiento espacial de la estructura, para eso se recomienda inicialmente la difusión de las Normas Peruanas de Diseño Anti-sísmico, con las cuales se pueden incluir en los cálculos, los efectos sísmicos necesarios antes mencionados para producir estructuras sismo-resistentes. Ahora bien, es conveniente recordar que las normas son exigencias mínimas, que en ningún caso liberan al profesional de agregar su experiencia y conocimientos en la resolución de problemas especiales en que le toque intervenir.

El estudio de un proyecto desde el punto de vista sísmico requiere tener presente, además de las disposiciones reglamentarias, una serie de aspectos que vale la pena puntualizar en forma de unas cuantas recomendaciones.

En beneficio del orden es preciso separarlas en aquellas que se refieren al diseño y aquellas otras relacionadas con la construcción.

7.1. Recomendaciones Generales de Diseño.-

- En la concepción del proyecto se debe dar especial importancia a la simplicidad y simetría estructural, que permitan que la estructura tenga un comportamiento adecuado frente al sismo.

- Las partes del edificio sobre suelos diferentes o fundadas a distintas profundidades, deben quedar separadas entre sí.

- Debe preverse independencia entre cuerpos de edificio que tengan diferencia apreciable de altura o diferente orientación y cuando esta independencia no sea posible, se deben tomar las medidas necesarias de refuerzo para tener en cuenta las solicitaciones adicionales.

- Se debe evitar en lo posible los elementos salientes del edificio como cornizas y elementos ornamentales pesados, y cuando estos sean indispensables como es el caso de tanques elevados, chimeneas, etc. ellos deben ser proyectados para una sollicitación sísmica calculada con un coeficiente sísmico adecuado

- Se debe evitar la colocación de elementos muebles o de relleno que interfieran el trabajo de la estructura o que modifiquen las hipótesis iniciales de cálculo.

a) Recomendaciones de Diseño para Obras de Concreto Armado y Albañilería Reforzada.-

- Dada la condición monolítica de la estructura, generalmente rígida, es indispensable ligar los diferentes cuerpos de fundación diseñándolos en lo posible como continuas, sobre todo en aquellos terrenos que, por su débil consistencia están sujetos a posibles asentamientos diferenciales.

- Por razones económicas se recomienda disponer una buena traba entre muros de albañilería y refuerzo de concreto armado, entregando así a los muros el total o parte de la acción sísmica. En caso que no se desee que los muros de albañilería tomen parte del esfuerzo sísmico, se deben independizar totalmente de la estructura de concreto mediante órganos de sujeción adecuados.

- En lo posible se deben construir los pisos como diafragmas rígidos de concreto armado, que distribuyan la fuerza sísmica entre los elementos resistentes al sismo, de acuerdo a sus rigideces.

b) Recomendaciones de Diseño para Obras de Adobe.-

Considerando que los empujes sísmicos son tomados por los muros que constituyen la vivienda:

- No se debe proyectar edificaciones de más de un piso, con altura total de muro de no más de 3 metros.

- Los muros se orientarán en dos direcciones ortogonales entre sí. Dadas las características del material sólo los encuentros ortogonales de muros presentan la debida seguridad.

- Los muros resistentes, cuyo espesor no debe bajar de 0.30 m. deberán apoyarse en un sobrecimiento a fin de proteger el adobe de la humedad del terreno circundante.

- El proyecto deberá consultar una techumbre liviana.

- Teniendo en cuenta que en una vivienda los muros en un sentido servirán de contrafuertes a aquellos orientados en dirección ortogonal, cada paño de muro no sobrepasará los 4 m. En caso de paños de una longitud mayor, será necesario disponer de contrafuertes intermedios. El saliente de estos contrafuertes no será menor de 0.9 m.

7.2. Recomendaciones Generales de Construcción.-

- Se debe evitar la construcción sobre un terreno de relleno, salvo que este relleno haya sido ejecutado especialmente bajo un estricto control técnico.

- Las excavaciones realizadas de acuerdo a los planos respectivos, deben quedar con sus fondos perfectamente horizontales. En caso que las condiciones del terreno lo exijan, se podrán usar escalonamientos tales que el largo del escalón no sea menor que 10 veces la distancia vertical entre escalones adyacentes.

a) Recomendaciones Constructivas para Obras de Concreto o Albañilería Reforzada.-

- Se debe disponer adecuadamente la ubicación de los empalmes de las armaduras, evitando la concentración de estos en una sola sección. Si se usa el empalme por traslape, con hormigones y aceros corrientes, las barras deben cruzarse a lo menos en una longitud igual a 40 veces el diámetro de las barras.

- En la unión de elementos de concreto armado, nudos, las armaduras deberían cruzar la longitud normal de un empalme. Se recomienda reducir las distancias de estribos en las cercanías del nudo, ya que bajo sollicitación sísmica, los nudos precisan ductilidad a través de un adecuado confinamiento.

