

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



**ESTUDIO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO
DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS AULAS
DE LA U. N. A. DE LA MOLINA**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Franklin Herbert Ramos Saavedra

PROMOCION 1974

LIMA ★ PERU ★ 1976

PROGRAMA DE TESIS DE GRADO

ESTUDIO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE AULAS DE LA U.N.A. DE LA MOLINA.

INTRODUCCION

1.0	CAP. I GENERALIDADES	
1.1	Ubicación	
1.2	Objetivos y alcances	9
1.3	Aspectos Sismológicos y Datos del Sismo del 74	
1.3.1	Generación de Terremotos	13
1.3.2	Definiciones	15
1.3.3	Características del sismo del 3 de Octubre 74	17
1.3.4	Factores Influyentes en la Intensidad Sísmica	20
1.4	Importancia del Estudio	21
2.0	CAP. II ASPECTOS GEOTECNICOS DEL AREA	24
2.1	Cuadro Geológico y Geomorfológico de la Zona, Mecánica de Suelos	25
2.1.1	Geología	25
2.1.2	Geomorfología	26
2.1.3	Mecánica de Suelos	27
	- Acción del Sismo	30
	- Informe de EZRA MEIR sobre la U.N.A.	33
2.1.4	Pilotos	36
2.1.5	Investigación del Sub-suelo	37
	- Interpretación y resultados de microtrepitaciones	42
2.2	Napa Freática o Aguas Superficiales	44
2.2.1	Registros de Pozos	46
2.2.2	Perfiles Litográficos	48

2.3	Inter - acción Dinámica Suelo - Estructura	58
2.3.1	Amplificaciones Sísmicas	60
	- Recomendaciones	68
2.3.2	Inter acción Suelo - Estructura	
2.4	Efectos de las vibraciones en las propiedades mecánica e hidráulica de los suelos	77
2.4.1	Formas de variaciones del coeficiente de fricción	79
2.4.2	Efecto sobre relación de vacíos	81
2.4.3	Vibroviscosidad	84
2.4.4	Propiedades amortiguadoras de los suelos	84
2.5	Determinación de la capacidad portante de los suelos	87
3.0	CAP. III ANTECEDENTES TECNICOS	90
3.1	Información sobre sismo del 24 de Mayo de 1940	90
3.2	Información sobre sismo del 17 de Octubre de 1966	90
3.3	Información sobre sismo del 31 de Mayo de 1970	91
3.4	Información sobre sismo del 03 de Octubre de 1974	93
4.0	CAP. IV EVALUACION DE DAÑOS	
4.1	Descripción de la estructura	94
4.2	Planos de daños en los elementos	
4.3	Exposición gráfica	
4.4	Formato referencial para evaluación de daños en edificios	97
4.4.1	Codificación	98
4.5	Comentarios sobre lo observado en las estructuras en el estudio	100
5.0	CAP. V COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS ELEMENTOS DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO	
		102
5.1	Diseño sismo-resistente de los edificios	103
5.1.1	Principios de análisis para edificios altos	105
5.1.2	Selección de excitación externa	110
5.1.3	Deformación de estructuras debido a sismos	113

5.2	Respuesta de estructuras de concreto reforzado a excitación sísmica	118
5.2.1	Deformación de miembros de pórtico rígido	118
5.2.2	Relación de decrecimiento en la rigidez de un miembro	122
	- Lección del terremoto de Tokachi - Oki	124
5.3	Diversos aspectos sobre columnas	129
5.3.1	Miembros sujetos a flexión de marcos dúctiles especiales	132
5.3.2	Columnas de marcos dúctiles sujetas a flexo compresión	133
5.4	Cimentaciones profundas	135
5.5	Pilotes moldeados en el terreno	139
5.5.1	Pandeo de Pilotes	141
5.6	Análisis del grado de empotramiento	144
5.6.1	Repartición de presiones en contacto	146
6.0	CAP VI ESTUDIO SISMICO DE LAS ESTRUCTURAS	
6.1	Análisis sísmico	148
6.1.1	Características dinámicas de la estructura	148
6.1.2	Vibración de la estructura	149
6.1.3	Respuesta dinámica de una estructura flexible	152
6.1.4	Respuesta sísmica de una estructura flexible simple	157
6.2	Análisis por fuerzas estáticas equivalentes	159
6.3	Análisis dinámico	172
6.4	Estudio comparativo de los dos pabellones de aulas	174
6.5	Diseño de columnas	175
6.5.1	Capacidad resistente de las columnas de aulas	176
7.0	CAP. VII CAUSAS DE LOS DAÑOS	
7.1	Resumen	184
7.2	Conclusiones	195

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

La falla total o parcial de una construcción a consecuencia de un sismo involucra todos los campos de la ciencia y técnica que en ella intervienen consideraciones propias a la estructuración general (asimétricas) rigidez lateral o torsional, incompatibilidad de deformaciones entre las partes, concentraciones de esfuerzos, etc., razones por las que :

El arquitecto debe concebir estructuras de buen comportamiento dinámico desde el planteamiento de la planta, integración volumétrica y su versatilidad para el empleo de técnicas adecuadas por parte del calculista y luego al constructor.

El calculista debe maniobrar entre la sugerencia y aceptación de formas plásticas en la medida en que, entre estas formas, las esenciales correspondan a las necesidades dinámicas de la obra.

Finalmente el constructor deberá implementar en la práctica las hipótesis y formas que la simbiosis Arquitecto - Calculista haya generado, sin dejar de lado los aspectos prácticos de una realización, es muy saludable, su inspección permanente como corolario de su participación desde las etapas iniciales del proyecto.

CAPITULO I

GENERALIDADES

En el capítulo II, se expone sucintamente el origen de los suelos de la Molina y algunos conceptos sobre tipos de rocas clasificadas por la geología.

Los rasgos geomorfológicos tomados del estudio de L.A.G.E.S.A. nos darán una idea sobre la unidad geológica a la que pertenece la llamada " depresión de la Molina " los afloramientos rocosos que la rodean y la conformación del relleno que la constituye.

En lo referente a mecánica de suelos, describo algunos conceptos sobre estudios hechos sobre el comportamiento de suelos similares al de la Molina y recomendaciones para cimentar sobre ellos; estudios del suelo en una cimentación bajo acción de un sismo (SUYEHIRO, INAMURO); comportamiento de pilotes por la acción de sismo, consideraciones de amortiguamiento, cambios de las condiciones del suelo, seguidamente el informe de mecánica de suelos hecho en 1964 por EZRA MEIR para el pilotaje de los edificios que se han construido, conceptos sobre el uso de pilotes, consideraciones sobre exploración preliminar, métodos de exploración mostrando de manera rápida sus características, para concluir con la interpretación de resultados de microtrepitaciones y datos sobre sondajes geofísicos de la zona de La Molina para ubicar el basamento rocoso.

En lo referente a la napa freática se hacen consideraciones sobre la influencia de ésta en la ejecución de una obra, y en la propagación de ondas sísmicas, para luego presentar datos recabados en la

(C.I.R.H.S.) del Ministerio de Agricultura sobre cata de agua de los pozos existentes en la U.N.A.- Los perfiles estratigráficos hechos por EZRA MEIR y de algunos de los pozos de la zona nos permitirán apreciar la estructura de las capas del suelo.

Finalmente, conclusiones del Ing. H. JAEN sobre el acuífero de la zona.

En lo referente a la inter-acción dinámica del suelo y la estructura, desde el punto de vista de la amplificación o sea el efecto de las capas del suelo sobre los efectos sísmicos antes de llegar al edificio he creído conveniente incorporar algunos conceptos sobre el factor de amplificación que depende de las características del suelo, factor que ha sido propuesto por los miembros del comité de Ingeniería Antisísmica de la UNI para la actualización de las Normas Básicas de Diseño Antisísmico (Prof. UNI. Julio Kuroiwa, Roberto Morales, A. Sánchez, E. Te moche; R. Yamashiro).

Consideraciones y procedimientos seguidos para la obtención de un modelo dinámico de los suelos, resultados de las aceleraciones máximas de acelerogramas y espectros y recomendaciones del trabajo efectuado por el Ing. R. Ríos sobre La Molina.

Desde el punto de vista de la inter-acción propiamente dicha, o sea la respuesta sísmica de la estructura a las aceleraciones, se dan explicaciones teóricas sobre la forma de disipar la energía, dependiendo de la relación de rigidez suelo-estructura y la forma que se transmiten

Las ondas sísmicas, extractados de las copias de clases del Ing. J. Kuroiwa.

También la influencia del suelo en el comportamiento de la estructura, agregando una síntesis de programa general para la investigación sobre interacción suelo - estructura.

Cerrando el capítulo, se incorpora un tema ligado a la mecánica de suelos, quizá con mayor profundidad, pero cuyos conceptos permiten valorar esta rama de la Ingeniería, en cuanto su aporte sirve para explicar los fenómenos ligados al problema antes tratado, es decir, la interacción dinámica suelo - estructura, dándonos mayores luces sobre:

El efecto de las vibraciones en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos, explicación del mecanismo de falla en la rotura del suelo, con cargas estáticas o vibraciones, éstas últimas modifican las propiedades de los suelos, tales como : fuerzas internas de fricción seca y viscosa; fuerzas de cohesión; fuerzas de fricción interna.

Asimismo la influencia de la excitación sísmica sobre las propiedades hidrodinámicas tales como : coeficiente de permeabilidad; presión de poros; alterando además, las características elásticas; módulo de Young; como plásticas; módulo de corte.

El decrecimiento de la fricción interna, la relación de vacíos y las propiedades hidráulicas de los suelos, al producirse la aceleración debido a las vibraciones transmitidas al suelo. Propiedades amortiguadoras

de los suelos de cimentación, algunos conceptos sobre la determinación de la capacidad portante de los suelos, considerando la influencia dinámica del sismo, estableciéndose; que cuando las capas superficiales son varias, el fenómeno de resonancia, mediante el cual tanto la frecuencia como la amplitud, son predominantes; ocurre muy rara vez. Sin embargo cuando el terreno es blando, el sismo puede tener una amplitud relativamente grande sobre un período amplio, lo que causaría serios daños en la edificación, lo cual sería independiente de su propio período.

En el capítulo III, ha sido poco fructífera la tarea de investigar en lo referente a aspectos técnicos sobre las estructuras aún más si tenemos en cuenta que aún está fresco lo ocurrido con el sismo de 1970.

En el capítulo IV, sobre evaluación de daños se describe las estructuras en estudio con la finalidad de que al presentar los planos de daños, éstos no requieran mayores acotaciones. Las composiciones fotográficas nos muestran detalles saltantes de los daños tratando de seguir una secuencia lógica de desplazamientos personales dentro de la estructura por los ángulos donde se apreciarían las mayores fallas.

Los formatos siguientes permitirán darnos una idea ordenada para efectuar una evaluación de daños y una codificación de los mismos terminando con algunas hipótesis previas y observaciones en base a lo expuesto anteriormente.

En el capítulo V, se hacen referencias sobre algunos principios de

análisis de edificios altos, que involucra consideraciones sobre selección de fuerzas y edificios bajos, deformación de estructuras debido al sismo.

En cuanto a la respuesta sísmica de las estructuras se presentan fórmulas para la deformación de los miembros en pórticos, y la relación de decrecimiento en la rigidez de un miembro.

Además algunas observaciones sobre los daños producidos por el terremoto de Tokachi oki trabajo presentado por el Instituto de Arquitectura del Japón.

Referente al diseño de columnas además de consideraciones establecidas por los reglamentos, se hace hincapié en las cimentaciones profundas, pilotes moldeados en el terreno, tipos y referencias sobre el tipo FRANKI que han sido utilizados en las edificaciones de la Molina.

Para seguidamente presentar algunos conceptos sobre las consideraciones del grado de empotramiento de columnas y repartición de presiones de contactos bajo cimentaciones rígidas y flexibles concluyendo que solo al cimentar en roca puede aceptarse como hipótesis que la columna está perfectamente empotrada, dado que la rotación de la cimentación es despreciable, pero para otro tipo de material deformable, solo se puede mejorar el empotramiento ya sea agrandando el área de la zapata o por lo menos peraltes de zapata establecidos mediante las fórmulas dadas, recomendaciones para evitar desplazamientos diferenciales, etc.

El capítulo VI, referente al estudio sísmico de las estructuras presenta consideraciones para la determinación de la estructura frente a la excitación sísmica, estudiando separadamente las características de la estructura respecto a las propiedades de los sismos, para luego, determinar la respuesta de la estructura frente a la sollicitación sísmica: enunciando los conceptos básicos sobre las características de la estructura, frecuencias, formas de modo y grados de amortiguamiento: conceptos extractados de las copias del curso de Ingeniería Antisísmica dictados por el Ingeniero J. Kuroiwa.

La idealización de la estructura para ser representada, por un modelo para su análisis más simple y la respuesta dinámica y sísmica de estructuras flexibles, tratados en este acápite, dejan establecido que no es correcto entender el análisis sobre el movimiento sísmico del suelo, como que éste, pueda en forma simplista ser representado por un movimiento armónico simple, sino que, esta idealización sirve para darnos una visión de la influencia importante que tiene el período de vibración de la estructura en la respuesta a un movimiento de terminado del suelo.

El análisis por fuerzas estáticas se realizó utilizando las normas vigentes en la época en que fueron diseñadas las estructuras, para comprobar si cumplían con esos requisitos mínimos, acordes con los avances científicos, y sus recomendaciones observando también los errores de criterio dentro de esa mentalidad, efectuándose posteriormente cálculos analíticos para cuantificar los esfuerzos, los cuales se consideraban actuarían sobre las estructuras.

En el Análisis Dinámico se determinaron los períodos de la estructura y dado que las normas no presentaban gráficos de registros para nuestro medio como los que ya se plantean, en la propuesta preliminar de Actualización de las N.E.D.A. para los tres tipos básicos de suelo, para la obtención del coeficiente sísmico elástico, no se ha continuado el estudio en referencia.

Procediendo finalmente al diseño de columnas, cuyos resultados nos permitieron arribar a algunas conclusiones significativas.

Era de esperar que la tarea de querer involucrar en un estudio aplicado a una estructura particular, tantos aspectos concenientes a las diversas ramas de la Ingeniería Civil, resultara abrumadora para el autor, que ante la magnitud de la misma ha tenido que optar por la no profundización en ninguno de los campos, específicamente siendo ésta la razón por la cual, analizados técnicamente en forma independiente ca da capítulo o campo que abarca cada uno de ellos, puedan encontrarse ciertas inconsistencias notadas por el autor, pero que tomadas de manera general y en una visión panorámica cumplen un cometido, el de presentar a mis compañeros de manera sintetizada, los factores más significativos que inciden en el colapso de una estructura, ubicándolos en sus respectivos campos y estableciendo algunos de sus elementos de vínculo.

Pero el presente trabajo cumpliría su principal cometido si consiguiese, que algunos de los compañeros que estudian en el Programa Académico de Ingeniería Civil, al revisar la presente tesis, despertara en ellos el

deseo de investigar con elementos de nuestro medio, los diversos campos que nos ofrece nuestra carrera, ya sea de manera personal o conformando equipos de trabajo, que sería lo ideal, con plena convicción de que sus trabajos superarían con creces el presente, aportando así su granito de arena en la consecución del objetivo que todos perseguimos, me estoy refiriendo al desarrollo de una Tecnología propia o la asimilación de Técnicas del conocimiento universal: aplicadas a nuestra realidad. Contando por cierto con los elementos jóvenes que están estudiando en nuestra Universidad y de cuya capacidad espera mucho nuestra Patria.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

Partiendo de la consideración de que el colapso de una estructura se produce, cuando sobre ella influyen simultánea o paulatinamente diversos factores, provenientes de disciplinas afines, que intervienen en el desarrollo de los Proyectos Integrales de las obras civiles, he creído conveniente en el presente estudio sobre el comportamiento de las estructuras, recopilar datos y conceptos elementales sobre estas disciplinas, con el fin de recordar de manera conjunta, lo que a través de los años de estudios universitarios se ven en forma aislada y solo se tiene la oportunidad de apreciarlos reunidos, en el curso de Ingeniería Antisísmica es por ello que bosquejo en este estudio, aspectos que servirán en el ejercicio profesional, para poder solicitar determinados datos, interpretarlos, dándoles la importancia debida, de forma tal que con ellos podamos tener elementos de juicio mucho más amplio, tanto

el Ingeniero Civil calculista como para los dedicados al ramo de la construcción y en particular a la Inspección de obras, la que requiere quizás un conocimiento más amplio, sin ser necesariamente profundo en todos los campos que involucran factores que inciden, en el comportamiento de las estructuras, para luego pasar a exponer la influencia específica sobre las estructuras colapsadas y los factores que no han intervenido de manera importante, descartarlos en este caso particular, exponiendo las razones para esa eliminación, dejando establecido que en otras zonas con diferentes características podrían llegar a representar factores predominantes.

La idea fundamental es exponer los factores más significativos que inciden de manera general para que una estructura colapse y analizar para éste caso particular los que han tenido preponderancia, mostrando además, las razones por las que han sido descartados los otros factores.

Dentro de los factores preponderantes en el colapso, he tratado en forma sintética de mostrar tanto los aspectos positivos como negativos, para poder formular de acuerdo a un balance de ellos, conclusiones que no estén influidas de prejuicios y tratando de ser lo más objetivo dentro de lo posible.

El presente trabajo pretende recordar a mis compañeros, la importancia que tienen las diversas disciplinas en cuanto a los aportes y contribuciones que éstas hacen desde sus campos específicos, para el logro de los objetivos del diseño antisísmico o es decir, proyectar las edificaciones de modo que sean capaces de :

1. Resistir sismos menores sin daños
2. Resistir sismos moderados con daños estructurales leves y con daños no estructurales moderados, y
3. Resistir sismos catastróficos sin colapsar, es decir, que el estado de la edificación permita la salida de los ocupantes a pesar de haber fallado la estructura primaria.

La forma en que estas disciplinas contribuyen para explicar diversos factores que influyen en el colapso de las estructuras y las recomendaciones en cada caso, para obviarlas o mediatizarlas, son los aspectos sobre los que ha incidido, tomando como campo de aplicación para las mismas, dos estructuras que por sus características particulares y por contener elementos de diversa índole, tanto estructurales, constructivos, etc. que permiten involucrar en su estudio muchos campos ingenieriles. Además por su cercanía y similitud, ambas estructuras se prestan como en muy pocos casos, para estudios comparativos de su comportamiento, lo que permitirá constatar o descartar premisas o hipótesis que no cumplen ambas a cabalidad.

La evaluación de daños, en términos de la resistencia y ductilidad de la estructura es un estudio de mayor interés que el de una estructura específica, ya que al encontramos con miembros de concreto dañados, debemos realizar un estudio crítico de los daños y sus causas, y una evaluación de la capacidad real de la estructura, para decidirse por una de las alternativas siguientes :

- a) Si los daños son leves y no afectan la estabilidad ni la ductilidad de la estructura, se decidirá dejar a los miembros dañados tal como están.
- b) Si los daños son excesivos y han ocurrido fallas locales o generales, podrá decidirse casi de inmediato que la estructura o porciones de ella, deben demolerse.
- c) Si estamos en un caso intermedio entre los dos anteriores, que es lo más frecuente, se decidirá qué conviene reforzar de la estructura y cómo hacerlo.

Para realizar un análisis crítico de los daños en un miembro de concreto, es necesario tener cierta idea de las posibles causas de daños. Estas pueden agruparse de la siguiente forma :

- a) Las solicitaciones en la estructura fueron mayores que las supuestas en el diseños (diseños simplistas, reglamentos anticuados, solicitaciones extraordinarias no previstas).
- b) La resistencia y la ductilidad fueron menores que las supuestas (mala construcción, detalles mal resueltos, defectos de los materiales.
- c) El diseño fue equivocado (errores de criterio).

Los datos pueden dividirse en tres grupos

1. Datos previos donde entrarían los planos constructivos y la memoria de cálculos.

2. Las observaciones directas que se pueden hacer en la estructura. Las más importantes son : agrietamiento, deflexiones, la calidad de la construcción y los armados, las características de los materiales y un estudio de las cargas que están obrando en la estructura.
3. Con labor detectivesca obtener información sobre los procedimientos de construcción y sobre las sollicitaciones probables a las que pudo haber estado sujeta la estructura.

Haciendo estudios analíticos, numéricos.

1.3 ASPECTOS SISMOLOGICOS

1.3.1 Generación de Terremotos.-

El mecanismo de generación de terremotos se explica en la actualidad de acuerdo a lo que se denomina "Nueva Tectónica Global", la que está basada en la hipótesis de :

Deriva de Continentes

Expansión del fondo del mar

Fallas de transformación

Buzamiento de la litósfera en las fosas de los arcos isleños.