- Se debe respetar los recubrimientos de las armaduras indicadas en los planos. Las alteraciones no controladas en la ubicación de las armaduras han sido causa de frecuentes daños durante los sismos.

- Para la albañilería se debe usar un mortero de buena calidad y cuidadosamente ejecutado, ya que bajo cargas horizontales las condiciones de adherencia son decisivas.

7.3. Microzonación Sísmica de Casma.-

Se procedió a efectuar la microzonación sísmica de Casma en base a los estudios geológicos de microtrepidaciones y de daños efectuados en la ciudad como parte del programa de actividades de la Sub Comisión Técnica de CRYRZA en la Costa.

Como se puede apreciar en el plano respectivo se presentan dos tipos de zonas:

Zona I.- Presenta en general suelos granulares areno-gravosos compactos. En la parte superior de las áreas cultivadas se observan suelos limo-areno-arcillosos.

En esta zona la napa freática se encuentra a una profundidad que oscila entre 3 y 4 metros; en las áreas cultivadas encima de los 3 metros.

Sísmicamente esta zona es de buena calidad con períodos cortos del orden de 0.10 á 0.14 seg. Se recomienda cualquier tipo de construcción con diseño sismoresistente adecuado.

Zona II.- En esta zona se presentan suelos granulares del tipo areno-gravosos, regularmente compactos a compactos; en algunas áreas se observa que gradan a limo arcillosos medianamente compactos. La profundidad de la napa freática oscila entre 3 y 7 metros.

Sísmicamente estos suelos son de buena calidad con períodos cortos a medianos, del orden de 0.17 á 0.20 seg.; se esperan mayores amplificaciones que en la zona I, apto para cualquier tipo de construcción con diseño sismoresistente adecuado.

Observaciones.-

- Se debe dejar libre aproximadamente 50 metros bordeando el afloramiento rocoso, por esperarse mayores aceleraciones sísmicas y rodamientos de rocas en caso de terremotos.

- Se debe dejar libre de construcción las áreas de inundación de los Ríos Casma y Sechín.

APENDICE A

ESCALA DE INTENSIDADES MERCALLI

(Abreviada y Modificada por Ch. Richter 1956)

En este Apéndice se expone en forma completa la Escala Mercalli Modificada, por considerar que es hasta la fecha la más usada para determinar intensidades sísmicas en zonas afectadas por sismos. La intensidad es comúnmente determinada por un valor para una localidad, siendo despreciadas las intensidades dispersas de mayor valor y caracterizadas las observaciones por un valor máximo típico.

Mucha utilidad se obtiene al estudiar detalladamente en el terreno los terremotos. Para ello, es necesario tener algún método para graduar su severidad a través de los efectos producidos. Con tal objeto han sido elaboradas muchas escalas de intensidades que se utilizan en diferentes países, considerándose de mucha importancia, al elegir una escala determinada, la aplicación de la misma con criterio uniforme para describir los efectos de un sismo. En nuestro medio la escala de intensidades comúnmente usada es la Mercalli Modificada, cuyas características se anotan a continuación.

Con el objeto de simplificar la descripción de los daños en edificaciones sin tener que hacer continuamente repeticiones, se indica con las letras A, B, C y D, diferentes clases de mampostería, conforme con las especificaciones siguientes:

Mampostería A.- Construída con buenos materiales, buena mano de obra y buen proyecto. Reforzada con armaduras de acero o de hormigón armado proyectada para resistir esfuerzos laterales.

Mampostería B. - Buena mano de obra y buen mortero. Reforzada pero no proyectada para resistir fuerzas laterales.

Mampostería C. - Mano de obra y morteros corrientes. No demasiado débiles por falta de amarre en las esquinas, pero no reforzadas ni proyectadas para resistir fuerzas horizontales.

GRADOS:

- I.- No sentido por las personas. Efectos marginales y de períodos grandes de terremotos lejanos.
- II.- Sentido por personas en reposo en pisos superiores, o favorablemente situados.
- III.- Sentido en el interior de las casas. Oscilan objetos colgantes. Vibraciones como las producidas por un camión liviano pasando. Se puede estimar la duración. No se puede reconocer que se trata de un terremoto.
- IV.- Oscilan objetos colgantes. Vibraciones como las producidas por un camión pesado pasando. Sensación de un golpe como el producido por una pesada pelota chocando las paredes. Balanceo de un camión parado. Puertas, ventanas y platos tintinean. Los vasos suenan. Las lozas chocan. En la parte superior de este grado, armaduras y paredes de madera que crujen.
- V.- Sentido en el exterior. Se puede estimar la dirección. Se despiertan las personas dormidas. Se agitan las superficies de los líquidos, parte se vuelca. Pequeños objetos se desplazan o caen. Las puertas oscilan, se abren o cierran. Postigos y cuadros se mueven. Relojes a péndulo se paran, se ponen en marcha o alteran su marcha.
- VI.- Sentido por todos. Muchos se asustan y corren afuera. Las personas caminan con dificultad. Ventanas, platos y

vasos se rompen. Adornos, libros, etc. salen de las repisas. Cuadros se caen de las paredes. Los muebles se mueven o se tumban. Revosques débiles y mampostería clase D se agrietan. Pequeñas campanas suenan (Iglesias y Escuelas). Arbones y arbustos se mecen.