Otro término relacionado con éstos conceptos es la "Tectónica de Placas"

Los datos sísmológicos ubican con bastante precisión los linderos de las placas móviles. El mecanismo del movimiento de la corteza puede entenderse como que la litósfera emerge en los espinazos oceánicos y se hunde en los arcos isleños o estructuras similares.

Se cuentan ó placas principales y algunas otras secundarias. Del movimiento citado existe evidencia magnética y topográfica en las zonas de expansión, pero en las de convergencias y hundimiento, sólo puede contarse con evidencia sísmica. La velocidad del desplazamiento suele ser de algunos centímetros por año (generalmente de 1 a 10 cms.) y llega desde la superficie hasta aproximadamente 700 Km. de profundidad.

La teoría tectónica de placas explica la ocurrencia de sismos concentrados en franjas angostas, las que presentan tres tipos de frontera y éstas se distinguen en base al tipo de sismo que ocurre en ellas.

Los tipos de fronteras son los siguientes :

1. Al borde de las placas, o sea la zona de fractura, donde el desplazamiento de las placas es una continuación de otras; aquí los esfuerzos horizontales producen deformaciones acumuladas y cuyo desencadenamiento súbito provoca la ocurrencia de sismos poco profundos.

Los registros muestran a la zona de California y el borde de las placas del Pacífico como las de mayor frecuencia de ocurrencia.

En contraposición al tipo antedicho, se desarrolla un fenómeno de compresión en el borde de las placas, provocado por el deslizamiento de la placa de Nazca por debajo de la placa de América del Sur. En este tipo de Frontera la ocurrencia sísmica comienza en el piso de la zona oceánica y penetra debajo del Continente formando un ángulo de 45°.

1.3.2 DEFINICIONES

Intensidad

Es el nivel o grado de vibración y movimiento en un lugar específico generalmente se aprecia por los daños y otras observaciones, con mayor precisión por :

- a) Efectos sobre las personas
- b) Sobre las estructuras y
- c) Sobre la naturaleza

Está relacionado a una escala descriptiva y se presta a diferentes apreciaciones subjetivos. Se ha intentado relacionarla con la aceleración.

Una relación pasable (Adjetivo de RICHTER) es :

$$\text{Log } a = \frac{1}{3} - \frac{1}{2} ; \text{ donde "a" está en cm/Seg.}^2$$

" 1 " es la intensidad A.M. valor solo referencial

Magnitud

Intenta ser una medida del terremoto independiente del lugar de observación y se calcula basándose en registros sismográficos, así se expresa en números y decimales originalmente se ha definido como el logaritmo de la máxima amplitud medida por un sismógrafo específico (WOOD - ANDERSON de torsión, $T_0 = 0.00$ seg. $V = 2,800$ h = 0.00) a 100 Kms. del epicentro. Para otras distancias se han tabulado relaciones experimentales.

No existe un tope superior para la magnitud, pero todavía no se ha registrado un sismo de mayor de 8.9.

Una relación empírica razonable con la energía debida a GUTENBERG.

$$\text{Log } E_{\text{energias}} = 11.4 + 1.5M.$$

- La energía que existe dentro de la tierra medida en forma de calor es 1,000 veces mayor que la energía de todos los terremotos registrados. En un período de tiempo, por ejemplo 1 año.

Indicando que basta la energía que existe dentro de la tierra para explicar todos los fenómenos sísmicos.

- Explicación geofísica de las características sísmicas del terreno. Con respecto a las ondas sísmicas, se admite que la energía se irradia en todas las direcciones desde el hipocentro.

Es mayor el período de una onda cuanto mayor es la influencia de la absorción de la energía, se considera que el valor de la amplitud es proporcional al período exceptuando a las ondas de período corto.

Las crestas aparecerán en la respuesta espectral debido a la reflexión múltiple de las ondas incidentes en la capa superficial.

Los temblores más importantes son los de origen tectónico o sea los producidos por el reajuste de las tensiones elásticas provocadas por la tendencia al deslizamiento de los bloques contiguos de la corteza terrestre, que por enfriamiento del globo o por otras causas aún desconocidas de desplazarse, una con respecto al otro. Se admite que el reajuste se puede realizar cuando las resistencias de rozamiento entre los diferentes bloques son vencidas por las fuerzas que tienden a desplazarlos, bastando en algunos casos para precipitar el movimiento, una acción exterior, tal como la variación de la presión atmosférica. También es sabido que marzo y setiembre son meses de preferente actividad sísmica, los que corresponden a la aproximación del sol al Ecuador, es decir, cuando su acción atractiva se suma en forma más directa a la de la luna.

1.3.2 CARACTERISTICAS DEL SISMO DEL 8 DE OCTUBRE DE 1974

El movimiento telúrico tuvo lugar a las 2 h 21' 27.1" con epicentro

12.80 Latitud Sur

77.0 Longitud Oeste

18. Km. de profundidad

La distribución regional de las intensidades observadas en el sismo de 8.10.1974, todavía no han sido definidas, dado que las observaciones de campo se están aún evaluando de manera preliminar se puede señalar solamente que la zona de mayor influencia se encuentra en la parte de la costa comprendida entre Lima y Callao, donde se puede asignar intensidades del orden VII grados de la escala de Richter Modificada.

Se ha efectuado una zonificación preliminar para las intensidades que se muestran seguidamente :

Intensidad media: VII en Lima Metropolitana

Intensidad Máxima VII -- IX en La Molina, Chorrillos y
Barrios Altos.

Intensidades mínimas V - VI en San Antonio de Miraflores,
algunas zonas de Miraflores y
San Isidro, San Borja, San
Miguel.

Aún no se ha determinado un valor preciso de la magnitud del sismo, pero los valores obtenidos de los sismogramas de las estaciones más lejanas va desde 6.0 M.S. hasta 7.0 M.S. (M.S. magnitud corpórea según RITCHER) de donde se deduce como la más razonable 7.5 M.S.

Debido a la cercanía del epicentro a Lima Metropolitana y a varias poblaciones importantes al sur de Lima y las frecuentes réplicas recurrentes,

han despertado el interés de equipos de ingenieros de diferentes campos para el estudio de la influencia de este tipo de fenómenos.

De la evaluación de las aceleraciones del suelo en los registros del Instituto Geofísico del Perú en la Oficina Central de la Avenida Arica nos muestran una aceleración máxima preliminar aproximada de 0.2 g de ambos componentes.

Como se sabe un registro para aceleraciones superiores a 0.01 g. cubre un período de 90 seg. lo que constituye una medición instrumental denominada duración del sismo, esto es un tanto subjetivo, pero a nivel de sensibilidad instrumental de 0.01 g. infiere que la duración no ha sido superior a 20 seg.

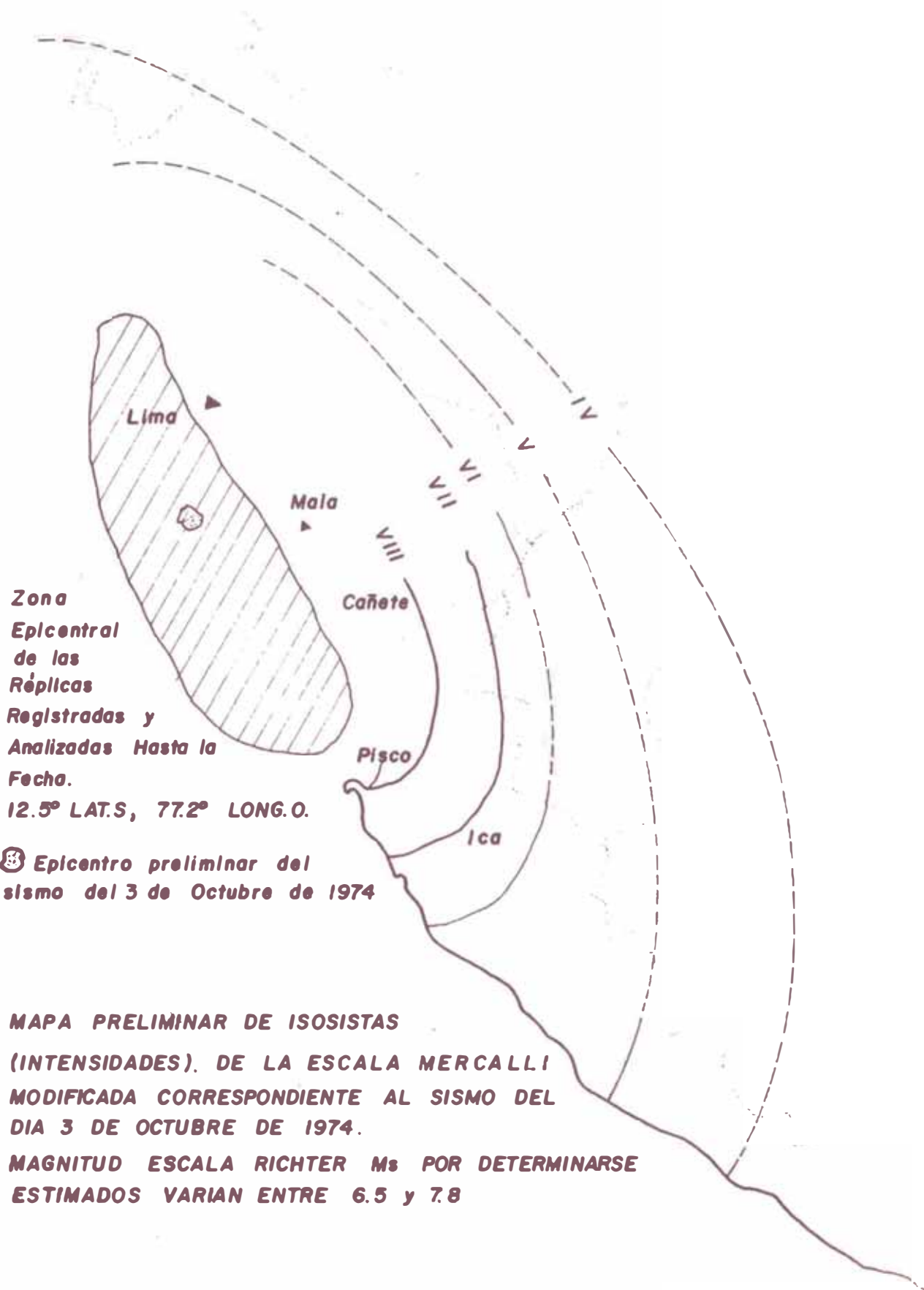
El estudio de las réplicas constataban una secuencia normal de eventos.

La extensión del área activa, dentro de la cual se encuentran los epicentros de las réplicas, tenía dimensiones normales.

Las réplicas más notorias fueron : la del 9 de Octubre a las 16h.34'32.2" siendo su magnitud de 4.9 M.S. y la del 9 de Noviembre a las 9 h. con una magnitud de 3.0 M.S.

En el mes de Octubre hubieron alrededor de 40 pero no se registraron magnitudes mayores que 4.3 M.S.

Merece resaltarse como aspecto importante que: los acelerogramas del



Zona
Epicentral
de las
Réplicas
Registradas y
Analizadas Hasta la
Fecha.
12.5° LAT.S, 77.2° LONG.O.

⊗ Epicentro preliminar del
sismo del 3 de Octubre de 1974

MAPA PRELIMINAR DE ISOSISTAS
(INTENSIDADES). DE LA ESCALA MERCALLI
MODIFICADA CORRESPONDIENTE AL SISMO DEL
DIA 3 DE OCTUBRE DE 1974.
MAGNITUD ESCALA RICHTER M_s POR DETERMINARSE
ESTIMADOS VARIAN ENTRE 6.5 y 7.8

sismo del 3.10.74 mostraban la presencia de ondas de período largo, las que fluctuaban entre 0.5 y 0.7 seg. También se observó la multiplicidad de este evento.

Aparentemente, dentro de la sensibilidad instrumental que daba duraciones de 90 seg. han ocurrido tres sismos en el lapso de 25 segundos y sólo se tomaron en cuenta los del segundo, por que fue el más intenso y más largo.

1.3.4 Factores Influyentes en la Intensidad Sísmica

Las condiciones del lugar, en términos de rigidez y densidad del suelo y tipo de fundación, también afecta la aceleración, la que depende, en parte, sobre todo de la magnitud o dimensión del movimiento sísmico y de la distancia entre la falla activada es un punto del globo terráqueo y el lugar donde está ubicada la estructura.

En general, la intensidad en lugares de suelos blandos son más severas que en suelos rocosos, además si coincide con el período natural de la estructura, puede causar una aceleración adicional, finalmente la profundidad, rigidez y extensión de una cimentación modifica la intensidad sísmica por algunas cantidades proporcionales (dependen sobre todo del diseño).

1.4 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

Considerado que la zona en estudio alberga en sus edificaciones, alta concentración de alumnos y por ende se convierte en campo propicio para la ocurrencia de tragedias, que con un estudio consciente pueden evitarse al máximo, al determinar coeficientes para las estructuras futuras, producto de una microzonación que considerando aspectos específicos de la zona, que no pueden estar involucrados en un reglamento, por razones obvias, a pesar de que en los trabajos que realizaron los miembros del Comité de Ingeniería Antisísmica de la Universidad Nacional de Ingeniería presentados para la Actualización de las Normas Básicas de Diseño Antisísmico (*), incluyen el coeficiente "Z" como factor que toma en cuenta la amplificación sísmica que se produce en el suelo, dando valores mínimos, pero recomendando su incrementación, como producto de un estudio IN SITU.

Creo que servirá esta investigación como referencia para posteriores estudios de campos específicos tales como : la amplificación del suelo tomando como datos preliminares los que aporte sobre estratificación del suelo, y algunos coeficientes de estudios hechos de manera general para toda la zona.

Requiriendo realizar estudios complementarios, relacionados con la determinación de las velocidades de las ondas de corte, que permitan obtener modelos dinámicos más precisos de la zona U.N.A.

Contando en nuestro medio con organismos de información incipientes y

(*) Profesores del Dpto. de Estructuras y Construcción (Julio Kuroiwa H., Roberto Morales, Alejandro Sánchez O., E. Tomoche M., Ricardo Yamashiro)

en algunos campos inexistentes, estos aportes que realizo son productos de una búsqueda intensiva a través de muchos organismos que en forma aislada tenían registros y datos, los que en forma concruente presento a disposición de los compañeros que estén interesados en hacer estudios adicionales, que como en el presente trabajo traten de aportar su granito de arena en la investigación, estudio y difusión de los conocimientos de Ingeniería Antisísmica.

Dado que solo de manera mancomunada y colaborando eficazmente todos los ingenieros, de carrera afines, podrá lograrse en base a las valiosas experiencias que dejan los sismos en nuestro territorio una efectiva reglamentación y sobre todo un estudio y difusión de nuestras realidades tanto nacionales como locales, que permitan avanzar cada vez más en el logro de edificaciones que garanticen la seguridad y la vida de nuestra población, cautelando así nuestra precaria economía, que como países sub-desarrollados tenemos.

Tal como nos muestran los dolorosos saldos del sismo de 1970, tanto en pérdidas humanas como materiales, que obligan a separar del Erario Nacional partidas que estaban destinadas a obras de desarrollo, para cauterizar estos daños, en zonas que constituyen ya, polos de desarrollo y de manera efectiva abastecían a otras regiones contribuyendo al Desarrollo Nacional.

El avance en algunos casos lento, se debe a que aún no está muy desarrollada la conciencia profesional de colaboración, aunque las generaciones jóvenes somos más permeables a ese respecto, se encuentran

ciertas reticencias en los niveles altos.

Otro aspecto, y que me atañe directamente es que, con ayuda de nuestros asesores, los que estamos realizando este tipo de tesis sobre campos específicos y claramente definidos de nuestros problemas nacionales y trabajando sobre realidades concretas de nuestro medio, estamos sacando conclusiones valiosas sobre el comportamiento de las estructuras sobre modelos reales aprovechando al máximo estas lecciones de la naturaleza para aprender a contrarrestarlos en el futuro y fundamentalmente estamos adquiriendo un espíritu crítico, de colaboración y un carácter investigativo que solo se desarrolla cuando se empieza a desenvolver en ese campo, y al ir superando las dificultades que en nuestro medio abundan, para luego, ya como profesionales con estas cualidades adquiridas a través del desarrollo de la tesis, poder continuar en la investigación de las causas, efectos, características y de manera general de todos los aspectos que inciden sobre una estructura hasta llevarla al colapso.

CAPITULO II

ASPECTOS GEOTECNICOS DEL AREA

2.1 CUADRO GEOLOGICO Y GEOMORFOLOGICO

La zona en estudio presenta una configuración especial, rodeada de afloramientos, forma parte de una pequeña zona de subsidencia conocida como "la depresión de La Molina" - cuyo relleno aluvial ha sido originado por materiales gruesos aportados por el río Rímac y fundamentalmente las acumulaciones de materiales en su mayoría finos provenientes de la Quebrada Pampa Grande y Pampa el Arenal.

Los afloramientos que forma los cerros de La Molina están constituidos por rocas ígneas intrusivas, granitos, dioritos y rocas sedimentarias en fases metamórficas de la formación Atocongo, caracterizada por calizas gruesas de estratificación mediana a gruesa.

ORIGEN GEOLOGICO DE LOS SUELOS

Los sedimentos se han originado por erosión de la Quebrada Pampa Grande y colaterales, así como el aporte del río Rímac en su etapa de divagación sedimentándose materiales finos mayormente arena-limosa, estas características se aprecian desde la zona de transición hacia el sur, hasta cercanías de los Cerros Media Luna, La Molina y Centinela.

Los aluviones en La Molina y alrededores están depositados sobre las zonas de dioritos, están en relación íntima con las andesitas cuarcíferas.

Los campos cercanos al cerro y alguna parte de aquellos próximos a la Pampa de La Molina Vieja, tienen origen coluvial, y el resto son de origen aluvial.

2.1.1 GEOLOGIA

Se encuentran en la zona rocas sedimentarias intrusivas y metamórficas.

- Rocas Sedimentarias

La formación pamplona (K p m), es la más antigua del área, se caracteriza por la presencia de abundantes intercalaciones de lutitas con estratos de caliza.

La formación Atocongo (K a), está compuesta mayormente por estratos calcáreos y se halla superyacente a la formación Pamplona.

El cuaternario (Q c) está representado por sedimentos fluviales procedentes de la Quebrada Pampa Grande y se extienden en dicha quebrada y el sector de la Universidad Agraria.

- Rocas Intrusivas

Están representadas por granodiorita, granito y diques básicos pertenecientes al batolito Andino, afloran en los cerros de La Molina Alta, Cerro Centinela.

- **Rocas Metamórficas.**

Se encuentran en la parte alta del cerro La Molina, se hallan en las zonas de contacto de las rocas sedimentarias e intrusivas.

2.1.2 GEOMORFOLOGIA

Los rasgos geomorfológicos que conforman la unidad determinada por el valle de Pampa Grande y los depósitos-acarreados por la misma hacia el sector de Rinconada Alta, Universidad Agraria y la Hacienda La Molina, su área de deposición corresponde a una llanura formada por la colmatación de una depresión estructural con aporte de material fino a medio de poco transporte.

La zona de transición respecto al otro rasgo geomorfológico conformado por la terraza fluvial del río Rímac, situada entre el cerro del Agustino y el cerro la Gallinacera, se ubica en las proximidades de la Estación Experimental Agrícola.

El proceso de colmatación aludido, ha sido evidentemente favorecido por la existencia de una barrera constituida por la terraza del río Rímac, que se extendió hasta las proximidades de la avenida La Fontana, en este sector se encuentra gravá desde 1.50 metros debajo de la superficie.

En el área del lago de la Molina, aflora el material típico de la quebrada Pampa Grande constituido por arenas gruesas de naturaleza fealdespática, grava fina y lentes de arcilla, los elementos se hallan perfectamente estratificados y casi horizontales.

- La presencia de depósitos eólicos en proceso de compactación, aparecen en el sector del Colegio Reyna de los Angeles, estos depósitos son los más recientes de la área.

En la zona de la Urbanización El Remanso de La Molina, el relleno aluvional del acuífero está formado por cascajo, arena, arcilla, del origen fluvial y material pie de monte, proveniente del río Rimac y de la Quebrada de Pampa Grande y arenal respectivamente.

El substrato rocoso está formado por rocas ígneas de edad que aflora formando las colinas conocidas con el nombre del cerro de La Molina.

Recordar la advertencia formulada por nada menos que el padre de la mecánica de suelos K. TERZAGHI cuando dice.

Si el Ingeniero encargado de un Proyecto de obras de tierra carece del necesario adiestramiento en geología, de imaginación y sentido común, sus conocimientos de la mecánica de suelos pueden hacerle más daño que bien. En vez de usar la mecánica de suelos abusará de esta ciencia.