VII.- Difícil mantenerse en pie. Percibido por personas manejando autos. Objetos colgantes tiemblan. Los muebles se rompen. La mampostería D se daña formando grietas. Chimenneas débiles se caen y se cortan a ras de la base. Caen revoques, se aflojan ladrillos, piedras, baldosas, cornisas se producen, algunas grietas en la mampostería C. Ondas en los pantanos, se enturbia el agua con el barro. Pequeños deslizamientos de tierra y hundimientos en bancos de arena o ripio. Campanas grandes suenan. Se dañan canales de concreto para irrigación.

VIII.- Se hace dificultoso manejar un auto. Daños en la mampostería C, en parte se cae. Algunos daños en la mampostería B; ninguno en la mampostería A. Caída de revoques y de algunas paredes de mampostería. Rotación y caída de chimenneas, pilas de mercaderías, monumentos, torres, tanques elevados. Los armazones de las casas se salen de sus fundaciones si no están anclados. Débiles tabiques se tumban. Se rompen ramas de los árboles. Cambio en el caudal o en la temperatura en fuentes naturales y en pozos. Grietas en terrenos húmedos y en pendientes fuertes.

IX.- Pánico general. Se destruye la mampostería D; fuertemente dañada la mampostería C, parte completa destrucción. Mampostería B, seriamente dañada. Las estructuras no bien ancladas se desplazan de la fundación. Las armaduras se rajan. Serios daños, en los depósitos. Se rompen los caños subterráneos. Importantes grietas en el terreno. En terrenos aluvionales se producen eyecciones de arena y barro, cráteres de arena.

- X.- La mayoría de las construcciones de mampostería y las ar_maduras de las de madera son destruídas. Algunas estruc_turas de madera bien construídas se destruyen. Serios daños en los diques y terraplenes. Grandes desplazamien_tos. El agua sale de su cauce en canales, ríos y lagos. Arena y barro se desplazan horizontalmente en las playas y en terrenos llanos. Se doblan ligeramente los rieles.
- XI.- Rieles que se doblan fuertemente. Canalizaciones subte_rráneas completamente destruídas.
- XII.- Destrucción casi total. Grandes bloques de roca despla_zados. Cambios de niveles en el terreno. Objetos lanza_dos hacia arriba en el aire.

APENDICE B

A. DESCRIPCION LITOLOGICA DE CAMPO DE LAS MUESTRAS
DE SUELO PROVENIENTES DE LOS POZOS DE CIMENTACION

PC

PC-1

Ubicación: En una chacra, cerca a la calle Manco Cápac

Profundidad: 3.90 m.

Profundidad del agua freática: 3.90 m.

PERFIL DEL SUELO

<u>Tramo</u> <u>(en m.)</u>	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
0.00-0.70	C L	Arcilla limosa, plástica, dura, compacta, seca.
0.70-1.20	M L	Arena limosa, fina, compacta. El limo es alrededor de 30%.
1.20-1.75	G W	Grava arenosa, con cantos subredondeados a redondeados de hasta 0.10 m. Arena 20%. Predomina la grava fina de 0.01 m. Suelta
1.75-1.91	M L	Arena fina limosa. Compacta. Húmeda
1.91-2.15	S W	Arena graduada, con grava de 0.02 m. Grava 20%.
2.15-2.27	M L	Arena limosa fina, compacta, húmeda
2.27-2.37	G W	Grava arenosa.

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
2.37-2.88	SP-GW	Arena media seleccionada, lente que se adelgaza en el fondo sobre la grava. No es compacta. Algo húmeda.
2.88-3.20	G W	Grava con canto hasta de 0.20 m., redondeados a sub-redondeados. Graduada. Matriz de arena 30%. Suelta.
3.20-3.90	S W	Arena graduada, gruesa, con grava en un 30%, cantos de hasta 0.10 m. Semicompacta.

PC - 2

Ubicación: En el perímetro de la Plaza de Armas, cerca del local municipal.

Profundidad: 4.20 m.

Profundidad del agua freática: 4.20 m.

PERFIL DEL SUELO

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
0.00-1.08		Relleno limoso, compacto.
1.08-1.50	S W	Arena graduada, con lentes de grava de hasta 0.20 m. y cantos angulosos de 0.05 m., con gravilla. Suelta.
1.50-2.18	S P	Arena fina, casi suelta, no graduada, con algo de finos.