2.1.3 MECANICA DE SUELOS

Generalidades

La "Presión admisible" de un terreno se obtiene a partir de las ecuaciones de capacidad de carga, considerándose coeficientes

de seguridad de 3 contra la falla catastrófica, no debe ser superada por las presiones de contacto que va a transmitir la cimentación al suelo, ya que de ser así se producirían asentamientos totales excesivos en cada uno de los elementos.

Cuando los suelos son colapsables, al saturarse es posible que ocurran asentamientos súbitos, o asentamientos por consolidación.

Cuando los suelos subyacentes son heterogéneos y erráticos (lo que se obtiene de observar las columnas correspondientes a las estaciones de sondeo. Erráticos; cuando no presentan una secuencia definida.) Es necesario, adoptar un sistema de cimentación por medio de vigas continuas u otro más conservador, ya que ante una solicitación dinámica, estos materiales de diferentes densidades y compresibilidades, van a originar asentamientos diferenciales que por manifestarse en forma súbita causarían graves perjuicios en la superestrutura.

Cuando las características de los suelos se definen como limos inorgánicos de densidades relativas sueltas, presentando además diferentes contenidos de humedad, la que puede ser originada por el regadío de la zona o existencia de acequias, es necesario adoptar un sistema de cimentación por medio de losas únicas o plateas para la cimentación de las estructuras, dado que en condiciones de humedad los suelos colapsables presentan resistencias al esfuerzo cortante bajas y son susceptibles a grandes deformaciones.

Al hacer un análisis dinámico y de mecánica de suelos, estos nos podrían fijar limitaciones para determinar zonas en las que se podría construir edificios de uno u otro tipo, fundamentalmente conformados por depósitos aluvionales blandos.

Como se tiene conocimiento, el suelo como elemento de cimentación es muy variable en cuanto a su comportamiento; de esto se desprende lo complejo que resulta incorporarlo a un análisis matemático, así se tiene suelos con diferentes estados no homogéneos pasando en cortas profundidades de rocas a relleno aluvial (poco o bien consolidado) a suelo blando y viceversa, además la disposición del subsuelo es por capas las cuales no son en general, horizontales, representando características diferentes en caso de ser activadas por un sismo. Teniendo en consideración que después de un movimiento sísmico las propiedades de los suelos varían, tales como : el módulo de elasticidad, estático, dinámico; el módulo de Poisson, el coeficiente de fricción interna, la cohesión, el coeficiente de compresibilidad etc, como veremos, un poco más detenidamente en páginas siguientes :

En los estudios realizados por misiones técnicas japonesas, francesas en la ciudad de Chimbote, después de ocurrido el sismo de 1970, quedó determinado que los factores que afectan el período predominante de vibración de los suelos, depende de las propiedades de los mismos, espesor de sus capas y las condiciones de borde. Por ejemplo, cuando los espesores de las capas del suelo difieren, el período del primer modo es menor para las capas delgadas que para las gruesas.

ACCIÓN DE SISMOS

En el diseño de pilotes, la fuerza que se produciría por acción de sismos: debe tenerse presente, que los problemas resultantes de este tipo de fuerzas son complejos, extensos y resueltos en forma incompleta, aunque son muy estudiados.

FACTORES EN EL DISEÑO POR SISMO : Entre los factores para el diseño contra sismos se tienen, los esfuerzos, rigideces, masa, características de amortiguamiento de la estructura y el suelo, períodos naturales de la estructura y del suelo, fuerza, amplitud, dirección y duración de los impulsos y distancias de las fallas y el epicentro del sismo.

Estudios dedicados al análisis del suelo en una cimentación bajo la acción de un sismo, ha vertido los siguientes conceptos :

(SUYEHIRO "ENGINEERING
SISMOLOGY")

SUYEHIRO .

Estudió que un aluvión pantanoso, aunque teniendo mayor amplitud que un material firme, no puede realizar más fuerza sobre una estructura que la que el suelo pueda resistir y que la energía de vibración elástica se disipa más aprisa que en comparativos suelos cohesivos diluviales el cual es compensado por el mayor movimiento ocurrido en las capas blandas.

El atribuyó mucho del movimiento de un edificio rígido sobre el suelo

blando, oscilación por la ductibilidad del suelo.

(A. INAMURA "THEORETICAL AND
APPLIED SEISMOLOGY")

INAMURA.

Plantea, que si la naturaleza del suelo es duro y no dúctil, la violencia de las vibraciones de tierra es comparativamente pequeña y peligrosa para edificios, debido a desigual asentamientos, si llegan a ocurrir. Remarcando que cuando ocurre un sismo, aparece bajo la cimentación un cambio de presión y esto motiva que en algunos instantes puedan ocurrir presiones 2 ó 3 veces mayores que el valor estático.

Debido a todo esto, concluye diciendo que para suelos blandos profundos, una cimentación de pilotes es la más segura.

Comúnmente, si los suelos blandos tienen pequeña cohesión, son más peligrosos, por su falta de estabilidad en relación a la que tienen los suelos compactos.

FUERZAS LATERALES DE SISMOS

Los pilotes deben ser capaces de deflectarse con el suelo y las fuerzas de inercia del edificio deben ser evaluadas por la resistencia lateral permisible de los suelos adyacentes al sombrero del pilote y tipo de vigas.

Las cimentaciones deben ser bien zunchadas juntamente con la construcción capaz de transmitir, en tracción o compresión fuerzas iguales a un

mínimo de 10% de las cargas verticales.

ACCION DE AMORTIGUAMIENTO

La energía aplicada a una estructura, o sub-estructura en deformaciones elásticas o flexión plástica, corte o movimiento oscilante. Cualquier energía cinética sobrante puede resultar dañina, el corte y la acción de amortiguamiento de la onda es importante.

El desplazamiento lateral de pilotes, puede agrandar los agujeros y permitir que más energía sea absorbida en flexión por los pilotes, o algunos suelos pueden cerrarse inmediatamente. También existe la posibilidad que halla alguna excentricidad en los pilotes después de un sismo.

EFFECTOS DE CAMBIOS DE LAS CONDICIONES DEL SUELO

Un factor predominante en la sustentación de los pilotes en el suelo, es el cambio de distribución de esfuerzos del suelo o propiedades mecánicas de los suelos, durante sismos. Si una arena saturada está bajo una densidad crítica, un sismo podrá causar que la carga sea transmitida temporalmente por el poro al agua, y resultar liquefactada por lo que el suelo empezaría a fluir. Tales suelos deben ser estabilizados o en caso contrario, apoyar los pilotes en otro estrato.

Aunque la presión alta de poros, pueda ser desarrollada en arcilla, debido a cargas sísmicas incrementadas sobre los pilotes, dicha arcilla no tendrá tiempo para reajustarse ella misma, y las cimentaciones pueden sufrir daños, las presiones permisibles sobre las arcillas pueden aumentar en 25 a 100%.

Investigaciones hechas por japoneses, indican que el valor producido en el suelo disminuye con incremento de las aceleraciones producidas por las vibraciones y que la suma depende del contenido de humedad, disminuyendo cerca al contenido de humedad óptimo.

Como el contenido de humedad óptimo de la arcilla, cambia cuando la vibramos, es posible que un suelo compactado cerca al óptimo, pueda no ser el más resistente para los sismos.

TRADUCCION DEL INFORME DE EZRA MEIR ASSOCIATES

(Diciembre 30, 1964)

Mr. Edward W. Waugh, Arquitecto A.I.A.

Mr. Robert Etheredge

Re. Sub-Surface Investigation Office Buildings 4, 5, 6, 7, 8

Las muestras de suelo fueron obtenidas de dos pozos de prueba en cada edificio y taladrando con el barreno manual avanzando en el sub-suelo por secciones tubulares.

Los estratos del suelo fueron examinados en el pozo de prueba y la densidad del suelo fue juzgada por la razón o relación con que el barreno manual fue avanzando dentro del suelo.

En general, la prueba de sondeo en el sitio indicó espesores variables de suelos sedimentarios húmedos sobreyaciendo negativamente con arenas finas

con alguna grava.

La grava fue de dimensiones variables que impedía al barreno manual avanzar mas. El estrato más alto del suelo debajo de alrededor de 6' debajo del nivel existente, es arcilla orgánica y arenisca aluvial, una es inconveniente para soportar una estructura permanente. La densidad del suelo de 8' hacia abajo puede ser clasificada como suelto para estratos medios de lodo aluvional y arena blanda y tesa para estratos duros de arcilla, estos estratos de suelos se alternan y varían en espesores como se muestra en la prueba de quiebra del sondeo. Todo el estrato de suelo estaba húmedo pero la mesa de agua (nivel freático) estaba más abajo que - 25' - debajo del nivel existente, las paredes del hoyo excavado fueron establecidos durante el ensayo tomando consideraciones dentro de la clasificación del suelo en el lugar, su densidad y el cómputo de cargas del edificio, nosotros estamos recomendando las siguientes presiones sobre el suelo para el diseño de la correspondiente elevación para cada piso.

1. Edificio # 4 usar una presión máxima de soporte del suelo de 3,000 P.S. f alrededor de 8' - 6" debajo del nivel existente para el diseño de cimientos de combinación de combinación de cargas muertas y cargas vivas.

Igual a anterior recomendando las profundidades siguientes :

Edificio # 5	alrededor de 9
Edificio # 6	alrededor de 8 - 6

Edificio # 7 alrededor de 9
Edificio # 8 alrededor de 8

Nosotros aconsejamos que lo recomendado arriba acerca de los valores de la capacidad soportante del suelo sea usada con arriostramiento - transversal completo en ambas direcciones desde el principio del piso a la parte superior de la zapata es conservado en el diseño del edificio.

El arriostramiento transversal minimizará el efecto de cualquier asentamiento diferencial y estabiliza el edificio para fuerza sísmica.

El espesor del escalón al principio del piso debe tener un grosor de 5" - reforzado con 6 x 6 - 6/6 soldando, amarrando y alambrando o sinó barras # 3 12' cada trecho.

Si no es usado el arriostramiento transversal o discontinuado en alguna de las crujiñas, entonces las recomendaciones de la máxima presión soportada por el suelo de 3,000 P.S.F.

Podrá ser usado para un diseño balanceado de carga muerta.

El diseño balanceado de carga muerta es para minimizar el efecto de cualquier asentamiento diferencial".

Nosotros aconsejamos que el suelo orgánico del estrato superior debe ser removido y reemplazado con relleno seleccionado y compactado a un mínimo de 95% de la densidad máxima con el óptimo contenido de humedad.

Si es localizado un suelo débil en condiciones inseguras en algunas de las zapatas, será aconsejable reemplazar el suelo que desconfiamos, con relleno seleccionado dejándolo caer en el fondo de la zapata. El sistema de arriostamiento-transversal será más efectivo si un edificio podrá ser hecho conservando el mismo nivel, ello será provechoso para el comportamiento del edificio desde el punto de vista del diseño conveniente, así como económico para la duplicación del sistema de arriostamiento-transversal.

La cantidad especificada en el reforzamiento del sistema de arriostamiento-transversal será el que manda en el diseño estructural.

Penetration : Number of Blows of 140 lbs. HAMMER FALLIN 30"
REQUIRED TO DRIVE 2" O.D., 1.375 I.D. SAMPLER ONE FOOT

2.1.4

PILOTES

El objeto de una cimentación sobre pilotes, es transmitir la carga de la estructura a través de un estrato de terreno de pobre valor soportante a uno de adecuada capacidad, en algunos casos, mejorar la capacidad soportante de terrenos.

USO DE LOS PILOTES

En general puede decirse que los pilotes se usan para los siguientes propósitos :

A.- Para eliminar asentamientos objeccionables.

- B.- Para transferir cargas de una estructura a través de un fluido o terrenos malos a otros mejores.
- C.- Para compactar terrenos granulares para reducir su compactibilidad.
- D.- Para anclar estructuras contra terremotos.
- E.- Para transferir cargas de un terreno fácilmente erosionable a otros mejores.
- F.- Para anclar estructuras sujetas a sub-presiones hidrostáticas o volteo.
- G.- Para servir de "muertos" para anclar cables, amarres submarinos, proteger bancos de río, etc.

2.1.5 INVESTIGACION DEL SUBSUELO.

Exploración Preliminar :

La exploración preliminar será realizada prácticamente, en todos los lugares considerados como posible ubicación de toda obra de alguna importancia.

El principal objeto de esta investigación, es obtener una representación aproximada de las condiciones de sub-suelo a costo razonable.

Uno de los primeros pasos es recoger y revisar todos los datos disponibles de las características de la superficie y capas subterráneas del área.

Durante las exploraciones preliminares, pueden usarse sondas, pozos o zanjas de exploración poco profundas, perforaciones con barrenos de mano o perforaciones por métodos hidráulicos se obtendrán así, las muestras para su identificación y clasificación y para ensayos simples de laboratorio: también pueden emplearse métodos geofísicos.

UBICACION Y DISTANCIA DE LAS PERFORACIONES

Las perforaciones pueden estar espaciadas a 400 o 500 pies donde las condiciones del suelo son uniformes, o tan cercanos a 25 pies donde existan condiciones de suelos erráticos.

Para edificios, las perforaciones para la cimentación se sitúan generalmente cerca a las esquinas de los cimientos, con perforaciones adicionales, situadas dentro del área según se requiera.

Profundidad de exploración.

Depende de muchos factores, incluyendo la naturaleza y complejidad del perfil del suelo; la naturaleza y extensión del proyecto y la información específica que se obtenga.

Por regla general, las perforaciones deben extenderse hasta un estrato con capacidad adecuada de asiento y debe penetrar todos los depósitos indeseables como la turba, relleno sin consolidar, sustancias orgánicas, etc.

Las arcillas sujetas a considerable consolidación bajo una carga deben ser investigadas en toda la profundidad de la capa o una profundidad, que es

incremento de esfuerzos para estratos más profundos, debido a la carga impuesta sea tan pequeña como para no causar asentamientos perceptibles.

Excepto en circunstancias muy especiales, cargas muy pesadas o condiciones de filtración, las perforaciones generalmente son detenidas después de una corta penetración en la roca o en una capa con capacidad resistentes, o cuando asegura que estos estratos tienen una potencia adecuada.

Antes de diseñar una cimentación por pilotes, se debe obtener la siguiente información básica.

- A. Espesor de cada capa del terreno desde la superficie hasta encontrar un estrato duro, que no se encuentre sobre un material compresible.
- B. La naturaleza del estrato.
- C. El grado de dureza y compresibilidad de cada formación.
- D. Información del agua subterránea, su nivel y sus fluctuaciones.

Entre los métodos de exploración del subsuelo, tenemos :

Métodos geofísicos (Resistividad eléctrica, métodos sismográficos
Excavación a tajo abierto
Sondajes

Perforación por percusión

Perforación rotatoria

Perforación con barreno espiral

Métodos Típicos de perforación por lavado ("Jet")

METODO GEOFISICO

Para determinar los límites de los materiales en Ing. Civil, se usan los métodos eléctricos y los sísmicos.

El método más aceptable para localizar el límite entre dos clases de roca, se determina por el tipo de campo de fuerza que se distorsionará más claramente por la diferencia entre las propiedades de estas rocas, si sus pesos unitarios son iguales pero sus conductividades son muy diferentes puede usarse con ventaja el método del potencial eléctrico.

Los métodos sísmicos se basan en que la velocidad de propagación de las ondas elásticas es función de las constantes elásticas del medio a través del cual viajan las ondas, las que al llegar a una línea límite entre dos medios de diferentes propiedades elásticas parte de ella es reflejada y parte refractada. Para determinar la posición de un límite interno por ejemplo entre roca blanda y dura o entre suelo y roca, se hace explotar una pequeña carga explosiva a una corta distancia debajo de la superficie y se mide el tiempo que tardan en llegar las ondas reflejadas o refractadas a diferentes puntos de la superficie.

En relación con los problemas de Ingeniería Civil, solo los métodos de

potencial eléctrico y sísmicos son aplicables con éxito. Su campo de aplicación está todavía limitado a la fijación de la superficie del lecho rocoso.

Si el espesor del manto rocoso o roca descompuesta es pequeño y la superficie de la roca misma no es muy desigual, se puede confiar en los resultados y su costo es más barato que el mismo promedio de perforaciones, si la capa superior sedimentaria contiene muchas piedras el estudio del subsuelo por perforaciones es casi impracticable en cambio el estudio geofísico se realiza como si las piedras no existieran.

EXCAVACIONATAJOCABIERTO

Incluyen pozos de exploraciones, perforaciones de grandes diámetros, caissons, etc. y son las que dan la información más segura, pero sus inconvenientes son : su alto costo y su limitada profundidad alcanzada.

SONDEOS

Consisten en forzar una sonda solo o con camiseta dentro del terreno observando la resistencia a la penetración o al rechazo, las variaciones y el grado de resistencia indican las propiedades físicas del estrato, obviamente la interpretación correcta de estos resultados requiere gran experiencia, especialmente para la estimación de la capacidad soportante y asentamientos diferenciales.

BARRENA ESPIRAL

Se presiona contra el suelo y se vota la barrena, los bordes cortan el material y el espiral los saca; son de diferentes diámetros.

* INTERPRETACION DE RESULTADOS DE MICROTREPITACIONES

Los picos que se observan en los gráficos resultantes de efectuar mediciones de microtrepitaciones, corresponden al período predominante de un estrato.

En cambio en suelos más o menos homogéneos como el conglomerado seco, la curva presenta solo un pico bien definido.

Considerando que la respuesta de una estructura frente a una excitación sísmica depende básicamente de las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo a través del cual le llega la energía sísmica y que el parámetro más importante es el período predominante del suelo, en suelos como los de La Molina pueden esperarse altas respuestas espectrales cuyo período de vibración esté comprendido entre 0.1 seg. y aproximadamente 0.5 seg. dado que los picos de las curvas frecuencia-período, muestran entre 0.14 seg. a 0.33.

La cota superior 0.33 seg. se ha aumentado a este valor 0.5 seg. considerando la no linealidad en el comportamiento del suelo, ya que las microtrepitaciones corresponden a amplitud de vibración del orden de las decenas de micron, mientras que en un sismo violento la amplitud de vibración es mucho mayor.

Por las características geológicas, propiedades de los suelos y condiciones topográficas debe ser aumentado el coeficiente sísmico.

(*) Estudio L.A.G.E.S.A.

PROSPECCION GEOFISICA

Se efectuaron 5 S.E contenidos de línea mínimos de 600 m. y máximos de 1,000 m. se investigaron profundidades variables entre 70 y 180 m. dentro del método de Resistividades se utilizó la configuración SCHLUMBERGER del cuadrípulo Simétrico.

INTERPRETACION Y RESULTADOS

La interpretación de los sondeos realizados ha permitido obtener las siguientes conclusiones :

Los sondeos N° 5 y 7 dan valores de resistividad 100 y 69 ohm - m, como la potencia del relleno aluvial está comprendida entre 80 y 100 m. las características obtenidas son aceptables.

- Los valores obtenidos son características de terrenos de buena permeabilidad.
- Resistividad entre 20 y 50 ohm - m. indica predominancia de material fino y por consiguiente de baja permeabilidad.
- La potencia del relleno aluvial en otros sondeos varía entre 40° y 60 m.

RESISTIVIDAD SONDAJE GEOFISICO

El sondeo realizado por L.A.G.E.S.A. entre los cerros Centinela y la Molina, estableció la profundidad del basamento rocoso a 80 metros. En el sondeo situado cerca al cerro Gallinacera y la hacienda La Molina, el basamento fue ubicado entre 160 y 200 m. de profundidad.

2.2 NAPA FREÁTICA O AGUAS SUPERFICIALES

La presencia de agua, modifica sustancialmente las condiciones de ejecución de una obra. Por otra parte, la resistencia del terreno suele depender de la cantidad de agua que lo impregna, como sucede con las arcillas y margas, cuando se hacen cimentaciones sobre tales terrenos, si hay que tener filtraciones de agua en el futuro, es indispensable examinar su comportamiento cuando están húmedos. Observándose que con frecuencia pierden resistencia.

Las consecuencias más graves ocasionadas por las filtraciones, son causadas por la disolución de ciertas partes de los estratos del terreno, por ejemplo, yesos enterrados en terraplenes antiguos, o bien por soliflucción y arrastre de porciones importantes del terreno cuando está constituido por partículas finas y existen fallas, diaclasas o cavidades por las que pueden aflorar.

Además los terrenos arcillosos pueden o no estar consolidados, o que puedan contener agua intersticial, que bajo la acción de la carga que soportan, suele evacuarse muy lentamente hacia zonas de presión hidrostática inferior a la existente en tales terrenos. De esta afluencia, resultarán necesariamente asentamientos en las capas interesadas y a pesar de los contraempujes ejercidos, en profundidad por una obra pueden acelerar la evacuación del agua (la proporción aproximada es de 4 a 5). Las pruebas también indican que los valores de la fricción aumentan con el diámetro de los pilotes.

Los valores de fricción dependen del tipo del terreno, profundidad, grado de consolidación y de saturación, forma de pilotes, cantidad de compactación por el pilote superficie y textura del pilote, y muchas veces del tiempo transcurrido entre el clavado y la prueba.

INFLUENCIA DEL AGUA DE LOS SUELOS EN LA PROPAGACION DE LAS ONDAS SISMICAS

El agua se puede comparar como un material "duro" debido a su incompresibilidad que con esqueleto del suelo cerca de la superficie, debido a esto es capaz de transmitir las ondas compresivas a mayor velocidad de lo que podría haberlo hecho un suelo sin saturar.

Se ha comprobado también que pequeñas cantidades de aire (o gas) en la estructura de los suelos no saturados alteran en forma significativa el comportamiento de los suelos en la propagación de ondas, sobre todo en las velocidades.

AGUA SUBTERRANEA

Propósito y Extensión.

Este breve trabajo, tiene el propósito de presentar una información acerca de la situación del nivel freático de la zona de la Universidad de La Molina, con relación a las fluctuaciones de la misma, a través de un período de varios años, con datos obtenidos de los pozos de agua existente en la oficina de INVENTARIO DE RECURSOS HIDRAULICOS SUBTERRANEOS.

Para observar las variaciones de la napa freática antes y después de los sismos y así poder establecer su influencia sobre las características del suelo.

DE LA OFICINA DE INVENTARIO DE RECURSOS HIDRAU-
LICCS SUBTERRANEOS

2.2.1 Registro de Pozos

5 C MATERIAL ATRAVESADO (ALUVIAL CUATERNARIO)
(PERCUSION SECA)

Coordenadas

Longitud 7 6 5 7 0 5
Latitud 1 2 0 5 0 4

Sexagesimales

Cota aproximada 0 2 4 2 8 0

Fecha	Cota Agua m.s.n.m.
23/3/74	233.17

6 C (PERCUSION SECA)

(ALUVIAL CUATERNARIO)

Longitud 7 6 5 7 0 6
Latitud 1 2 0 5 0 9

Cota aproximada 0 2 4 2 9 0 m.s.n.m.

Fecha	Cota agua m.s.n.m.
21/5/63	228.40
11/7/69	233.90
18/4/72	233.95
23/3/74	233.44

POZC 7 ° (Tajo abierto)
Cota aproximada 242.00 m.s.n.m.

Fecha	Cota Agua m.s.n.m.
27/11/68	233.02
11/7/69	232.99
23/3/74	231.65

POZC (8) ○ (Tajo abierto)

Cota aproximada 243.20 m.s.n.m.

Fecha	Cota Agua m.s.n.m.
27/11/68	234.97
18/4/72	234.95
23/3/74	233.02

Del pozo ubicado en los terrenos del Instituto de Investigaciones Agro-Industriales, frente a la U.N.A. fácilmente accesible desde Lima por la pista que conduce a Cieneguilla Pozo 2 o (N° I R H S 15/6/11 -2

Nivel estático	8 m.
Nivel dinámico	13 m.
Nivel ∅	18 m.

Datos tomados en Octubre de 1974.

2.2.2

PERFILES LITOLÓGICOS

INVENTARIO

De recursos hidráulicos subterráneos

POZO 6 ◯

COTA : 242.90 metros

000 - 11.50	Arena, arcilla
11.50 23.50	Arena fina
23.50 32.00	Arcilla, arena
32.00 42.50	Arena gruesa y fina
42.50 49.00	Arena gruesa, arcilla
49.00 53.00	Arcilla

POZO 2 ◯

0.00- 1.00	Tierra de cultivo
1.00- 10.00	Arcilla con arena fina
10.00- 16.00	Arena fina
16.00- 19.00	Arena gruesa con cascajo
19.00- 24.00	Arena fina
24.00- 28.00	Arena gruesa con cascajo
28.00- 36.00	Arcilla con arena fina
36.00- 40.00	Cascajo, arena gruesa, arcilla
40.00- 45.00	Arcilla
45.00- 50.00	Cascajo, arena gruesa, arcilla

PS - 1

PROFUNDIDAD
(metros)

COTA : 247.25 metros

- 0.00-1.00 Tierra de cultivo Arena limosa, húmeda
- 1.00-3.80 G.P. Grava pobremente graduada formando conglomerado de piedras grandes de 4" y 6" en un 30% grava; pobremente graduada en un 60% empacada por una arena limosa.
- 3.80 - 6.00 LM Limo inorgánico color amarillo, con arena pobremente graduada de grano fino
- 6.00-6.50 C.L. Arcilla inorgánica de mediana compresibilidad
- 6.50-9.50 M.L. Limo arenoso
Limo inorgánico color amarillo, con arena pobremente graduada de grano fino

PS - 1

Q

INST. INVEST.
AGRO-INDUSTRIALES

PS-G

Q

G.1

+

P S - 6

PROFUNDIDAD (metros)	COTA : 247.00 metros NF = 11.80 m.
0.00- 2.00 CL	Arcilla de mediana compresibilidad
2.00- 2.80 SM	Arena limosa
2.80- 4.00 CH	Arcilla de alta compresibilidad
4.00- 5.00 CL	Arcilla de mediana compresibilidad
5.00-6.00 SM	Arena limosa
6.00-7.00 CL ML	Limo-arcilloso de mediana compresibilidad
7.00-10.50 SM	Arena limosa
10.50-12.00 CH	Arcilla de alta compresibilidad
12.00-14.00 SM	Arena limosa
14.00-15.00 ML	Limo de baja compresibilidad

(Ver Plano de Ubicación)

EDIFICIO N° 4

PROFUNDIDAD (pies)	B- 1	COTA : 255.50 metros
0.00- 4.50	Suelo superior de relleno	
4.50- 7.00	Aluvial y arcilla, trazos de arena-mediana	
7.00- 9.50	Aluvial pardo morenucho, media fina arena-mediana	
9.50-12.00	Arena aluvial pardo morenucho, grava pequeña, contrazas de arcilla compacta.	
12.00-13.50	Aluvial pardo grisáceo entre media y fina, arena mediana	
13.50-15.00	Arena aluvial pardo grisáceo, trazos de arcilla compactada	
15.00-17.00	Aluvial negrusca, trazas de arena compacta	
17.00-18.50	Aluvial negrusco, vestigios de arena mediana	
18.50-20.50	Aluvial pardo media fina, arena-mediana	
20.50-23.00	Aluvial pardo, trazas de arena mediana	
23.00-24.50	Arena gris pardusca media fina, un poco arena aluvial-mediana	
24.50-25.50	Arena gris pardusca arena aluvial, trazas de grava densa	

EDIFICIO N° 4

PROFUNDIDAD (pies)	B - 2	COTA : 255.50 metros
0.00- 2.00	Piso superior de relleno	
2.00-10.00	Arena aluvial gris pardusca, vestigios de arcilla compacta	
10.00-11.50	Aluvial gris pardusca media afina, con arena media	
11.50-15.50	Arenisco aluvial gris pardusca, vestigios de arcilla media	
15.50-17.50	Arenisca aluvial gris morenucho, vestigios de arcilla media	
17.50-20.00	Aluvial pardusco, vestigios de arena media	
20.00-21.50	Arena aluvial gris morenucho, vestigios	

EDIFICIO N° 5

PROFUNDIDAD (pies)	B-1	COTA : 255.90 metros
0.00-2.50	Suelo superior de relleno	
2.50-6.00	Arena aluvial gris parda, vestigios de arcilla media	
6.00-7.50	Arena gris morenucha, aluvial-media	
7.50-9.00	Aluvial pardusca, con un poco de fina arcilla-media	
9.00-10.50	Aluvial pardusco, con un poco de fina arcilla-media	
10.50-12.00	Aluvial negrusco, con un poco de fina arena- suelta	
12.00-16.00	Aluvial negrusco, con un poco de arcilla-media	
16.00-18.00	Aluvial canela, con poco de grava, vestigios de arcilla compacta	
18.00-21.50	Aluvial pardusco, con un poco de arcilla-media	
21.50-23.00	Aluvial canela, con un poco de fina arena compacta	
23.00-30.00	Aluvial negrusco, con un poco de arcilla-media	
30.00-31.50	Arena gris morenucha, rastros de aluvial-media	
31.50-32.50	Aluvial negrusco, con un poco de arcilla-media	

EDIFICIO N° 5

PROFUNDIDAD (pies)	B - 2 COTA : 255.85 metros
0.00- 4.00	Suelo Superior de relleno
4.00- 6.00	Arena gris parda, con vestigios de aluvial-suelto
6.00- 7.50	Arena pardo morenucha, aluvial-suelta
7.50-9.00	Arena aluvial pardo morenucha, vestigios de arcilla suelta
9.00-12.00	Arena pardo morenucha, vestigios de aluvión-suelto
12.00-14.50	Aluvión negrusco, con un poco de arcilla-media
14.50-17.50	Arena pardo morenucha, con un poco de aluvión-media
17.50-21.50	Aluvión negrusco, con un poco de fina arena-suelta
21.50-24.50	Aluvión negrusco, con un poco de fina arena-media
24.50-26.00	Arena pardo morenucha, vestigios de aluvión-media

EDIFICIO N° 6

B- 2 COTA : 256.00 metros

0.00- 1.50	Suelo superior de relleno
1.50- 4.00	Arenisca aluvial pardo grisáceo, vestigios de arcilla-media
4.00- 7.00	Arena gris parda, con un poco de aluvión-media
7.00- 9.00	Arenisca aluvial gris morenucha, vestigios de arcilla-media
9.00-10.50	Arena gris parda, con un poco de aluvión-media
10.50-12.50	Arenisca canela, vestigios de arcilla-media
12.50-14.50	Aluvión canela y arcilla media
14.50-16.00	Arenisca aluvial negrusca, vestigios de arcilla-media
16.00-18.00	Aluvión negrusco, con un poco de arcilla-compacta
18.00-19.50	Aluvión negrusco, con un poco de arcilla-media
19.50-21.00	Arenisca aluvial negrusca, vestigios de arcilla-media
21.00-22.50	Arena pardo canela, vestigios de aluvión-suelto
22.50-24.00	Aluvión canela, con un poco de fina arena-media
24.00-25.50	Arenisca aluvial canela, vestigios de arcilla-media
25.50-27.50	Arena aluvial canelo gris, vestigios de arcilla-suelta
27.50-30.50	Aluvión negrusco, con un poco de arcilla-media
30.50-32.50	Arenisca aluvial negrusca, vestigios de arcilla-suelta

EDIFICIO N° 7

PROFUNDIDAD	B- 2 COTA : 256.40 metros
0.00- 1.50	Suelo superior de relleno
1.50- 4.00	Arenisca aluvial pardo grisáceo, vestigios de arcilla-suelta
4.00- 7.00	Arena gris parda, con un poco de aluvión-suelto
7.00-10.00	Aluvión canela, con un poco de fina arena-suelta
10.00-11.50	Arena gris parda, con un poco de aluvión-medio
11.50-13.00	Aluvión canela, con un poco de arcilla-media
13.00-15.00	Arena gris canela, con un poco de aluvión-medio
15.00-17.00	Arcilla aluvial canela, vestigios de arcilla-media
17.00-19.50	Aluvión canela, claro y arcilla-media
19.50-22.00	Aluvión canela claro, y arcilla-compacta, vestigios de grava
22.00-24.00	Aluvión canelo, con un poco de fina arena-media
24.00-26.00	Arenisca aluvial canelo, vestigios de arcilla-media
26.00-32.00	Aluvión canelo, con un poco de fina arena-media

NAPA FREÁTICA

El nivel de la napa freática, se mantiene casi constante según se puede apreciar en los registros adjuntos debido a que no existe rompimiento de equilibrio Hidrológico, porque el acuífero se recarga dado que aún existen tierras de cultivo y por el contrario con las aguas de riego y sobre todo con las filtraciones del lago artificial existente un poco al sur en la Urbanización Rinconada, se aprecia aproximadamente a 1.00 metros de profundidad la presencia de suelos húmedos.

El Análisis de los diferentes perfiles litológicos de los pozos para agua permite establecer :

Existe una sola napa acuífera, ésta se halla entre 9 y 12 metros de profundidad en el sector de La Molina.

La profundidad del basamento, así como del acuífero indican condiciones favorables para amortiguar fenómenos de resonancia o de compactación diferencial en el caso de que la zona fuera afectada por un sismo.

En la zona del Remanso de La Molina, la profundidad del substrato resistente se encuentra entre 45 y 180 m.

La napa freática es alimentada por las filtraciones del río Rímac, de las lagunas artificiales de la quebrada de Pampa Grande, de las actuales zonas de cultivo.

El nivel de la napa freática se encuentra entre 1 y 33 m. el sentido de flujo dominante NE-SW con gradiente Hidráulica promedio de 0.7%

2.3 INTERACCION DINAMICA DEL SUELO Y LA ESTRUCTURA

Al analizar la interacción dinámica del suelo y la estructura, se puede estudiar desde dos puntos de vista.

- a) La amplificación
- b) La interacción propiamente dicha

La amplificación se refiere al efecto de las capas del suelo sobre los efectos sísmicos antes de llegar al edificio, en efecto este fenómeno tiende a propagarse de la roca a través del suelo hasta llegar a la superficie, el resultado de dicho movimiento en la superficie es afectado por las propiedades del suelo y es en realidad diferente del movimiento de otra onda, la cual se desplaza en roca firme.

La interacción se refiere al efecto de la presencia de una edificación sobre el suelo ocasionando en ambos la interacción por la presencia de las ondas sísmicas.

Factor de amplificación

Los factores del tipo del suelo sobre los daños de una estructura han sido reconocidos por cientos de años, Estos fueron demostrados gráficamente primero durante el sismo de San Francisco en 1906. En general esto puede ser demostrado que las siguientes propiedades del suelo tienden a incrementar la amplificación.

- baja rigidez
- baja densidad
- alto nivel freático
- alto contenido de humedad
- bajo N - valores (número de golpes por pie,
pruebas de penetración estandar)
- bajo esfuerzo cortante
- suelos recientes
- bajas elevaciones como oposición a puntos altos
colindantes
- grandes profundidades del manto rocoso

2.3.1 AMPLIFICACIONES SISMICAS POR CAUSA DEL SUELO

Está comprobado que un sismo produce efectos muy diferentes en estructuras sustancialmente iguales, dependiendo de las características del suelo en que estas estructuras están cimentadas.

En términos generales y relativos se aprecian menores daños en las edificaciones cimentadas sobre roca o conglomerado firme y más daños en las cimentadas sobre suelos blandos o con presencia de agua.

Los últimos sismos ocurridos en Lima han señalado la diferencia de comportamiento de estructuras diseñadas bajo la misma norma, edificadas con los mismos materiales y con procedimientos constructivos similares pero ubicadas en diferentes zonas de la ciudad con suelos

de cimentación diversos. La falta de instrumentación y consecuentemente de registros así como la escasa experiencia acerca del comportamiento de construcciones representativas ante sismos considerables, ha llevado a no considerar amplificación de la fuerza sísmica o a suponerla erróneamente.

Se ha puesto así de manifiesto la necesidad de modificar la norma existente para incluir una microzonación, que exija amplificaciones minimas y las cuantifique, a partir de la experiencia sísmica en edificaciones ubicadas en zonas críticas, A través de este trabajo se pretende iniciar este proceso de microzonación, estableciendo se valores de amplificación que permitan proyectar con seguridad adecuada y con uniformidad de criterios, de manera de racionalizar y luego perfeccionar las condiciones asumidas con la experiencia que se adquiriera en sismos futuros.

Este trabajo ha sido posible por la colaboración e información suministrada por el Dr. Tadao Minami y constituye una realización parcial de los estudios por él recomendados en su informe, de Enero de 1975, al Ministerio de Vivienda y Construcción, asimismo se hace un reconocimiento al Ingeniero Víctor Konno, miembro de esa institución por su colaboración al haber facilitado toda esta documentación.

II. CONSIDERACIONES GENERALES Y PROCEDIMIENTOS

La zona central de Lima está ubicada sobre el conglomerado compacto del lecho formado por el río Rímac. Esta zona tiene un

comportamiento razonablemente definido ante sismo, confirmado por los registros instrumentales y por la respuesta satisfactoria de edificaciones diseñadas con normas que asumen un determinado comportamiento del suelo de cimentación. No ha ocurrido lo mismo con las zonas perimetrales; en primer lugar no se ha contado con registros y, en segundo, se han presentado daños estructurales excesivos y desproporcionados en edificios diseñados con la misma norma comprobada adecuada para la zona central. Más aún, al permitir la norma escoger los factores a usarse en el diseño estructural en zonas con posible amplificación ella impide llegar a conclusiones estadísticas y dificulta catalogar el comportamiento estructural por lo variado de los tipos de cimentación y sistemas de estructuración que implícitamente autoriza.

Este trabajo enfoca el problema de la amplificación debido al suelo a través de un análisis comparativo entre las zonas cuestionadas y la zona de comportamiento definido de Lima. Se trata de cuantificar los factores de amplificación que afectarán los valores de las aceleraciones de diseño indicadas en la norma y de precisar otras correlaciones, tales como el rango de períodos críticos y las directivas o tendencias a tenerse en cuenta para el diseño de edificaciones en las zonas cuestionadas.

El procedimiento seguido para determinar las amplificaciones y las consideraciones para el análisis se detallan a continuación

1. Se ha escogido uno o más perfiles estratigráficos representativos

de la zona por estudiar, correspondientes todos ellos a sitios específicos en la misma.

2. Se ha determinado para el perfil del suelo la profundidad en la que aparece el conglomerado típico de Lima, o, en su defecto, un estrato de propiedades similares. A este estrato se le llamará estrato base.
3. Mediante los datos de penetración estandar y usando relaciones empíricas se ha determinado la velocidad de las ondas de corte a lo largo de los perfiles. Con esta información y los demás datos del estudio de suelos se ha estructurado un modelo dinámico del suelo para cada sitio.
4. Se selecciona un grupo de acelerogramas registrados, para sismos en Lima a ser usados como estímulo en el estrato base de los modelos dinámicos de los suelos.
5. Mediante el programa JIBAN y la computadora IBM 360-40 y a partir del acelerograma en el estrato base y del modelo dinámico del suelo se ha obtenido el acelerograma modificado correspondiente a la superficie.
6. Usando el mismo programa JIBAN se ha calculado los espectros de aceleraciones para los acelerogramas, original y modificado, considerando de amortiguamiento crítico.

7. Finalmente se ha comparado los resultados obtenidos y la información original en los siguientes aspectos :

- a) Las aceleraciones máximas de los acelerogramas,
- b) Las aceleraciones máximas de los especiros, y
- c) La variación de los períodos que corresponden a las aceleraciones máximas.

III. MODELO DINAMICO DE LOS SUELOS

Para cada uno de los sitios en estudio, se ha usado un perfil estratigráfico determinado por Ingenieros especialistas en Mecánica de Suelos. Se ha escogido los perfiles más representativos, desde el punto de vista geológico, de manera que las conclusiones a las que se llegue pueden ser generales para la zona.

Zona de La Molina. Se ha considerado para La Molina, los 3 sitios indicados en el gráfico N° 2, cubriendo un área considerable de esta zona.

Los sitios escogidos corresponden a :

Sitio A	Ministerio de Agricultura
Sitio B	Induperú
Sitio C	Reyna de los Angeles

Se indica igualmente las velocidades de las ondas de corte,

deducidas a partir de relaciones empíricas basadas en el resultado del ensayo de penetración estándar. Las fórmulas escogidas han sido propuestas por Imai, Shibata y Sugimura, las que son respectivamente :

$V_s = 52 \sqrt{N}$, $V_s = \sqrt{1000 N}$ y $V_s = 90 N^{0.36}$, siendo en cada caso V_s la velocidad de las ondas de corte en metros por segundo y N el número de golpes.

Para la fricción del material se ha considerado un amortiguamiento tipo C - independiente de la frecuencia, de acuerdo a las recomendaciones dadas por Minami. Para este amortiguamiento de la rigidez de corte se define en base al término - C - asumiendo para este el valor de 20 para estratos superficiales y blandos y el de 100 para estratos y compactos.

IV. ACELEROGRAMAS

Se ha usado los acelerogramas del sismo del 17 de Octubre de 1966 correspondientes a las componentes E - W, y N - S (registrado en el acelerógrafo del Instituto Geofísico del Perú) y los acelerogramas del sismo del 3 de Octubre de 1974 correspondientes a dos ubicaciones diferentes y a las componentes E - W, y N - S en cada uno (registrado en los acelerógrafos del Instituto Geofísico del Perú y la casa del Dr. Huaco.)