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
2.18-3.10	S W	Arena graduada, limpia, casi compacta (a la presión de la mano).
3.10-3.25	G W	Grava graduada, compacta, con cantos de hasta 0.10 m.
3.25-4.20	S W	Arena suelta, graduada. Se derrumba con el agua limpia.

PC - 3

Ubicación: En la calle del camal cerca a éste.

Profundidad: 1.10 m.

Profundidad del agua freática: 1.10 m.

PERFIL DEL SUELO

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
0.00-0.20		Relleno
0.20-0.55	O L	Limo arcilloso, gris pardo a negrozco húmedo con delgadas intercalaciones (0.02 m.) de arena fina, gris a pardo, por influencia de la materia orgánica. Compacto. Algo plástico. Olor fétido. Ambiente pantanoso.
0.55-0.68	O L	Limo orgánico, color café, suave olor orgánico, húmedo, no plástico.
0.68-0.86	M L	Arena limosa, fina, gris cemento sucia (10% de limo), húmeda, con cierta cohesión por el fino y la

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
		humedad. Compresible. Con restos de raíces.
0.86-1.10	M L	Idem anterior, los últimos 0.10 m. tienen color beige.

PC - 4

Ubicación: Huerto del señor Maguiña

Profundidad: 3.50 m.

Profundidad del agua freática: 2.70

PERFIL DEL SUELO

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
0.00-0.68	M L	Limo húmedo, con raicillas, beige pardusco, compacto.
0.68-0.88	G W	Grava limpia, con arena. Grava con rodados de hasta 0.10 m., seca, con matriz de arena graduada. Arena un 40% con algo de raíces.
0.88-2.70	S W	Arena gruesa, graduada, beige claro, con oxidaciones rojizas. Con algunas raíces hasta el fondo del pozo, granos subangulosos a subredondeados. Compacta limpia, alcanza hasta 0.05 m. Se observan tres lechos de grava intercalados, no mayor de 0.05 m. y los cantos rodados de 0.10 m. Conglomerádica. En general, silíceo y en parte lítica. Fluvial.

PC - 5

Ubicación: Area poblada provisionalmente

Profundidad: 4.60 m.

Profundidad del agua freática: 4.60 m.

PERFIL DEL SUELO

<u>Tramo</u> <u>(en m.)</u>	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
0.00-0.80	M L	Limo inorgánico, pardo (tierra) beige obscuro, compacto, con escasas raicillas. Con estructura algo porosa. De 0.00 - 0.60 m. es más obscuro.
0.80-1.00	S W	Arena graduada de fina a gruesa, sucia (10% de finos).
1.00-1.37	S W	Arena graduada conglomerádica, con muy pocos finos, granos subangulosos a angulosos. Friable.
1.37-2.31	C L	Arcilla limosa, bien compacta, con escasos cantos de grava de hasta 0.01 m. angulosos.
2.31-3.05	S P	Arena pobremente graduada, limpia, seca, gris, clara, con oxidaciones rojizas, compacta.
3.05-3.32	M L	Limo arcilloso, color beige, húmedo, regularmente plástico, con oxidaciones.
3.32-3.70	S W	Arena graduada, con muy pocos finos, conglomerádica, compacta, con oxidaciones, húmeda, granos angulosos a subangulosos.

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
3.70-4.60	M L	Limo arcilloso, beige, plástico húmedo.

PC - 6

Ubicación: Entre el Hospital y el afloramiento rocoso.

Profundidad: 4.02 m.

Profundidad del agua freática: 4.02 m.

PERFIL DEL SUELO

<u>Tramo</u> (en m.)	<u>Símbolo</u> <u>del Grupo</u>	<u>Descripción</u>
0.00-0.83	M L	Limo beige, seco, compacto.
0.83-1.08	S M	Arena fina, regularmente compacta, con finos.
1.08-1.28	M L	Arena fina limosa, compacta.
1.28-1.73	S W	Arena graduada, de fina a gruesa compacta, poquísimos finos, granos angulosos a subangulosos.
1.73-3.72	ML-OL	Limo arcilloso, color beige oscuro, con estructura algo porosa (Por descomposición de elementos orgánicos), húmedo con cierta plasticidad.
3.72-4.02	S P	Arena graduada, de fina a gruesa, húmeda con finos.

B. DESCRIPCION LITOLOGICA DE CAMPO DE LAS
MUESTRAS PROVENIENTES DE LOS SONDAJES

SONDAJE - S-1

Muestra 1

Profundidad: 3.00 m.

Suelo: Grava pequeña del orden de 1", compuesta por cantos subredondeados a subangulosos, con granulometría que varía desde gravilla hasta 1". Seca. Con matriz arenosa.

SONDAJE - S-2

Se describen las muestras provenientes de tres lugares diferentes, ocupadas estas posiciones por no poder conseguir, sino en el tercer intento la profundidad deseada, por la dureza del terreno.

UBICACION I

Muestra 1

Profundidad: 2.75 m.

Suelo: Arena pobremente graduada, de fina a gruesa, beige. Seca.

UBICACION II

Muestra 4

Profundidad: 4.00 m.

Suelo: Grava fina, menor a 1", arenosa, siendo la arena gruesa. Beige. Húmeda, con cantos subredondeados a angulosos.

UBICACION III

Muestra 5

Profundidad: 12.00

Suelo: Grava pequeña de 1.5 cms., de cantos subredondeados, con matriz de arcilla arenosa, húmeda.

NOTA.- En vista de que las tres posiciones ocupadas por los tres sondajes están a la distancia unos con otros, menor a 1m., se considera la suma de las tres profundidades de muestreo, como una sola para el estudio del perfil del suelo.

SONDAJE - S-3

Muestra 1

Profundidad: 3.00 m.

Suelo: Arena de fina a media, con raros elementos de gravilla. Seca, beige.

Muestra 3

Profundidad: 6.54 m.

Suelo: Arena de fina a media, húmeda, con muy poco fino.

Muestra 4

Profundidad: 9.41 m.

Suelo: Grava mediana, con elementos de hasta 1", con arena sucia. Matriz de gravilla y arena.

SONDAJE - S-4

Muestra 1

Profundidad: 3.15 m.

Suelo: Arena de gruesa a muy gruesa, con escasos elementos de gravilla. Algo húmeda.

Muestra 2

Profundidad: 6.05 m.

Suelo: Arcilla limosa, plástica, beige, húmeda.

SONDAJE - S-5

Muestra 2

Profundidad: 3.50 m.

Suelo: Arena media, con poco fino. Húmeda.

SONDAJE - S-6

Muestra 1

Profundidad: 3.00 m.

Suelo: Arena muy fina limosa, beige. Algo húmeda.

Muestra 2

Profundidad: 6.00 m.

Suelo: Arena fina limosa, beige obscuro aceitosa. Húmeda.

Muestra 3

Profundidad: 9.00 m.

Suelo: Arena fina no graduada, con muy poco fino (sucia), húmeda.

SONDAJE - S-7

Muestra 1

Profundidad: 3.00 m.

Suelo: Arena fina

Muestra 2

Profundidad: 6.84 m.

Suelo: Arena fina, con finos, beige algo obscura.

Muestra 3

Profundidad: 9.19 m.

Suelo: Arena de fina a media, con poco fino.

Muestra 4

Profundidad: 12 m.

Suelo: Arena fina limosa, saturada.

SONDAJE - S-8

Muestra 1

Profundidad: 3.00 m.

Suelo: Limo arcilloso, beige, plástico.

NOTA.- La descripción sólo ha sido realizada en las muestras recuperadas y no objeccionadas; otras fueron descartadas por su procedencia dudosa.

APENDICE C

ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE LA RESISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERIA SOMETIDOS A CARGAS HORIZONTALES (Luis Jorquera*)

Resumen. -

Se ensayaron muros de albañilería de 2.40 x 2.40 m. sometiéndolos a una carga horizontal aplicada con un gato hidráulico sobre la cadena superior del muro. El volcamiento se impidió por medio de un tirante vertical solidario al dispositivo de ensayo. El tirante se aplicó, en algunos casos, sobre la cadena superior junto al lugar de aplicación de la carga horizontal (ensayo de compresión diametral); y en otros, sobre la viga inferior sobre la cual fue construido el muro (sistema de carga en voladizo). Las unidades empleadas fueron ladrillos de arcilla cocida moldeados a mano (de chonchón), ladrillos de arcilla cocida moldeados a máquina huecos y macizos, ladrillos sílico calcáreos, ladrillos de hormigón sileceo y bloques huecos de hormigón. Los muros fueron de albañilería simple, albañilería armada y albañilería reforzada con pilares y cadenas de hormigón armado. Se uso mortero de cemento arena en proporciones 1:3 y 1:6 en volumen

Se hicieron también ensayos de compresión sobre muros de 1.20 x 2.40 m. de albañilería simple y muretes de albañilería armada.

Los resultados permiten establecer comparaciones entre los distintos tipos de muros ensayados en cuanto a sus resistencias y rigideces.

* Ingeniero del IDIEM. Jefe de la Sección Elementos Prefabricados.