Para limitar el tiempo de uso del computador se ha recortado los

acelerogramas limitándose a 18 segundos los registros del sismo de 1966 y a 15 segundos los registros del sismo de 1974. En cada caso se ha escogido los tramos de aceleraciones máximas de cada registro.

No se ha realizado correcciones por el recorte de los acelerogramas, ya que ellos han sido usados únicamente para fines comparativos y por lo tanto no afectan los resultados relativos que se pretende obtener.

De estos gráficos y tabulaciones se hace las siguientes observaciones:

Tabla N° I. Amplificación de las aceleraciones máximas de los acelerogramas.

Zona de la Molina, sitios A, B y C

1. Las amplificaciones máximas se presentan para el sismo de 1974 con un valor máximo de 2.75 para el caso 3 C
2. Para el sismo de 1966 se observa una amplificación de 2.35 para el caso.
3. Para los sitios A y B se presentan amplificaciones similares con valores de 2.71 y 2.18 para los casos 4 A y 3 B respectivamente.

Tabla N° II. Amplificación de las aceleraciones máximas de los espectros

Zona de La Molina, sitios A, B y C

1. Las máximas amplificaciones se presentan para el sismo de 1974.
2. Los valores máximos corresponden al caso 5 A y son 5.23, 4.40. 3.12 y 2.89 para amortiguamientos de 0.1, 5 y 10 por ciento respectivamente.
3. Para los sitios C y B se presentan condiciones de aplicación similares.
4. La máxima amplificación para el sismo de 1966 se presenta para el caso 2A, su valor es 1.99
5. Las máximas aceleraciones se desplazan a períodos de 0.2 a 0.5 segundos.

VI. CRITERIOS DE INTERPRETACIONES DE RESULTADOS

En general la magnitud de las aceleraciones de los espectros disminuye de manera muy importante al considerar el amortiguamiento y la ductilidad de las estructuras.

Se observa el efecto del amortiguamiento en los espectros por la forma en que decrecen las aceleraciones conforme él aumenta, es particularmente notorio este efecto para los picos de aceleración o zonas críticas. Este efecto se manifiesta igualmente en las amplificaciones, tal como se puede apreciar en las tabulaciones correspondientes.

El amortiguamiento es inherente a la estructura y a los elementos que la componen y depende de los materiales con que esté construida y del nivel de esfuerzos a que estén sometidos durante la vibración.

Depende asimismo del sistema de estructuración y de los recursos estructurales para generar mecanismos de absorción de energía.

La ductilidad es la relación que existe entre la deformación en la fluencia y la deformación al producirse la rotura. Para estructuras de concreto armado la ductilidad está fundamentalmente definida por la cuantía de refuerzo, por el confinamiento del concreto y por los anclajes adecuados de armadura.

La ductilidad no ha sido tenida en cuenta de una manera directa en el procesamiento de los espectros en este trabajo. Sin embargo al compararlos con los obtenidos para Lima, ésta queda involucrada, dado que la norma usada para Lima - cuya validez ha quedado confirmada incluye implícitamente criterios de ductilidad. Para poder someter a la estructura a los niveles de esfuerzo planteados por las condiciones de amortiguamiento- entre el 50 y 100 por ciento del esfuerzo de fluencia- y al mismo tiempo mantener recursos para poder hacerlo repetidamente, se requiere incorporar racionalmente una ductilidad determinada en el diseño estructural.

Para definir los factores de amplificación se ha considerado como límite superior al correspondiente a los valores intermedios de las

máximas amplificaciones, correspondientes a amortiguamientos del 1 a 5 por ciento del amortiguamiento crítico. Como límite inferior se ha considerado los valores intermedios de las máximas amplificaciones, correspondientes a amortiguamientos de 5 a 10 por ciento del amortiguamiento crítico.

Se ha considerado también como referencia para fijar los límites inferiores de las ampliaciones, las obtenidas por comparación de los acelerogramas. Estas amplificaciones se han deducido para períodos dentro de las zonas de máximos- hasta 1 segundo- y se ha considerado conveniente hacer estas recomendaciones extensivas conservadoramente a toda la gama de períodos.

RECOMENDACIONES DEL "ESTUDIO SOBRE AMPLIFICACIONES SISMICAS POR CAUSA DEL SUELO DE LIMA," REALIZADO POR EL ING. R. RIOS (MIEMBRO DE LA ASOCIACION PROFESIONAL GALLEGOS")

1. Para la zona de La Molina se recomienda lo siguiente :
 - a) En general emplear un factor de amplificación mínimo de 3.
 - b) Para edificaciones con poco amortiguamiento y/o períodos entre 0.2 y 0.6 segundos, emplear un factor de amplificación hasta de 4; dependiente del uso de la edificación, de su importancia y del tipo de estructuración.
 - c) Diseñar para un factor de ductilidad alto -de 4 a 6- y

consideraciones especiales de anclaje y confinamiento.

- d) Efectuar análisis dinámicos para definir los parámetros de diseño en el caso de estructuras especiales.
- e) Contar, en general, por construcciones cuyo comportamiento y análisis sean predecibles y definidos.
- f) Tener en cuenta que en esta zona puede haber una amplificación adicional a la obtenida, originada por la refracción, transmisión y reflexión de ondas por los cerros que la rodean.
- g) Para estructuras con cimentaciones profundas, con sótano o con pilotes, se puede usar amplificaciones menores esta disminución dependerá de la medida en que se evite el estrato blando por debajo del nivel real de cimentación o del efecto de rigidización que se logre en el caso de pilotajes.

2. Acerca de investigaciones futuras se recomienda lo siguiente:

- a) Realizar estudios complementarios, en especial relacionados con la determinación de las velocidades de ondas de corte, que permitan obtener modelos dinámicos más precisos.
- b) Instalar instrumentos, tales como acelerógrafos y sismoscopios, para la obtención de datos reales y para precisar la posible amplificación por causa de los cerros en La Molina o los efectos de las cimentaciones profundas

TABLA I

AMPLIFICACION DE LAS ACELERACIONES MAXIMAS DE LOS ACELEROGRAMAS

SISMO	LA MOLINA		
	A	B	C
1	2.35	1.36	1.75
2	1.99	1.42	1.49
3	2.58	2.18	2.75
4	2.61	2.09	2.72
5	2.23	1.61	2.03
6	2.38	1.73	2.03

TABLA II

AMPLIFICACION DE LAS ACELERACIONES MAXIMAS DE LOS ESPECTROS

SISMO	% amorti guamiento	LA MOLINA		
		A	B	C
1	0	2.39	1.65	1.80
	1	2.41	1.41	1.61
	5	2.37	1.47	1.78
	10	2.30	1.35	1.85
2	0	3.08	1.42	1.95
	1	2.23	1.27	1.54
	5	2.28	1.33	1.62
	10	2.12	1.42	1.63
3	0	1.70	2.07	2.03
	1	1.90	2.60	2.31
	5	2.55	2.24	2.85
	10	2.65	1.98	2.92
4	0	4.38	2.61	5.24
	1	2.66	2.23	2.85
	5	2.57	2.93	2.52
	10	2.86	2.37	2.69
5	0	5.23	3.87	3.31
	1	4.40	3.38	3.00
	5	3.12	2.29	2.60
	10	2.69	2.08	3.61
6	0	2.48	2.65	1.60
	1	3.07	3.26	1.99
	5	2.33	2.50	1.79
	10	2.46	2.25	1.98

y el pilotaje en el Callao.

- c) Difundir extensamente la información obtenida por los organismos oficiales de los registros y las publicaciones que faciliten estudios de este tipo.
- d) Efectuar estudios similares para otras zonas de Lima; particularmente en zonas de ubicación de nuevas poblaciones y complejos industriales y para zonas densamente pobladas o con posibilidad de sismos mayores y cuyas características de comportamiento aún no han sido definidas.

2.3.2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Problema ligado íntimamente con la respuesta sísmica de la estructura y los daños que pueda presentar después de las aceleraciones a que se ve sometida como acción de las ondas sísmicas. Se ha llegado a la conclusión de que las diferencias locales en geología, topografía y condiciones del subsuelo son determinantes para las aceleraciones sísmicas a que se verán sometidas las estructuras.

La disipación de la energía vibratoria es importante para que el daño sobre una estructura sea minimizada.

El suelo transmite ondas sísmicas que viajan hasta lo alto de una estructura, de allí son reflejadas y al llegar a la cimentación, parte es transmitida al suelo, la que dependerá de la relación de rigidez suelo - estructura si ésta es más rígida que el suelo

impondrá sus vibraciones y se producirá un efecto beneficioso como es, el de la disipación de la energía.

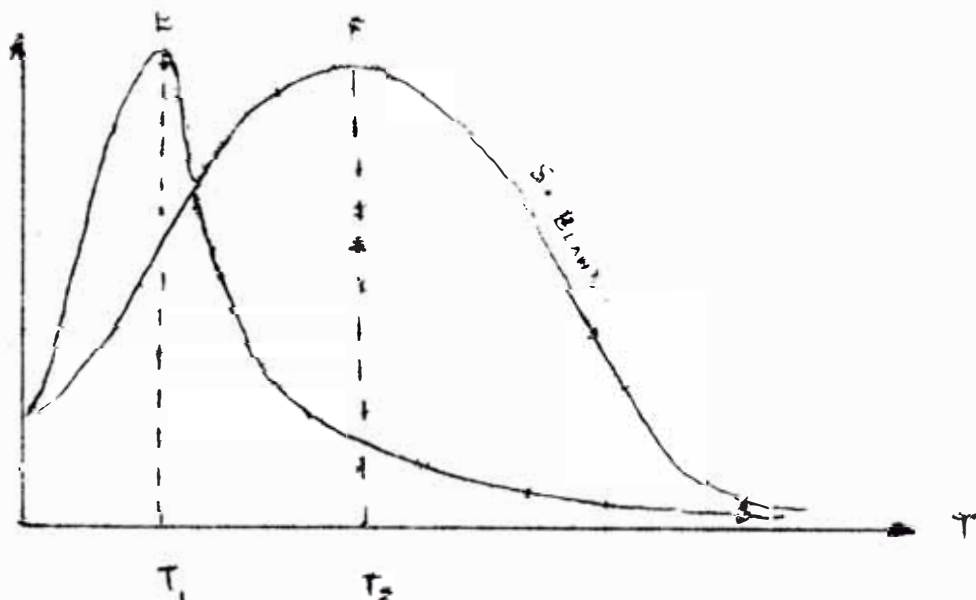
Así para estructuras más rígidas descansando en suelo blando es importante la cantidad de energía que disipa de esta manera.

Cuando el período de vibración del edificio es menor que el natural del suelo vibrando, aquel tiene tiempo de distribuir las tensiones en toda su altura antes de verse sujeto a un nuevo impacto.

En este caso, de producirse, la falla ocurrirá en la cimentación.

Si el edificio tiene un período natural más largo que el del suelo el nuevo impacto llegará cuando los esfuerzos sísmicos no han terminado de distribuirse en toda la altura produciéndose chicoteo y la falla, de existir, ocurrirá en un cierto entrepiso.

Los espectros de aceleración para suelos blandos y duros tienen ya establecidas



Para una determinada estructura la fuerza sísmica (aceleración) será grande (Puntos B y E) independiente del tipo de suelo; sin embargo la energía disipada por la estructura en forma de fallas locales (rajaduras por ejemplo) hará aumentar el período de la estructura desde T_1 hasta T_2

En el caso de suelos firmes la fuerza sísmica que seguirá actuando sobre la edificación disminuirá notablemente, mientras que en el caso de suelos blandos la acción sísmica puede aún incrementarse (punto F) llegando probablemente al colapso de la estructura.

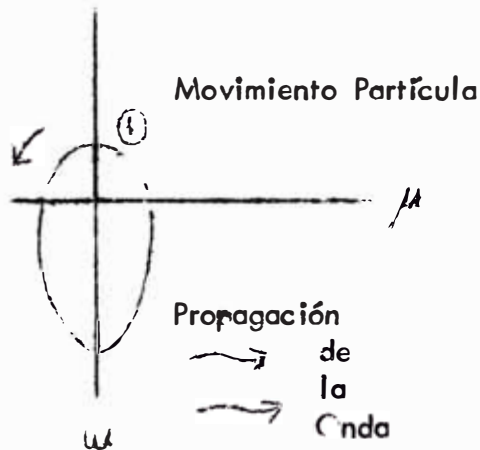
Estos espectros han sido establecidos en 1934 observando los registros del sismo de Nogeyana (Japón) para el cual se obtuvieron grandes aceleraciones, en terrenos firmes, para un rango estrecho de períodos desde .3 a .4 segundos, mientras que para terrenos suaves existieron grandes aceleraciones para un amplio rango que fluctuaba entre .2 a 1.5 segundos.

INFLUENCIA DEL SUELO EN EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS ESTRUCTURAS

Una partícula inicialmente en reposo experimentará primero desplazamientos provocados por la llegada de la onda P: siguiendo un lapso de tranquilidad relativa hasta el arribo de las ondas S.

Estos eventos se conocen como trepidación menor (o temblor menor). Luego ante el arribo de la onda R, la partícula experimentará un movimiento fuerte, conociéndose este evento como trepidación mayor (solo es

perceptible para los humanos la llegada de las ondas R, cuando se trata de perturbaciones no muy intensas.)



Sería aproximadamente el gráfico de la Partícula para la onda R

Se diferencia sustancialmente en el sentido del movimiento respecto a las partículas de agua al paso de una ola.

Para una cimentación oscilando verticalmente sobre la superficie de un medio homogéneo, elástico o isotrópico se encontró que los porcentajes de transporte de energía eran

Ondas R	67 %
Ondas S	26 %
Ondas P	7 %

En un edificio rígido cimentado sobre suelo blando se produce una gran disipación de energía dado que el edificio se mueve y se flexiona como un todo. Los edificios que sobre platea de cimentación y pórticos de concreto armado soportarán bien las fuerzas sísmicas.

En las zonas de contacto la amplificación de las ondas sísmicas han aumentado considerablemente los daños.

La Molina (17 - x - 66 y 31 - V - 70)

En suelos blandos con la napa freática muy alta, con períodos predominantemente largos la intensidad sísmica se incrementa causando claramente mayores daños que en zonas aledañas.

En sistema estratificados.

o conformaciones de procesos geológicos, obligan a efectuar una conjunción entre la teoría de propagación de ondas y los fenómenos ondulatorios observados.

La incidencia de una onda corporal sobre una superficie de separación de dos medios elásticos provoca que parte de la energía portada se refleja y parte se refracta.

Podría agregarse a manera de información sobre un programa general para realizar la investigación sobre la inter-acción suelo-estructura.

1. Estudio geológico, geomorfológico, geodinámico y geohidrológico de la zona en estudio; planteando los modelos físicos y matemáticos necesarios.
2. Estudio de la dinámica de suelos (o rocas), analizando sus propiedades físico - mecánicas y comportamiento de los suelos ante efectos dinámicos, sísmicos, vibraciones, impactos, etc. realizando :
 - A. Programa y ensayos de campo
 - B. Pruebas dinámicas de laboratorio
3. Estudio de la regionalización y microzonificación sísmica :
 - A. A través de las características de los suelos (geotécnico)
 - B. A base de instrumentación acompañados con estudios geotécnicos.
 - C. A través de evaluación de daños.

Los métodos se escogerán en función de la importancia del proyecto y de la disponibilidad técnica - económica existente.

2.4 EFFECTOS DE LAS VIBRACIONES EN LAS PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE LOS SUELOS

Hay una infinidad de ejemplos de estructuras deterioradas en mayor o menor grado por efecto del cambio de las diferentes propiedades del suelo durante los sismos. Como una primera aproximación; se considera que el mecanismo de falla en la rotura del suelo cuando se aplican cargas estáticas es el mismo, que cuando el suelo está sometido a una serie de vibraciones. De tal manera que los parámetros de resistencia del suelo, son los mismos, pero tendrán valores distintos.

La hipótesis es la siguiente :

Hipótesis del mecanismo de falla en la rotura del suelo.

A-1 Estado general de equilibrio plástico

Se dice que un suelo está en estado de equilibrio plástico, según RANKINE, si cada uno de los puntos de la masa se encuentra al borde de la rotura. En las investigaciones realizadas se analizó los estados de tensión en la rotura que se producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semi-infinita de suelo, debido sólo a su propio peso.

(A-1-1) Estado activo de RANKINE

Este estado se produce cuando el suelo se expande y el valor de

K_0 (coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo) disminuye hasta alcanzar el valor de K_a , (coeficiente de empuje activo de la tierra).

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

(A.- 1- 2) Estado pasivo de RANKINE

Cuando se comprime el suelo el valor de K aumenta hasta alcanzar el valor de K_p (coeficiente de empuje pasivo de la tierra) y el estado de tensión se le domina, estado pasivo de RANKINE.

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

siendo ϕ ángulo de fricción interna.

A - 2 Estados locales de Equilibrio plástico

El estado general de equilibrio plástico se produce cuando todo el material de la masa semi-infinita es sometida, ya sea a una expansión o contracción un estado tal de equilibrio solo se produce por fenómenos geológicos o sísmicos.

El efecto de desplazamiento de muros, produce alteraciones solo en las cercanías donde se efectuó el fenómeno, o sea que en una zona se opera el equilibrio plástico, manteniéndose, lo restante en equilibrio elástico, así como su estado de tensión depende de :

- Condiciones de deformación
- Condiciones de borde (o sea las características de la superficie en contacto)

Experimentalmente se ha demostrado que las vibraciones modifican las propiedades principales de los suelos tales como :

- Las fuerzas internas de fricción seca y viscosa
- Las fuerzas de cohesión
- Las fuerzas de fricción externas.

Asimismo influye en las propiedades hidro dinámicas, tales como :

- Coeficiente de permeabilidad
- Presión de poros

Además altera las características tanto elásticas como plásticas tales como :

- Módulo de YOUNG
- Módulo de corte

2.4.1 Formas de variación del coeficiente de fricción interna (T g ϕ) Por efectos de las vibraciones.

Experimentalmente se ha demostrado que el coeficiente de fricción interna decrece con el aumento de la energía cinética de las

vibraciones, de tal manera que dicho coeficiente es menor que en el estado estático. Se deduce la importancia capital de las vibraciones sobre el coeficiente de fricción interna.

En general dado que el coeficiente de corte elástico es proporcional a la pendiente de la curva esfuerzo cortante-deformación, y ésta es más pequeña con vibración que sin ellas, es claro que la resistencia elástica de un suelo al corte es menor durante las vibraciones que en su ausencia, con un aumento en la aceleración el valor del coeficiente de fricción interna disminuye (según gráficos) en forma asintótica a un límite que depende de las propiedades del suelo.

En adición a los experimentos con suelos secos, análogos experimentos hechos con arenas con 10% a 12% de contenido de humedad fue establecido que las vibraciones causan menores disminuciones en el coeficiente de fricción en los suelos húmedos que en los suelos secos, esto se atribuye a que el valor absoluto de las fuerzas de cohesión entre partículas de arena que tienen un contenido de humedad superior al 10% o 12%, es mucho más alto a los correspondientes valores en una arena seca que contiene aire en sus vacíos: aumentando las fuerzas de cohesión, disminuye la influencia de las vibraciones sobre las propiedades de los suelos.

2.4.2 Efecto de las vibraciones sobre la relación de vacíos y propiedades hidráulicas de los suelos.

La relación de vacíos y las propiedades hidráulicas de los suelos, entendidas como la permeabilidad y la presión de poros son las características principales físico-mecánico de los suelos.

Experimentalmente se ha demostrado que el parámetro principal en las vibraciones es la aceleración, o mejor dicho la fuerza inercial, la cual actúa en las partículas del suelo durante las vibraciones. Las fuerzas inerciales son proporcionales a la densidad de las partículas, permaneciendo otras condiciones iguales, el suelo que tiene partículas caracterizadas por alto peso específico experimentará una mayor compactación, que el formado por partículas de menor peso específico. Sin embargo se sabe que existe muy poca diferencia entre los valores de los pesos específicos de los suelos no cohesivos, de tal manera que la compactación se puede considerar solo producida por la aceleración de las vibraciones transmitidas al suelo.

- Relación de vacíos

Investigaciones experimentales han llegado a determinar que la función $e = e(n)$ es del mismo tipo para todos los suelos. En el estado inicial todas las arenas están caracterizadas por un cierto valor de (e) que está cerca al valor límite máximo, sin embargo, cuando estas arenas están sometidas a vibraciones pueden experimentar una compactación.

Experimentalmente, se observa que (e) disminuye cuando aumenta (n) sin embargo para aceleraciones grandes el cambio de (e)

es muy pequeña y puede ser considerado cercano al mínimo.

El tipo de dependencia de (e) sobre (n) es observado no solo en arenas, sino en otros sistemas dispersos capaces de experimentar compactación por vibración. Investigaciones de los efectos del tiempo de vibración de suelos húmedos demuestran que la compactación compuesta no se alcanza aún de 3 a 4 minutos de vibraciones.

- Condiciones para la compactación por vibraciones.

Las vibraciones producen compactación solo si la aceleración de ellas alcanza un determinado valor llamado "The THRESHOLD OF VIBRATORY COMPACTIC N" que podrá traducirse como el inicio de la compactación vibratoria.

Si un suelo tiene un (e^0) correspondiente en la curva de consolidación vibratoria a un valor (N_0) entonces las vibraciones que tengan una aceleración menor que (N_0) no causará ningún cambio en (e) .

De esto se deduce que la condición de compactación por efectos de las vibraciones es

$$N > N_0$$

Donde N es el "Thereshold of vibratory compaction"

El efecto de las cargas estáticas en la compactación de suelos es atribuido al hecho de que las fuerzas de fricción entre partículas aumentan con una presión sobre el suelo.

- Contenido de humedad (W)

Tiene un efecto apreciable sobre el coeficiente de compactación vibratoria (α) cuando W de una arena es baja (menos del 5%) α disminuye acentuadamente, o sea, la capacidad de un suelo a la compactación, cuando W aumenta α crece gradualmente hasta que W alcance a 16% ó 17% (corresponde alrededor del 80% de la saturación completa de los vacíos en arena) que tiene un valor máximo de $\alpha = 0.82 \sim 0.88$.

Los anteriores resultados de las investigaciones concernientes a la dependencia de α sobre W , explica en parte los asentamientos considerables de cimentaciones sometidas a cargas dinámicas, cuando se construye sobre arena saturada además de la licuefacción.

- Permeabilidad

Experimentalmente, se ha demostrado que el coeficiente de permeabilidad de las arenas depende de la intensidad de las vibraciones.

Los efectos de las vibraciones son mucho mayores en grano fino que en grano grueso.

2.4.3 La vibroviscosidad en la capacidad portante de los suelos.

El efecto de fuerza viscosa de fricción en arenas no cohesivas cuando experimentan vibraciones intensas.

Las pruebas han demostrado que en arenas semejantes las fuerzas de fricción seca entre las partículas pueden desaparecer completamente bajo la acción de las vibraciones y la arena pueden adquirir las propiedades mecánicas de un fluido viscoso, luego los objetos colocados sobre esta arena se hundirán con una cierta velocidad siempre que su peso unitario exceda al de la arena y flotará si su peso unitario es menor que el de la arena.

Como conclusión se tiene que permaneciendo las otras condiciones iguales, los asentamientos residuales de una cimentación (o el hundimiento del suelo, como producto de las vibraciones, se producirán con mayor velocidad cuando la arena, ya sea seca o cuando tenga un contenido de humedad lo más alto posible; ésto por supuesto si se cumple la condición antes citada ($N \succ No$)

2.4.4 Propiedades Amortiguadoras de los suelos de cimentación

Si la intensidad de vibración es lo suficientemente grande como para que los suelos pierdan una parte considerable de su resistencia al cortante y se comporten como un cuerpo viscoso; las propiedades viscosas de un suelo se manifiestan en mucho menor grado que las propiedades elasto-plásticas.

Aún que las propiedades viscosas de un suelo pueden estar manifestadas muy superficialmente, ellas pueden tener una influencia significativa sobre los siguientes factores :

- Vibraciones libres
- Vibraciones forzadas bajo condiciones de resonancia
- Propagación de ondas, etc.

El estudio de estas propiedades de los suelos son llamados propiedades de amortiguamiento.

Las propiedades de amortiguamiento del suelo producen esfuerzos que dependen no solo de la deformación, sino que están en proporción a ellas. Por lo tanto, las reacciones del suelo contra las cimentaciones, no solo dependen del asentamiento sino que son proporcionales.

La determinación de las propiedades de amortiguamiento de elementos, incluidos los suelos, puede ser realizado por varios métodos.

- De observaciones del amortiguamiento de libres vibraciones en muestras de suelos.
- De la amplitud de vibraciones forzadas bajo condiciones de resonancia.
- De la fase alterada entre la fuerza periódica y la deformación

del suelo.

- De la curva de histéresis elástica, que es una curva cerrada, representada en un gráfico producto de un ciclo sucesivo de carga y descarga, de la relación entre esfuerzos y deformaciones.

La no homogeneidad de un material discontinuo es reflejado en gran intensidad por las propiedades de amortiguamiento del material y por el área de la curva de histéresis.

A mayor área de la curva, mayor será el amortiguamiento del material, esto es, la extensión de la curva es la capacidad de absorber el trabajo mecánico, en forma irreversible por transformación en calor.

La cantidad de energía absorbida por el material por unidad de energía gastada para la deformación por ciclo, se representa por ψ coeficiente de absorción.

Ensayos en laboratorio demuestran que los valores de ψ tanto en arenas como en arcillas, que no depende de la carga, ni de la frecuencia de cambios en la carga, concluyendo que los suelos que experimentan deformaciones por cortante, el valor de su contenido de humedad tiene poca influencia sobre ψ en arenas.

En arcillas naturales con contenido de arena o limo, se demostró

que cuando experimentan deformaciones compresivas, aumenta proporcionalmente con el incremento del contenido de humedad.

Los valores de ν estima solo ciertas propiedades del suelo para determinar $\nu \xi$ (coeficiente de amortiguación de las vibraciones). El verdadero valor de $\nu \xi$ depende esencialmente de la transmisión de la energía de vibraciones de la cimentación, área en contacto con el suelo, el peso de la cimentación y de las propiedades del suelo, como un medio en el cual las ondas elásticas son propagadas.

Por lo tanto, los valores de $\nu \xi$ serán tomadas de los resultados de vibraciones sobre modelos o cimentaciones existentes.

2.5 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DINAMICA DEL SISMO.

Las respuestas de las estructuras a las vibraciones sísmicas son objeto de estudio e investigación de muchos especialistas.

Los ingenieros estructurales analizan los cortes y momentos inducidos en las estructuras por las fuerzas sísmicas, diseñando además los miembros estructurales para resistir estas fuerzas.

Los sismólogos registran e interpretan, las amplitudes aceleraciones y períodos de las ondas sísmicas, estos campos realizan contribuciones importantes en la Ingeniería de sismos. En los últimos tiempos la Ingeniería de

Cimentaciones y la Mecánica de Suelos realizan progresos y aportes para el diseño sísmico.

Cada tipo de suelo tiene un comportamiento diferente cuando es afectado por cargas de corta duración como la de una explosión o sismo.

Los suelos reaccionarán a las cargas instantáneas de acuerdo a la variación de sus propiedades físicas.

Las arenas son absolutamente sensibles a este tipo de cargas, sobre todo si está suelta; en cambio arenas densas bajo efectos de sismo presentan un buen comportamiento por lo que usualmente se aumenta la presión soportante permisible para fuerzas sísmicas en 20% a 30% en este tipo de suelo.

Las arcillas son materiales de cimentación menos recomendables que las arenas la causa de su mayor compresibilidad, sin embargo presentan algunas ventajas sobre las arenas con relación a su comportamiento bajo cargas sísmicas. Las zapatas sobre suelos arcillosos pueden ser diseñadas comparativamente para altas cargas instantáneas sin deflexión excesiva en las cimentaciones ésto se debe a que la estructura granular de la arcilla no varía con un cambio instantáneo de carga, por experiencia, usualmente para suelos arcillosos típicos se aumenta en un 25% a 100% (de carga viva + carga muerta) las presiones soportantes permisibles cuando se diseñan para cargas sísmicas.

En base a lo enunciado anteriormente es obvio que es más peligroso el

comportamiento del suelo arenoso que el arcilloso cuando se produce un sismo.

Conclusiones del comportamiento del suelo respecto a las ondas sísmicas:

- Las características sísmicas varían con las propiedades del terreno.
- El terreno con una capa superficial tiene una respuesta espectral de la curva de resonancia tipo; el período en el cual la frecuencia es predominante coincide con el período en que la amplitud es predominante, en consecuencia cuando el período en una edificación se aproxima a la del terreno, un sismo puede causar serios daños.
- Cuando las capas superficiales son varias, el fenómeno de resonancia, mediante el cual tanto la frecuencia, como la amplitud son particularmente predominantes, ocurre muy rara vez, sin embargo si el terreno es blando y está formado por capas muy anchas, el sismo puede tener una amplitud relativamente grande sobre un período amplio, lo que causará serios daños en la edificación que descansa sobre este terreno, lo cual sería independiente de su propio período.

CAPITULO III

ANTECEDENTES TECNICOS

3.1 24 Mayo 1940

Lima, a las 11 y 34 de la mañana, un violento temblor sacudió la ciudad reduciendo a escombros numerosas construcciones. Según estimaciones los grados de intensidad fueron diferentes en zonas relativamente cercanas : En el Callao y Chorrillos VIII de la Escala Mercalli modificada. En el Rímac y en las zonas cercanas a los cerros en La Molina entre VII y VIII; la zona antigua de Lima VII, mientras los balnearios del sur Miraflores, Orrantia y San Isidro fueron los menos afectados con una intensidad aproximada de VI

M = 8.2 Latitud 11: 0.S
 Longitud 77.5 W

Pabellón del Rectorado, aulas de clases sufrieron graves daños.

3.2 17 Octubre 1966

Lima, M = 7.5

Intensidad (M.M.)

VI - VII

El acelerograma del Instituto Geofísico del Perú colocado en el centro de la ciudad dió las siguientes características.

La duración de la fase intensa del sismo fue de 16 segundos, con períodos dominantes del orden de 0.15 segundos, es decir, mucho más cortos que los esperados (conglomerado compacto).

La amplitud tuvo un máximo de 0.4 aislado entre ondas que indican aceleraciones poco inferiores a 0.2 gal. (1cm./seg.^2), epicentro determinado por Coast. and Geodetic Survey (21 h. 41 m. 56,3 S. Latitud 10.72 S y longitud 78.70 W, profundidad 38 Km.)

En la zona de La Molina, se registraron fallas en varias edificaciones. Las columnas de un laboratorio de Universidad Nacional Agraria registró fallas al ser reducidas en longitud por muros, lo mismo que algunas esquinas que debido a que confinaban tabiques con capacidad elevada en compresión, experimentaron tensiones diagonales importantes que dieron lugar al agrietamiento de la misma.

Sufrieron serios daños los cuatro blocks de oficinas siendo reforzados.

3.3 31 Mayo 1970

Lima, intensidad de grado VI de la Escala (M.M.) no hubieron daños personales solo desplomes de cornisas.

En Chimbote, el 31 de Mayo de 1970 15 H : 23 m. 28 P.m. hora local (20 : 23:27. G M T) con magnitud de 7.7 en la escala de Richter; cuya intensidad entre Chimbote y Casma alcanzó en grado VIII en la escala de Mercalli Modificada siendo uno de los mayores en el Perú cuyo epicentro

3.4 3 de Octubre de 1974

Los dos pabellones de aulas recibieron su primer embate sismo que los hizo colapsar.

El comedor sufrió daños en las columnas del sótano y en especial las del 1° piso reparables.

Los laboratorios sufrieron fallas pero reparables.

La biblioteca casi no presenta daños excepto en dos columnas, una en el 1° piso presentado a 0.60 m. características de falla por compresión de la misma forma, la columna del sótano presenta a 1.50 m. este tipo de falla en ejes interiores.

Los 4 blocks de oficinas nuevamente sufrieron graves daños.

CAPITULO IV

EVALUACION DE DAÑOS

4.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Los edificios en discusión fueron construidos en 1972 y son dos es tructuras idénticas de pórticos de concreto reforzado.

Las estructuras están localizadas 56.00 m. una de la otra.

Las aulas tienen capacidad para 50 asientos con iluminación en el techo.

CIMENTACION.

Se ha agrupado en forma simétrica respecto a los ejes del centro de gravedad de la planta, dado que el diseño inicial preveía una rampa para túnel entre las dos aulas de la que consta, el que fue eliminado del proyecto dejando en cambio el N.P.T. + 56.00 como pasaje que separaba a ambas aulas de 3.00 m. mediante muros con columnas de amarre, del N.P.T. hasta el nivel superior de la zapata hay 0.80 metros.

Las cuatro columnas de una de las aulas que se encuentran en el eje de mayor longitud transmiten su carga a una zapata corrida asimétrica que las conecta. Esta tiene la forma de dos trapecios rectos unidos imaginariamente por el lado paralelo menor, de alturas 6.00 y 7.50 metros, en

este punto está colocado uno de los 10 pilotes sobre los que descanza el conjunto, cuatro de los cuales se internan en el ambiente del aula siguiendo a 45 cm. del borde del lado mayor del trapecio de 6.00 metros de altura, y cinco siguiendo un mismo alineamiento con los anteriores salen del ambiente del aula siguiendo también a 45 cm. del borde del lado mayor del trapecio de 7.50 metros de altura adjuntaremos planta, 1.10 peralte, las vigas de amarre de los cimientos tienen 1.00 metros de peralte.

PISOS

Va desde el N.P.T. + 56.00 m. en el núcleo central formando una plataforma de 1.85 m. de ancho para desplazamiento del profesor entre el muro que contiene la pizarra y el desnivel descendiendo por escalerillas laterales de dos escalones hasta el nivel 55.35 m. desde donde se van extendiendo varios niveles con grados hasta llegar a 56.00 m. en la parte exterior.

COLUMNAS

De 40 x 40 cm. de sección, variando su altura desde 3.50 m. en los extremos a 4.15 m. en la parte central pero por la parte exterior las columnas tienen 3.45 m. hasta el nivel de la vereda.

VEREDAS

De 4.30 m. de ancho en el lado mayor y de 3.70 m. de ancho en el lado menor.

MUROS

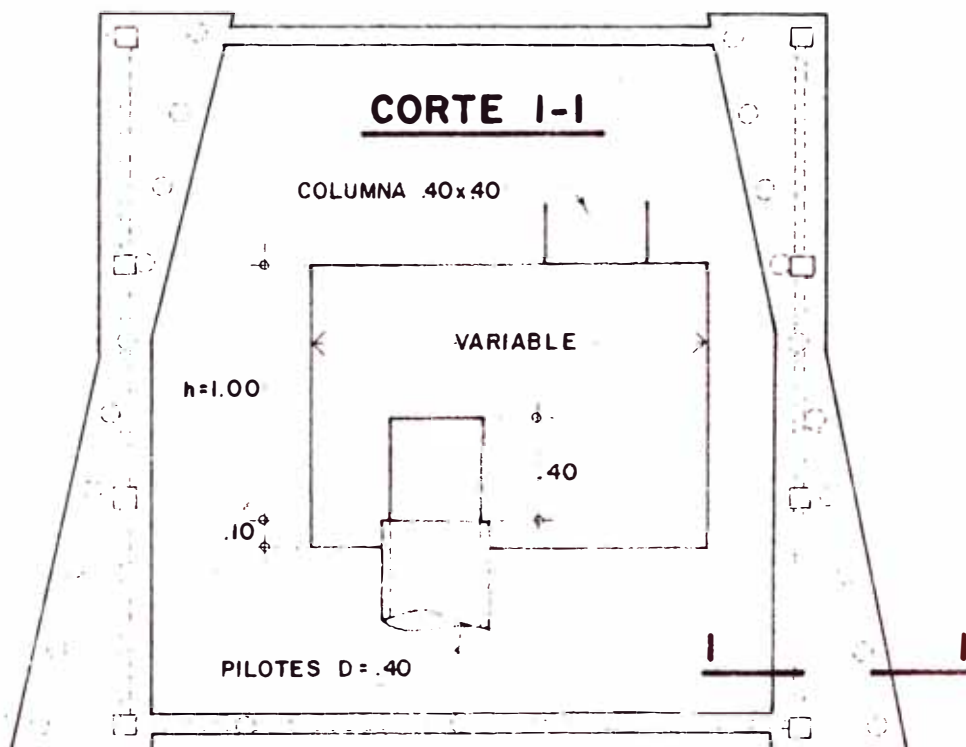
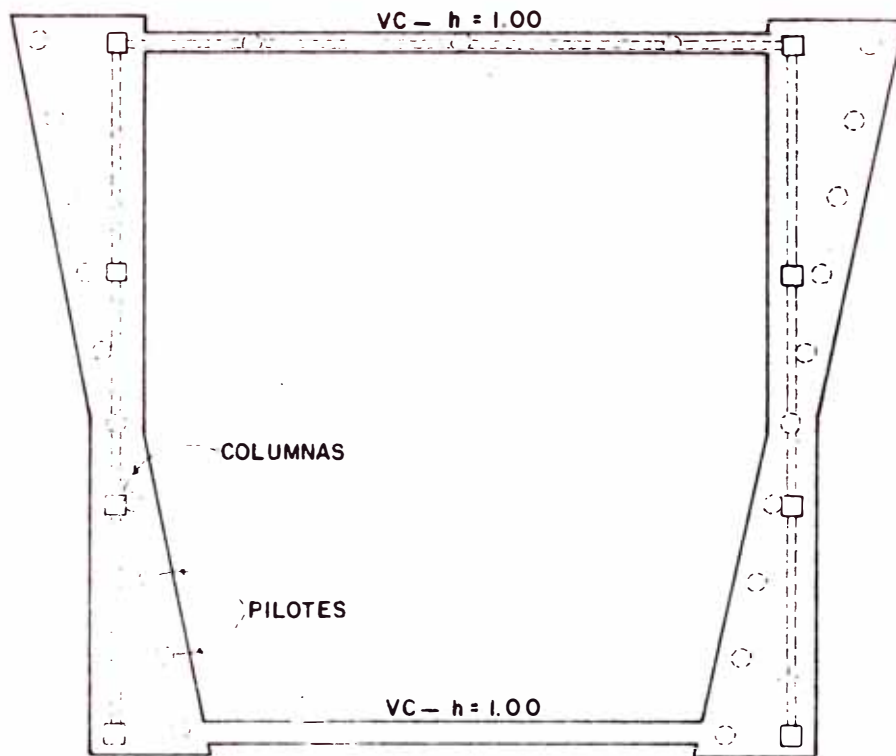
Son de soga independizados de la estructura mediante marcos formados por columnillas con 4 \varnothing 3/8" de refuerzo y \varnothing 1/4" a 25 el mismo tipo de refuerzo para la viga solera y 2 \varnothing 1/4" (a) 4 hiladas.

En el caso de los muros de 1.05 m. que están a los costados de la puerta la columnilla va al centro y la viguita solera forma una "tee" todo esto en los lados de longitud mayor.

En el lado de menor longitud los muros tienen columnillas separadas 3.00 entre ejes y la viga de amarre se ^lprolonga hasta las puertas cubriendo los 45 cm. de ladrillo entre la puerta y la columnilla, en ambas partes. Una columnilla central hasta el techo separa las dos puertas centrales de 20 x 20.

Los muros centrales cuya altura llega hasta el aligerado y cuya finalidad es la de separar los ambientes de ambas aulas, quedando entre ellas un ambiente de 3.00 m. de ancho en cuyos extremos se encuentran las puertas para el ingreso por el lado mayor del pabellón, estos ambientes esta-ban destinados a la Pre - preparación del material de la clase siguiente, además proveía facilidades para la proyección de películas y como sala de lectura.

Estos muros tenían columnillas de arriostre en las esquinas y enmarcando a 2.80 m. de distancia entre ellas a los muros divisorios, tipo pórticos.