Interpretación de los Resultados de los Ensayos.-

a) Rigideces, módulo de elasticidad en compresión.-

Se ha calculado el módulo de elasticidad en el ensayo de compresión. Para ello se ha medido la inclinación de la recta secante trazada en la curva carga-deformación desde el valor 20% al valor 60% de la carta unitaria de rotura. No se ha considerado la parte de la curva antes del valor 20% porque en muchos casos esta zona se presenta con irregularidades debidas a asentamientos de acomodación de los dispositivos de medida en la parte inicial del ensayo. El valor 60% representa, aproximadamente el límite superior hasta el cual se han realizado mediciones de deformación. Los diales se retiraban antes de la carga de rotura para evitar que sufrieran daños.

En la fig. 1 se han representado gráficamente los valores calculados para los distintos tipos de muros. La zona achurada en el gráfico se ha definido por los valores extremos del módulo en cada serie de ensayos. Se observa que hay diferencias significativas entre series de muros ensayados.

b) Cargas Admisibles.-

En los ensayos de compresión se pudo observar que la resistencia a la rotura de los muros construídos con mortero 1:6, de unos 50 kg/cm² de resistencia a la compresión, resultan ser más o menos un 40% de la resistencia de la unidad. Si tomamos en cuenta que este tipo de mortero de pega corresponde a uno de baja resistencia entre los empleados en la práctica, y si además, establecemos un coeficiente de seguridad de 4, para calcular la carga unitaria admisible a la compresión, entonces resulta que ésta valdría un décimo de la resistencia de la unidad.

Se observaron en los resultados de los ensayos, diferencias de comportamiento entre las albañilerías simples y las albañilerías reforzadas, sometidas a cargas horizontales. Aunque

las cargas de rotura son del mismo orden para unas y otras, no ocurre lo mismo con la energía necesaria para originar el colapso del muro: esta energía resulta ser unas veinte veces mayor para las albañilerías reforzadas. Esto hace suponer que la seguridad adicional al colapso de la estructura que agrega la existencia de pilares y cadenas es muy grande.

Los ensayos de compresión diagonal hacen pensar que sea razonable la carga unitaria admisible al corte de 3.5 Kg/cm^2 , propuesta por la norma ASA A41-2-1960, para el caso que no haya armadura especial para absorber este tipo de esfuerzo.

c) Relación entre la resistencia a la compresión y a la carga diagonal.-

Se ha encontrado una relación con pequeña dispersión entre la resistencia a la compresión del muro T_m y la resistencia de compresión diagonal T_m , ésta es:

$$T_m = 2.8 + 0.057 T_m$$

y está representada gráficamente en la fig. 2 con los datos obtenidos de los ensayos.

d) Comentario Final.-

Los resultados de los ensayos indican que las resistencias medias a la compresión de los morteros de cemento y arena 1:3 y 1:6, están alrededor de 160 y 50 Kg/cm^2 respectivamente, y el coeficiente de variación alrededor del 15%.

La resistencia a la rotura por compresión para los muros con mortero 1:6 resulta experimentalmente alrededor de 0.40 de la resistencia de la unidad. Si adoptamos un coeficiente de seguridad de 4, la carga unitaria admisible en el muro será 1/10 de la carga unitaria de rotura de la unidad.

Selección del Módulo de Elasticidad "E" para ladrillo de Arcilla Cocida Tipo: King-Kong.-

Se ha seleccionado el módulo de elasticidad "E" para ladrillo de arcilla tipo King-Kong, en base a los estudios experi-

mentales realizados por el Ing. Luis Jorquera en Chile, el año 1963.

Puesto que los tipos de ladrillo empleados en Chile son diferentes a los que se emplea en nuestro medio, he establecido una comparación de las características de nuestro ladrillo King-Kong con los empleados en Chile y he concluído que se podría tomar el módulo de elasticidad correspondiente al ladrillo de arcilla tipo rejilla, empleado en Chile, con una mezcla de mortero 1:6 que es aproximadamente similar a la empleada en nuestro medio (1:5).

Se adjunta a continuación las características de los ladrillos y bloques utilizados en los ensayos de muros de albañilería simple.

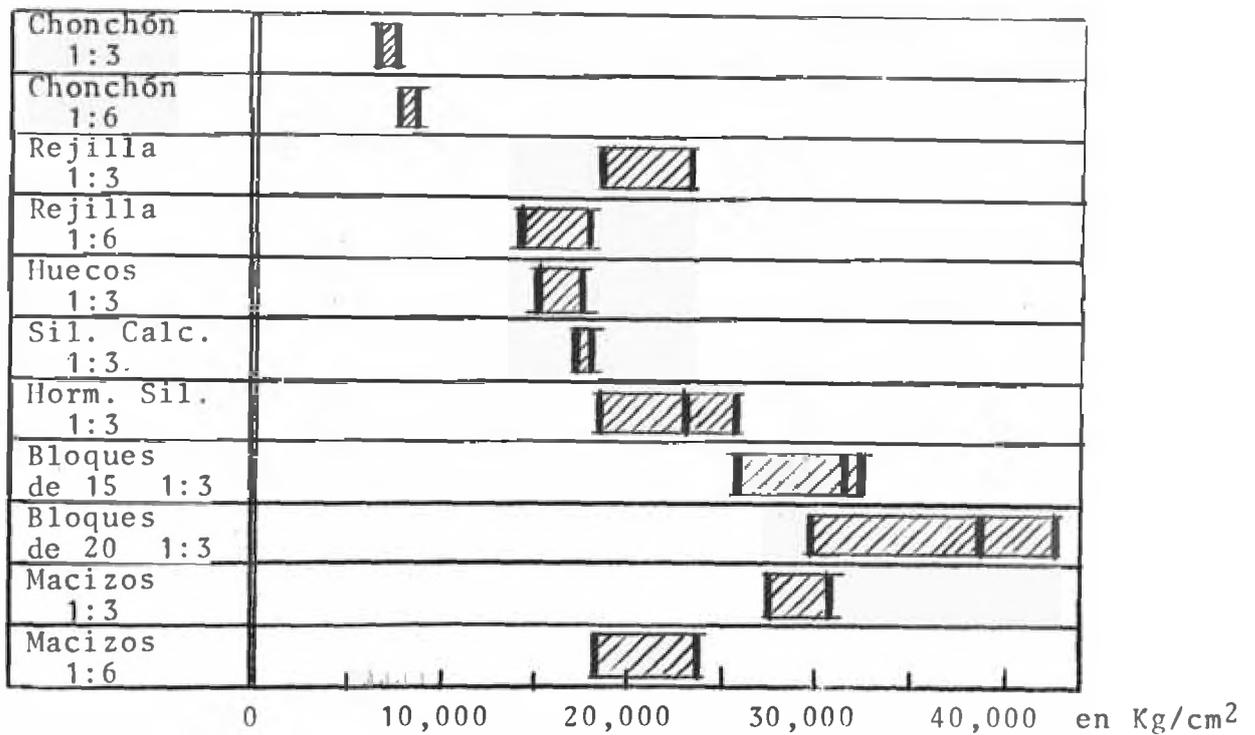
Características de los ladrillos y bloques en los muros de albañilería simple

Tipo de Unidad	Dimensiones nominales (mm)	Resistencia compresión (Kg/cm ²)	Adherencia (Kg/cm ²)	Absorción en peso (1/m ³)
Lad. de Chorchón	65x190x390	32 (25) *	1.9 (15)	23% (5)
Lad. macizo	71x115x240	156 (25)	3.7 (15)	14% (5)
Lad. rejilla	115x175x240	106 (20)	4.1 (9)	13% (5)
Lad. hueco	70x135x240	25 (5)	2.3 (3)	13% (2)
Lad. sílico cal.	60x125x240	67 (10)	4.0 (3)	25% (2)
Lad. norm. síliceo	65x120x250	50 (10)	1.8 (3)	
Bloque de hormi- gón de 15	140x190x390	41 (10)	6.8 (3)	163c/m ³ (2)
Bloque de hormi- gón de 20	190x190x390	49 (10)	7.2 (3)	156 " (2)

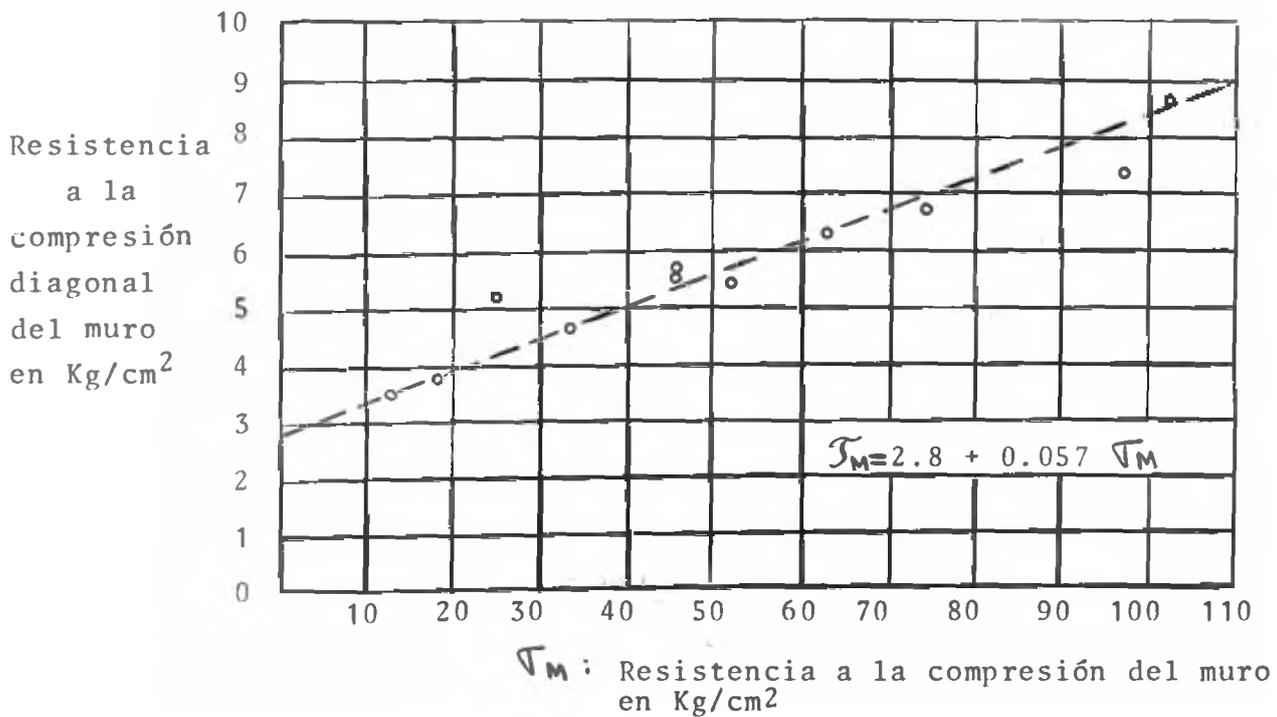
*Los valores entre parentesis corresponden al número de ensayos realizados.