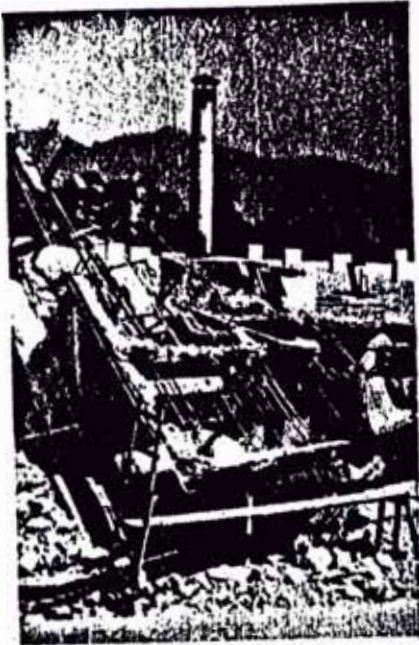
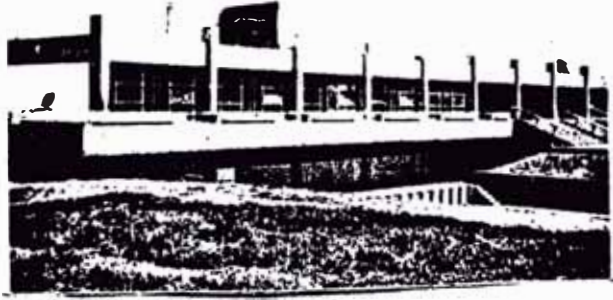
CIMENTACION DE AULA

(TÍPICA 3 D y 3 C)

ESC. 1:50

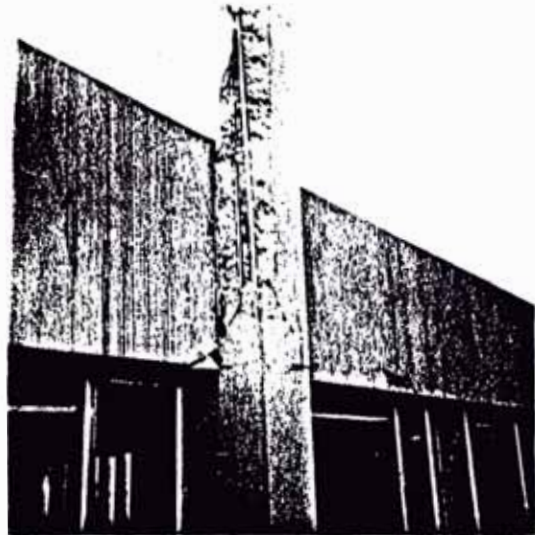
(F- 1)

COMEDOR DE ESTUDIANTES U.N.A
FALLAS EN LOS ELEMENTOS
LEVES EN SOTANO Y CONSIDERABLES
EN 1º PISO Y ASCENSOR.



(F- 2)

DEFICIENCIA DE ANCLAJE
EN ELEVADOR



(F- 3)

DEFICIENCIA DE ESTRIBOS CONSIDERANDO
QUE ESTABA PROYECTADO OTRO PISO



(F- 4)

EN EL SENTIDO DEL PORTICO
PRINCIPAL COLUMNAS (1.40x.80)
DE LAS 6 , 4 INTERIORES
CAYERON TOTALMENTE.



(F- 5)

COL. DEL PORTICO PRINCIPAL
SIGUIENTE, VISTA EN EL SENTIDO
DEL PORTICO SECUNDARIO, AL QUE
PERTENECE COL. ANTERIOR.

(F- 6)
VISTA LATERAL DEL COMEDOR
EN CUYA DIRECCION ESTAN PORTICOS
PRINCIPALES, 3 DE LOS CUALES
FALLARON TOTALMENTE.



(F- 7)
ELEVADOR DESPLOMADO HACIA EL
PATIO INTERIOR DEL COMEDOR.



(F- 8)
ELEVADOR CONFORMADO POR DOS PLACAS
Y DOS MUROS DE LADRILLO.



(F- 9)
FALLO EL CONCRETO EN LOS PUNTOS



(F- 10)
EJE PRINCIPAL SIMETRICO A
(F- 5) COL. EXTERIORES FALLARON.

(F-11)AULA 3C EJE B'
PLANO ADJUMTO



(F- 12)
COL 8 - B' (PLANO DE
daños) DESPLAZADA EN EL
SENTIDO DEL PORTICO SECUNDARIO



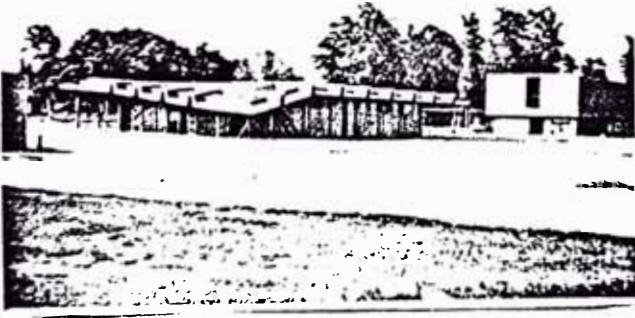
(F- 13) INGRESAMOS AL AULA Y
SALIENDO POR EL OTRO
EXTREMO.



(F- 14) SE OBSERVA QUE EL
TECHO GUARDA SU UNIDAD
Y DESCIENDE EN LA MEDIDA
EN QUE LO HACEN LAS CO=
LUMNAS.



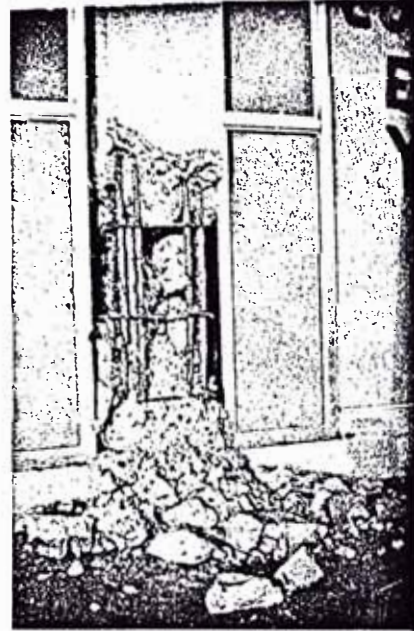
(F- 15) ACERCANDOSE POR LA IZQ.
1- A' DESPLAZADA EN EL SENTIDO
DEL PORTICO SECUNDARIO.



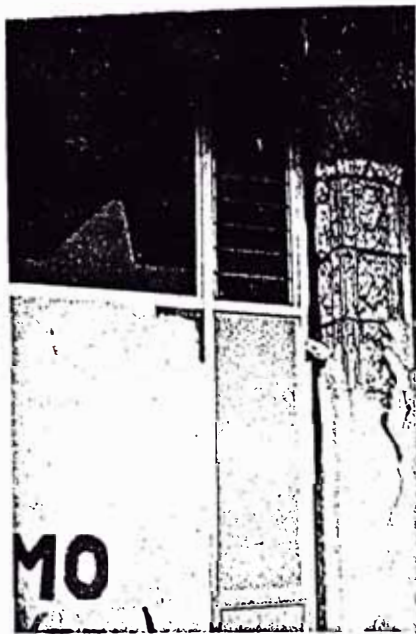
(F- 16) AULA 3 D EJE B
PLANO ADJUNTO.



(F- 17) COL. 1- B DESPLAZADA
EN SENTIDO DE PORTICO
SECUNDARIO.



(F- 18) COL. 5- B ESTRIBADO
INSUFICIENTE.



(F- 19) COL. 6-B



(F- 20) COL. 7- B

4.4 FORMATOS REFERENCIALES PARA EVALUACION DE DAÑOS

RESUMEN DE DAÑOS

A. Causa de los daños en edificación

- 1) Movimiento de cimentación (2) Grietas del suelo (3) Asentamiento diferencial
- (4) Deformación del terreno (5) Choque (6) Defecto de cálculo (7) Deficiencia de estribos
- (8) Vibración (9) Otros especificar

B. Destrucción de los elementos de la estructura

- (1) Destrucción total (2) 75% Colapso, no reparable (3) 50% Costosa reparable (4) 25% fácilmente reparable
- (5) No hay.

C. Daños en elementos no Resistentes

- (1) Rotura de vidrios (2) Rotura de acabados (3) Rotura de inst. eléct.
- (4) Rotura Inst. Sanitarias, tanques de agua (5) equipos
- (6) Paredes (7) No hay (8) otros

D. Daños en elementos estructurales

D-1 Vigas

- (1) flexión (2) corte (3) Pandel lateral (4) no hay (5) otros

D-2 Columnas

(1) flexión (2) Corte (3) Compresión (4) no hay (5)

D-3 Muros

D-4 Losas

D-5 Conexiones

4.4.1 CODIFICACION

Para evaluación de daños.

(Presentada por los Ing. Carlos Méndez y Pedro Morote en su informe al Presidente de la Comisión Técnica Ing. M. Miranda 18/11/74).

A. Efectos en las Secciones

A0 Agrietamiento bajo compresión dominante

A1 Estallamiento bajo compresión dominante

A2 Agrietamiento por flexión bajo compresión dominante

A3 Rotura por flexión dominante

A4 Agrietamiento por tracción diagonal dominante

A5 Rotura por tracción diagonal dominante

B. Efectos en los medios

B1 Pandeo por sollicitación interna

B2 Pandeo por sollicitación externa

B3 Rotura en flexión por sollicitación interna

B4 Rotura en flexión por sollicitación externa

B5 Rotura en Tracción diagonal por sollicitación interna

B6 Rotura diagonal por sollicitación externa

B7 Rotura por restricción externa a su libre deformación

C. Efectos en los nudos

C1 Fisuración moderada en los nudos concurrentes

**C2 Agrietamiento apreciable o trituración del material
con proyección de fragmentos**

C3 Colapso con o sin proyección del material en el suelo

APLICACION DE LA CODIFICACION A LAS AULAS U.N.A.

		1	2	3	4	5	6	7	8
3D	A	A ₁ A ₂ sup	A ₁ C ₁	C ₁	A ₁ C ₁	A ₁ inf	A ₁	A ₁ C ₁	C ₂
	B	A ₁	A ₁ C ₁	C ₁	A ₀ C ₂	A ₁ inf C ₁	A ₂ sup A ₀	A ₂ sup A ₀	A ₁
3C	A'	A ₁ inf A ₂	A ₁ sup C ₁	A ₀	C ₁	A ₁ C ₁	A ₁ C ₁	A ₁ C ₂	A ₁ C ₂
	B'	A ₁ sup	A ₁ C ₁	A ₁ inf C ₁	C ₁	C ₁	C ₂	A ₁ C ₁	A ₁ C ₃

4.5 COMENTARIOS

La falla principal de los pabellones de aulas la encontramos en las columnas.

En el diseño se previó la ductilización en la parte superior e inferior de las columnas, lo segundo no fué especificado claramente en los planos dando lugar a que el constructor usará su propio criterio, que en éste caso fué errado por cuanto no hizo la ductilización a partir del nivel del Piso terminado hacia la parte superior sino

que, colocó los estribos desde la unión con la zapata quedando solamente en la sección crítica el estribado (deficiente) a 0.30 metros.

Es pues la falla de los (o del) elementos estructurales básicos (columnas) la que originó las fallas en el techo tanto en las vigas que trabajaron incluso a flexotracción observadas por la posición en que se encuentran y la fisura a 45 grados que presentan.

Tipificación de fallas.

Columnas.

Las fallas de las columnas son debidas a compresión dominante por confinamiento inadecuado, entre otros factores, provocando el colapso en la mayoría de ellas.

Vigas

Algunas vigas presentan rotura por flexión y tracción diagonal como consecuencia del colapso de los elementos de apoyo (columnas).

Losas

El techo aligerado del edificio 3C. presenta una fractura perpendicular a los esfuerzos y a todo el ancho del mismo. 3D. presenta doble fractura perpendicular a los refuerzos y a todo lo ancho del edificio.

Muros

Fisurados a nivel de las veredas.

CAPITULO V

COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS ELEMENTOS DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO

- Debido a las complejidades de los fenómenos sísmicos es imprescindible idear un método de diseño sísmico verdaderamente racional.
- Cada vez que alguna estructura nueva sufría falla, aparecían algunos fenómenos que no eran conocidos hasta entonces.
- Hay un cierto número de pasos que deben ser cubiertos al llevar a cabo un diseño sísmico.

Estas etapas y las reglas que las acompañan serán ahora consideradas.

1. Etapa de estimación del sismo
2. Etapa de estimación de las fuerzas externas aplicadas o la deformación producida en la estructura.
3. Estimación de los esfuerzos producidos por las fuerzas externas o de deformación.
4. Estimado de la intensidad del esfuerzo y la unidad de estimamiento debido al esfuerzo.

5.1 DISEÑO SISMICO-RESISTENTE EN EDIFICIOS

En el presente análisis dinámico, el período natural de un edificio es la base para la determinación del coeficiente sísmico de diseño, y este problema de período de vibración, concretamente, como disponer las características de la fuerza restauradora de la estructura, en efecto, que propiedades tiene la fuerza restauradora de la estructura real, es el más importante de los problemas con respecto a las super-estructuras.

A pesar de que los problemas antes mencionados persisten, en la actualidad el coeficiente de la fuerza cortante de la parte básica del edificio de muchos pisos son determinados basándose en los períodos calculados, suministrándose las bases para la determinación de la sección transversal.

Hay una variación considerable en los valores reales en el pasado: estos valores y las diferencias entre suelo y área, y las actitudes en los diseños por parte de los diseñadores son evidentes.

Bajo la situación actual, en la cual existen diferencias en la forma y dimensiones estimadas para las mismas ondas sísmicas dentro de un cierto país, esto es algo que será inevitable por algún tiempo más.

Aunque hay alguna excepción para el coeficiente de la fuerza cortante de la parte de la base, C.E., sería permitido considerar que ellos caen bruscamente entre $\frac{0.18}{T} - \frac{0.36}{T}$.

Por otro lado, un ejemplo de mediciones del período natural de vibraciones del edificio KASUMIGASEKI, en un terremoto de fuerza mediana, son muy similares a los valores analizados, y cuando períodos naturales son estudiados basados en los valores calculados, es necesario examinar los asumidos bajo cuales se analiza.

Pero en el pasado el período natural de los edificios, fueron indicados para el número de pisos, ellos están por consiguiente ajustados dentro de formas semejantes y la expresión será aproximadamente la siguiente :

$$\begin{aligned} S \quad 1 T &= 0.12 N - (12) \\ S R C : 1 T &= 0.08 N \end{aligned}$$

Donde N = número de pisos

En general para edificios en el pasado,

$S : 1 T = 0.1 N$ y $S R C = 0.07 N$ fue indicado, de modo que lo antes citado, serán un tanto mayores.

Además, dentro del examen de los períodos naturales secundario y terciario, éstos además son vistos al mostrar una gran cantidad de valores esparcidos en un amplio rango, mientras que en forma de ecuación ellos serían los siguientes

$$\begin{aligned} 2^T &= (0.70 - 0.02 N) 1^T \\ 3^T &= (0.55 - 0.02 N) 1^T \end{aligned} \quad (3)$$

$$N = 12 \sim 18$$

$$\begin{aligned} 2^T &= 0.34 1^T \\ 3^T &= 0.19 1^T \end{aligned} \quad (4)$$

$$N > 18$$

5.1.1 PRINCIPIOS DE ANALISIS PARA EDIFICIOS ALTOS

Lo anteriormente mencionado es una breve discusión del estado de edificios altos en Japón hasta Junio 1969. Los principios bajo los cuales éstos han sido diseñados son : para idealizar el edificio en sistemas de masa concentrada equivalente a cada piso, calculando los coeficientes de rigidez $[K]$ en los edificios y analizando las respuestas por la siguiente ecuación :

$$[M] \ddot{Y} + [C] \dot{Y} + [K] Y = -[M] \ddot{Y}_g \quad (5)$$

En estos casos, el problema será, selección del coeficiente de amortiguamiento $[C]$, coeficiente de rigidez $[K]$ y el movimiento de la tierra, y también la manera de resolver la ecuación.

asignando $\frac{\text{Selección de } [C]}{C = \alpha M + \beta K}$

En general, el término de la disminución de las ondas del segundo término está siendo tomado con h para constante de disminución de las ondas.

$$\beta = \frac{2h}{W}$$

Donde W = frecuencia angular

y esto es común para $h = 0.01 \sim 0.03$ (construcción de estructuras de acero) y $0.03 \sim 0.05$ (construcción compuesta de acero y concreto reforzado) para ser adoptado para el período primario para determinar β .

Como sea, en varios estudios prácticos, ha sido encontrada la disminución de las ondas de un orden mayor y no necesariamente aumenta proporcional a la frecuencia y hay varios problemas existentes en la forma que esta constante es tomada.

Para el presente, algunos registros actuales de ondas sísmicas son empleados como la excitación externa, pero hay también casos de análisis en los cuales una constante arbitraria de disminución de las ondas es dada para vibraciones de alto orden mediante el cálculo de la respuesta de una masa puntual correspondiente a la frecuencia de cada orden, acorde con la constante de disminución de las ondas especificadas multiplicada por la función excitación de cada orden y añadida en el eje de tiempos.

Esto es un problema que requiere además estudio en el futuro, en asociación con formación de ondas sísmicas.

SELECCION DE $\{K\}$

Ordenado en lista por simplicidad, ésta puede ser como sigue.

- a) El coeficiente de distribución de fuerza cortante de la columna individual es totalizada para calcular la constante de resorte de el piso y esto es arreglado en la forma de cortante puro.- En una matriz $\{K\}$, el resultado puede ser de 3 filas solamente en una dirección diagonal.
- b) Cuando las paredes son altamente efectivas, o cuando la relación de rigidez de vigas son menores que aquellas de columnas, o cuando el alargamiento y contracción de la columna afecta la deformación del edificio por completo, el manejo del método antes mencionado no puede ser empleado.

Como algo práctico, asumiendo un modo de vibración correspondiente al período fundamental del edificio, una fuerza externa es de éste modo aplicada al análisis de deflexión de cada piso y la constante del resorte de cada piso es calculada para la fuerza cortante y la deflexión relativa de el piso. Una matriz es preparada por arreglo de los valores en la forma de cortante puro en (a) antes citado.

- c) El desplazamiento de cada piso cuando una fuerza unitaria es aplicada como una fuerza externa en el piso en el caso de (b) arriba o la matriz total de coeficientes de desplazamiento es calculada, y $[K]$ es computada directamente o el coeficiente de desplazamiento es puesto directamente en una ecuación de vibración. En este método, si varios expedientes son trabajados el coeficiente de distribución de la fuerza cortante podrá ser usado para porciones de pórtico rígido sin cambio.
- d) Paralelamente considerando flexibilidad, deformación cortante y zona rígida para columnas, vigas y paredes de deformación cortante de uniones entre columnas y viga podrán ser consideradas en algunos casos para deformación $[K]$.

Lo anteriormente mencionado, son métodos elásticos de manejo (manuable), pero comunmente para análisis inelásticos, considerando las influencias de esfuerzos últimos de miembros y la rotura de concreto también podrá hacerse.- El proceso en orden de simplicidad como los casos elásticos antedichos es como sigue.

- a) El esfuerzo último de cada piso se determina por el método de análisis límite.- En general, la suma del momento producido en el extremo de viga y columna correspondientes a una unión es comparable con los momentos permisibles de columna superior y columna inferior están determinadas y las sumas son la resultante de los esfuerzos

los casos fueron acoplados para diseños elásticos o el estado anterior al límite de fluencia, registros obtenidos en el Japón fueron también usados, magnificando el máximo de aceleración.

Pero en general, los valores de respuesta fueron pequeños en comparación a los casos recopilados en el Centro y taft; desde que las ondas sísmicas pueden deferir acorde al suelo y también dependen del epicentro, el empleo de los registros del Centro y taft, tiene solamente significado para propósito de comparación.

Desde estos y dependiendo del suelo, datos recopilados obtenidos de suelos similares han sido empleados; en el futuro, los datos podrán ser para ondas estandar y para ser usadas mediante la "Teoría de Estimación", dependiendo del suelo y fundación en el que trabaja.

- * Algunos edificios han aparecido ahora, los cuales son elásticos a 250 gal. y afuera de la ciudad de TOKIO inclusive, hay casos de 200 gal, estos son problemas dejados a la decisión del diseñador para el chequeo de la inelásticidad arriba de 400 gal y 500 gal han sido adoptados.

El método de análisis es para coeficientes de fuerza cortante los cuales deberan ser determinados del máximo de respuestas a varias excitaciones externas y finalmente se deberán hacer chequeos mediante la variación de secciones transversales acordes a estos coeficientes.

- * Earthquake - Resistant Design of Structures (1974)
Ing° Hajime Unemura - Prof. de la Universidad de Tokio

cortantes admisibles en la columna.

La suma total de la fuerza cortante admisible de las columnas, es tomada para ser el resultado de la fuerza cortante de ese piso y las características de la fuerza cortante restauradora del modo bi-lineal; utilizando como resultado completo.

En caso también cuando hay paredes, la resistencia aceptable es determinada y concluida.- El modo de vibración puede ser uno de cortante puro.

- b) Rotura de concreto es asumida a las características de la fuerza restauradora de cada piso, arreglada en cortante puro en una relación tri-lineal.
- c) El límite de fluencia es considerado para cada miembro y la respuesta es trazada mientras se transforma el coeficiente de rigidez en seguida.- Esto corresponde a 0 en el caso de elasticidad, pero las paredes son algunas veces sustituidas por puntales y otras veces por miembros poseyendo zonas rígidas.
Más aún hay algunos casos que formas tri-lineales, son adoptadas en los métodos pero estas aún no han sido introducidos en diseños de trabajo.

5.1.2

SELECCION DE EXCITACION EXTERNA

Como excitaciones externas registros obtenidos en EEUU tales como el Centro de Taft fueron inicialmente empleados, las medidas de aceleraciones fueron 330 gal. y en la mayoría de

Para cálculo de respuestas, el análisis de las formas de modo y los métodos de la Raíz Cuadrada Media y en las etapas finales se emplean computadoras digitales por RUNGE KUTTA y método de Aceleración lineal, los más empleados pero hay casos en los cuales las respuestas de diversos órdenes son agregados al eje del tiempo como se describe en la reciente sección.