De la fig. 1 tenemos el rango de variación de E para el ladrillo tipo rejilla, este varía de 14,000 Kg/cm² á 17,500 Kg/cm², luego asumiré como valor de E para el ladrillo tipo King-Kong de nuestro medio:

$$E = 15,000 \text{ Kg/cm}^2$$



Módulo de Elasticidad "E" medido en los ensayos de compresión de muros



Relación entre la carga unitaria de rotura por compresión simple y por compresión diagonal en muros de albañilería simple.

BIBLIOGRAFIA

1. Ancash, Una historia Regional peruana - Félix Alvarez
2. Monografía de Casma - Jaime López Raygada
3. Boletín de Análisis Demográfico (Número Especial)
Oficina Nacional de Estadística y Censos, Lima-Perú,
1969.
4. Historia de los Sismos más notables en el Perú (1515-
1960) - Enrique Silgado F.
5. Sismicidad de la Región Occidental de la América del
Sur entre los paralelos 2° y 13° Latitud Sur - Silga-
do E., 1er CNSEIA, Lima, 1969.
6. Informe Preliminar de la Misión de Reconocimiento Sis-
mológico referente al terremoto del Norte de Perú del
31 de mayo de 1970 - UNESCO - CERESIS.
7. Perú Earthquake of May 31, 1970. Preliminary Report-
Earthquake Engineering Research Institute September
1970.
8. Sismo de Mayo de 1970 en el Perú - Informe preparado
para las N.U. por los Ings. Hernán Ayarza E., Carl
Luders Sch., Sergio Rojas y el Dr. Gonzalo Castro S.,
de la Universidad Católica de Chile.
9. El terremoto de Tocopilla del 20 de diciembre de 1967,
desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica
Tesis de Grado de Issa Kort K.
10. Estudio Estadístico de la Ocurrencia de Sismos en el
Area Afectada por el terremoto del 31 de mayo de
1970 - Luis Eduardo Lazo y Jaime Fuse Fernández.
11. La Ingeniería Antisísmica en el Perú - Julio Kuroiwa
1er CNSEIA, Lima 1969.

12. Proyecto Reconstrucción de Casma: Informe Geológica - Ing. Federico Cubas Quiroz, CRYRZA.
13. Observaciones Geológicas y Geotécnicas de la zona de Casma - Dr. Sandor Végh.
14. Preliminary Report on the Geologic Events Associated with the May 31, 1970 Peru Earthquake - Geological Survey Circular 639.
15. Observaciones de Microtrepidaciones en Casma - Por los Ings. E. Deza, E. Lazo y M. Lazo, CRYRZA.
16. Principios Fundamentales para la Interpretación de Sismogramas - CERESIS, 1970.
17. Apuntes sobre Cálculo Dinámico de Edificios y Suelos - Julio Ibañez.
18. Apuntes de clase del curso de Ingeniería Antisísmica dictado por el Ing. Julio Kuroiwa en 1969.
19. Boletines: 1, 7 y 20 del Instituto de Estructuras y de la Construcción de la U.N.I.
20. Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.
21. Reglamento General de Construcciones del Perú.
22. Building Code Requirements por Reinforced Concrete - ACI 1970.
23. Densidad de Muros - Exposición del Ing. R. Yamashiro en el cursillo de Albañilería de Ladrillo organizado por CAPECO en 1970.
24. Earthquake Engineering - Robert L. Wiegel
25. Construcciones Antisísmicas - José Creixell M.
26. Escala de Intensidades Mercalli - Abreviada y Modificada por Ch. Richter en 1956.