De cualquier modo, existe la tendencia de desarrollar un método de análisis de respuesta más estandarizado.

El problema radica en el suelo y la selección de ondas sísmicas en conformidad con el suelo, las cuales junto con las condiciones límites entre el edificio y el suelo, y la determinación de las características de la fuerza restauradora elástico-plástica de la super estructura, constituyen el tema de estudio en el futuro.

El desarrollo de edificios altos tal como se describe anteriormente ha estimulado el progreso en los análisis dinámicos con respecto al diseño sísmo-resistente.

De acuerdo a esto se ha hecho posible introducir algunas características tales como : destacar el movimiento natural sísmico y rigidez de estructuras directamente dentro de la metodología del diseño sísmo-resistente el cual en el pasado había dependido totalmente de la experiencia.

El cambio en los métodos de diseño sísmo-resistente engendra

dos por la realización de tales edificios altos, debe ser pasado a los demás edificios en general, aún para estructuras bajas de concreto armado, de madera, y estructuras de albañilería.

El daño sufrido en el sismo T C K A C H I - O K I, ha planteado problemas que no pueden ser explicados si no se le da ese enfoque.

Edificios altos y bajos.

Analizando el desarrollo más reciente de estructuras asísmicas, se concluye que la construcción de edificios altos ha sido posible gracias a avances en el análisis dinámico y que estimulados por todo esto se ha logrado un gran progreso en lo que se refiere al aprendizaje y a la tecnología, tales como análisis dinámicos, experimentos en tamaño natural, aislamiento de tabiques y particiones a partir de la estructura est.

Tal tecnología debe naturalmente estar circunscrita a edificios bajos, que hasta la fecha han sido diseñados como base en los métodos de coeficiente sísmico estático, no se puede afirmar que solo por que un edificio es alto debe ser diseñado cuidadosamente llevando a cabo el análisis dinámico mientras que para un edificio bajo no es necesario diseñar por ese método, comparando con los daños de los sismos de Tekachi y el mismo de San Fernando se concluye : que el edificio bajo debe ser diseñado más cuidadosamente debido a que gracias al análisis dinámico es ahora posible estimar el grado de daño o si es que va ha haber daño o falla.

Solamente después de haber transcurrido 2 años y 1/2 desde el sismo Tokachi Oki y que los resultados de diferentes ensayos y análisis están comenzando a consolidarse, se puede observar claramente que el análisis dinámico de edificios bajos por lo general requieren más mano de obra y costo que los edificios altos; ésto es debido a que los edificios bajos tienen una estructura más compleja que los edificios altos, y también a que las fuerzas externas tienden a ser grandes haciéndose necesario, considerar la influencia de la inelasticidad en mayor proporción y además de todo esto el diseño asísmico es considerado más difícil que para edificios altos.

Por otro lado es difícil exigir inmediatamente tales análisis dinámicos de un edificio bajo ordinario del tipo comun, debido sobre todo a problemas de nivel técnico nacional.

Aquí se presenta una contradicción teniendo en cuenta el estado actual de las cosas.

Por lo tanto : se debe considerar hasta cierto punto, lo que debe hacerse para lograr que los edificios bajos sean seguros, avanzando lo más que se pueda por el camino del cálculo asísmico.

5.13 Deformación de Estructuras debido a Sismos

Sería conveniente, el uso del espectro respuesta de una masa concentrada que "considerando la deformación de la estructura" debido al movimiento sísmico estando en el estado de rango elástico y para el espectro standard ecuación (4)

$$\begin{aligned} S_s &= 90. K. T^2 & T < 0.5 \text{ seg. (Unidad cm)} & (4) \\ &= 45. K. T & T > 0.5 \text{ seg. } h = 0.5 & \end{aligned}$$

Son dados en general, los edificios no están como masa concentrada y es necesario determinar la deflexión de cada piso considerando la influencia de los modos de vibración de orden alto.

Teóricamente, esto está de acuerdo a la ecuación (5) de 5.1.1 pero aquí la deflexión puede ser asumida en forma muy amplia.

Hablando de manera general, la deflexión de un piso alto de un edificio será de valores más amplios que los obtenidos para el espectro estandar de una masa concentrada considerando el modo de vibración de alto grado, en lo alto estas deflexiones podrán ser aproximadamente las siguientes :

$$\begin{aligned} \delta &= 200 T^2 \cdot K & T < 0.5 \text{ seg} & (1) \\ &100 T \cdot K & T > 0.5 \text{ seg} & \end{aligned}$$

donde :

- δ (cm) : deflexión relativa de último piso de un edificio
- T (Seg) : Período natural de vibración de un edificio
- K : Máximo coeficiente sísmico probable de la base del edificio debido al sismo.

Aún más desde que el valor aceptable dado por éstas ecuaciones puede ser usado inclusive al entrar en la región

inelástica, si el edificio tiene un buen coeficiente sísmico de resistencia horizontal de alrededor de 0.3, puede ser extremadamente conveniente su empleo.

Para T , el cual es llamado así el método de gravedad es usado para un Cálculo aproximado y se obtiene con :

$$T = 0.2 \sqrt{n}$$

donde T (Seg) : Período fundamental del edificio
 N (cm) Deflexión máxima del piso alto
 n En dirección de la vibración
Cuando se aplica al edificio la carga estática en esa dirección.

Lo anterior es de un valor relativo, pero es realmente usable para examinar el orden como un todo.

Esto es considerado en general, que para el diseño de edificios en el futuro; el análisis de flexión deben ser por lo menos tratados a grandes rasgos.

El valor de K debe ser tomado alrededor de 0.3 para edificios sin contar el sótano y 0.2 para edificios con sótano.

Considerando ahora edificios relativamente bajos, usando el caso de $T < 0.5$ seg. en la ecuación (1) y substituyendo la ecuación (2) la ecuación (3) se obtiene :

$$\delta = 8 \eta K \quad (3)$$

Si K es 0.3

$$\delta = 2.4 \eta$$

Y si la deflexión horizontal estática, cuando el coeficiente es 0.2 en S diseño sísmico, desde $\eta = 5$ S de diseño

$$\delta = 12 \delta \text{ diseño.}$$

Convertido a coeficiente sísmico, el valor puede ser 2.4 en la parte alta del edificio.

La ecuación antes mencionada, da resultados en alguna forma en el lado conservador, pero es posible que la deflexión relativa de un orden mayor, que el considerado en el diseño; éste puede ocurrir durante un gran terremoto.

Para esto, con la excepción de edificios muy bajos, hay un límite tentativo para: tratar de ganar resistencia a los terremotos, esto se logra mediante la elevación del coeficiente sísmico de diseño.

Por otro lado, permitiendo que la parte alta del edificio sea H_{cm} cuando el período natural del edificio sea expresado por la ecuación $T = \frac{0.025}{1000} H$ y sustituyendo éste en

$$\delta = 100 TK \quad T > 0.5$$

(en un valor mayor que para $T < 0.5$)

$$\delta = \frac{25 K}{1,000} H$$

$$\frac{\delta}{H} = \frac{25 K}{1,000}$$

Permitiendo $K = 0.2 \sim 0.3$,

$$\frac{\delta}{H} \equiv R = \frac{5 \sim 7.5}{1,000} \quad (4)$$

Se obtiene

Por otra parte, si $T < 0.5$

$$\frac{\delta}{H} = \frac{2.5 \sim 3.75}{1,000} \frac{H}{1,000}$$

Si se asume que : la estructura puede ser deformada linealmente, por la ecuación (4) puede expresarse el ángulo de traslación de la ecuación de cada piso, y considerando la deformación inelástica del edificio, puede ser necesario para tomar mesuradamente la prevención del colapso del edificio inclusive si el grado del ángulo de la unión obtenido por la ecuación (4) se produce.

Las ecuaciones arriba mencionadas, son derivadas en una forma extremadamente tosca, basada en varias asunciones, y un análisis mas detallado debe ser necesario para hacer una buena discriminación, pero puede ser mostrado que en el orden de los grados supuestos, la deformación en un gran terremoto pueda ser considerable.

Para que los edificios estén a salvo, con los ángulos de traslación de la unión aceptados por la ecuación (4), estudios por miembros de varios tipos de estructura son los que decidirán su comportamiento.

Como una conclusión, es necesario por lo menos para esfuerzos sísmicos horizontales menos altos, un coeficiente de 0.2 sea utilizado, para estar seguro; para edificios bajos con una estructura a la cual el colapso no le afecte más allá de los límites

$\frac{5 \sim 7.5}{1,000}$ para ángulos de traslación en la unión de los pisos, y ésto sirve para que el estudio posterior pueda progresar desenvolviéndose en esa dirección.

5.2 RESPUESTA DE ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO A EXCITACION SISMICA

5.2.1 Deformación de miembros de pórtico rígido.

En un edificio ordinario, se considera la masa concentrada en el techo de cada piso y la vibración característica puede ser expresada de manera idealizada por sistema de masas concentradas, en las cuales las columnas de cada piso, son las constantes de resortes. La constante de resorte de una estructura en pórtico rígido, son consideradas primero.

Las deformaciones peculiares de un pórtico se indican en la figura 1. Los desplazamientos relativos, δ , de un piso arbitrario se expresa también como en la ecuación (1) para el ángulo de deflexión del nudo trasladado, R_c , de la columna empotrada en los dos extremos y el ángulo de deflexión del nudo trasladado, R_B , de viga a sí misma fija en ambos extremos.

$$\begin{aligned}\delta_B &= R_B \cdot h \\ \delta_C &= R_C \cdot h \\ \delta &= \delta_B + \delta_C = R \cdot h \quad (1) \\ R &= R_B + R_C\end{aligned}$$

La fuerza cortante, G , y flexión de los pisos está expresada en general en la siguiente forma.

$$\delta = \frac{G}{\alpha \cdot K_c} \cdot \frac{h^2}{12 E} K_o \quad (2)$$

La δ_c en fig. (1) puede ser expresada por la siguiente ecuación la cual considera punto de inflexión a altura media

$$\delta_c = \frac{G \cdot h^2}{12 E K_o K_c} \quad (3)$$

$$\therefore \delta_B = \delta - \delta_c = \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) \frac{G \cdot h^2}{12 E K_o K_c} \quad (4)$$

En general, α puede ser expresado por la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + K} \quad (5)$$

donde $\bar{K} = \frac{\sum K_v}{2 K_c}$, \sum es suma total de vigas anexas superior e inferior de columna

K_c	razón de rigidez de columna
K_v	coeficiente rigidez de viga
K_o	Coeficiente de rigidez de comparación
E	Módulo de Young

En efecto, la deflexión en un piso arbitrario es $\frac{1}{\alpha}$ de la deflexión de la columna con ambos extremos empotrados, como la proporción de deflexión de la columna en esta suma de 1 luego la deflexión de la viga asciende a $(\frac{1}{\alpha} - 1)$.

El ángulo de rotación del extremo de la viga en este caso es equivalente a $\delta B/h$ por ecuación (1), o si la deflexión de un piso arbitrario es tomado como 1, la proporción ocupada por la deflexión de la columna es α y lo que ocupa la viga $(1 - \alpha)$.

Con columnas de sección transversal como $B \times D$, ecuación (3) toma la siguiente forma

$$\delta_c = \frac{C h^3}{12 E j_c} = \frac{C h^2}{E B D^3}$$

$$\therefore \frac{\delta_c}{h} = \frac{C}{B D} \frac{1}{E} \frac{(h)^2}{D} \dots R_c = \frac{c}{h} \quad (6)$$

$$\therefore \frac{C}{B D} = E \cdot R_c \left(\frac{D}{h}\right)^2$$

Reducido, en un modelo especial reducido para la misma proporción el esfuerzo unitario cortante promedio es el mismo para idéntico ángulo de traslación del nudo, ecuación (3) puede también ser substituido en la forma siguiente :

$$\int c = \frac{Q h}{2} \cdot \frac{h^2}{6 E j_c} - \frac{M}{j_c} \cdot \frac{D}{2} \cdot \frac{1}{E} \cdot \frac{h^2}{3 D}$$

$$\frac{M}{j_c} \cdot \frac{D}{2} = 3 E \cdot R_c \cdot \left(\frac{D}{h}\right) \quad (7)$$

En esencia, el esfuerzo unitario flector es además igual en miembros de proporciones similares e idéntico ángulo de traslación del nudo.

Lo precedente sugiere : que en el experimento modelo, si la capacidad soportante está adaptada con el ángulo de traslación de la unión, las propiedades inelásticas de la estructura actual de idénticas relaciones dimensionales se reproducirá libre de cambios, y la deformación de un pórtico rígido se expresa por la suma en el nudo del ángulo de traslación de la columna con ambos extremos empotrados y el ángulo de rotación multiplicado por la altura de piso. Esto no puede ser dicho solo en el rango elástico, sino que también extendemos al rango inelástico, y por lo antedicho, será posible estimar la medida total de la deformación inelástica del pórtico, estudiando por separado vigas y columnas y desuniendo el todo, aceptando pruebas exteriores de falla de miembros del modelo reducido.

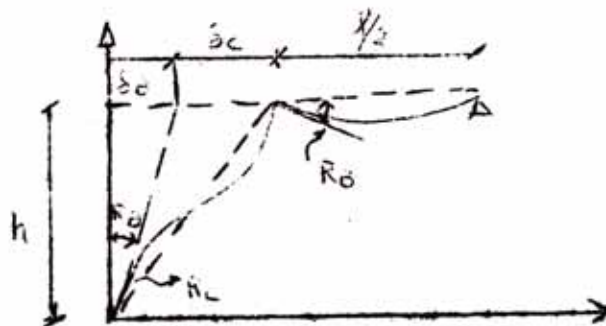


Fig 1

5.2.2 Relación de Decrecimiento en la rigidez de un miembro

Es necesario separar las deformaciones de una estructura de concreto armado, dentro del conjunto aquellos miembros : tales como columnas y vigas, y a través de una síntesis del decrecimiento de la rigidez de cada miembro, para estimar el decrecimiento de la rigidez del todo.

La proporción de reducción en rigidez, α , de miembros individuales será indicada en esta sección :

1) VIGAS

$$\alpha = \alpha_m + (1 - \alpha_m) \left(\frac{P_t}{2}\right)^2$$

$$\alpha_m = 1.25 (1 - 0.2 S_{\sqrt{t}})$$

donde $S_{\sqrt{t}}$: esfuerzo unitario de acero reforzante (t/cm)

P_t : relación entre tensión (cuantía %)

Para vigas T : α / ϕ
 factor adicional por geometría momento de inercia debido a losa.

2) COLUMNAS

$$\begin{aligned} \alpha &= 2.35 \frac{B D^2}{M} \sqrt{\frac{N}{B D}} & P_t &= 0.5\% \\ &= 2.70 \frac{1}{1 + \frac{M}{B D^2}} \sqrt{\frac{N}{B D}} + 0.27 P_t & P_t &= 1.0\% \end{aligned}$$

Interpolando linealmente para promediar

$$\frac{M}{B D^2} \text{ Kg/cm}^2$$

Pt

M : momento de aplicación

B : espesor columna

D : profundidad de columna en sentido del desplazamiento

$$\frac{N}{B D} \text{ Kg/cm}^2$$

N : fuerza axial

En la fórmula arriba mencionada, α está basada en la rigidez del miembro despreciando la influencia del acero de refuerzo, y su fórmula se establece por aproximación basada en la teoría plástica.

Por lo tanto, comparando con los valores obtenidos en los experimentos, los resultados serán de bajo grado. En los experimentos, los efectos tales como la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto así como la falla por corte debieron ser consideradas.

Los valores experimentales, junto con valores computados de ángulos de traslación del nudo (correspondiendo a R_c y R_B (Fig. 1) en el punto crítico, cuyos valores absolutos están en el rango (1~12) $\times 10^{-3}$ dependiendo de la forma y cantidad de refuerzo del miembro, siendo los valores experimentales de 1 ~ 3 veces los valores teóricos.

De estas fórmulas, la variación decreciente de rigidez con respecto a la cuantía, en el concreto reforzado es una variable.

* LECCION DEL TERREMOTO DE TOKACHI.- OKI.

El terremoto de Tokachi - Oki del 16 de Mayo de 1968, nos ha ofrecido muchas lecciones que debemos aprender.

El Instituto de Arquitectura del Japón, con la colaboración del Ministerio de Educación y varios órganos de investigación han preparado un reporte de la investigación en el terreno y se ha publicado "Reporte General de los daños inspeccionados en Tokachi - Oki en el sismo de 1968 en Diciembre del mismo año".

Paralelamente a ésto, el Comité Especial de mediciones sísmicas para estructuras de concreto armado ha sido formado para colaborar con el Instituto como primer estudio a tratar, se pide recomendar medidas que requieran especial atención respecto a estructuras de concreto armado, el texto completo de estos estudios, es incorporado al final de este capítulo.

Continuando después de la presentación de estos reportes, la División para facilidades educacionales del Ministerio de Educación trata el problema de edificios escolares, realizándose estudios y pruebas de cargas y vibraciones en un edificio moderno de Hachinohe. Colegio Técnico al igual que se experimenta con modelos en el laboratorio, al mismo tiempo

(*) Earthquake - Resistant Design of Structures (1974)
Ing. Hajime Unemura - Prof. de la Universidad de Tokio.

otros estudios detallados han sido hechos por otros con cuyos reportes y los ya obtenidos, se hallan coleccionados en el Instituto de Arquitectura de Japón en los archivos correspondientes a los años de 1969-1970.

Los resultados de las investigaciones realizadas por el Dr. Shiga de secciones transversales, de paredes y columnas y condiciones de daños serán indicados en la figura (1).

De acuerdo a ésto, edificios que sufrieron daños considerables tienen paredes de sección transversal (longitud no menor que 60 cm.) de 50 (cm^2/m^2) o menos por unidad de área de piso con un cuociente de peso dividido por la suma de las áreas de la sección transversal de las paredes y columnas toscamente aproximada 15 Kg/cm^2 o más. Edificios con más de 100 cm. o más de paredes por metro cuadrado, escaparon o no sufrieron daños.

Aún más, inclusive si la cantidad de paredes fuera bastante menor, edificios con columnas de grandes áreas de secciones transversales se reportaron sin daños.

Una cosa notoria de los daños en este terremoto ha sido que grandes rajaduras en forma de X se produjeron en las columnas. Será necesario para prevenir esta clase de roturas, o prever algunas medidas para que estas rajaduras no se produzcan o en último caso no progresen si se producen. Para examinar este aspecto, se requiere estimar la deformación por respuesta dinámica indicada en el capítulo anterior y por otro lado estar enterado de las propiedades inelásticas de los miembros.

El caso de un estudio más detallado y analítico de las fallas en las columnas será citado a continuación. Este es el trabajo del Dr. H-Aoyama y K. Matsushita de la Universidad de Tokyo.

Figura 2 nos muestra el esfuerzo unitario cortante en las columnas del primer piso determinadas de la ecuación (4) en (3 ploteadas de la absisa).

Calculando períodos naturales y modos de vibración de varias estructuras. En este caso, para K, la máxima aceleración de 0.225 gal. registrado en el distrito de Hachinoe durante el tiempo de terremoto se usó esta medida.

Por otro lado, el numerador, W_e , en la coordena de la figura 2 es el valor distribuido en proporción al coeficiente de distribución de la fuerza cortante (verse, distribución normal para cálculo de estructuras de concreto reforzado A.I.J.) de las columnas en el primer piso cuando el peso íntegro del edificio se aplica horizontalmente. Esto dividido por el área de la sección transversal, A , de la columna, se toma de la coordenada.

Esto nos demuestra que los daños ocurrieron mayormente con $\frac{W_e}{A}$ de 20 Kg/cm.2 o más o con \tilde{w} de 24 Kg/cm2. o más.

Desde $\frac{W_e}{A}$ corresponde a un caso de coeficiente sísmico de 1 aplicado uniformemente al edificio, a el coeficiente sísmico generalmente usado es de 0.2 el valor puede ser 1/5 o 4 Kg./cm2., el cual no es un valor que pueda ocurrir falla por cortante.

Que esto pueda ser un valor aproximado a la falla por esfuerzo cortante en edificios dañados, sugiere que el coeficiente sísmico cercano a 1 puede ser considerado en el diseño.

Por otro lado, la absisa corresponde a los resultados de estudios amplios hechos dinámicamente y acorde a la ecuación 3, $\frac{3}{3}$, en caso de una masa concentrada, el coeficiente sísmico es $3.5 \times 0.225 = 0.79$ así que cuando son consideradas estructuras de tres y cuatro pisos el coeficiente sísmico puede ser 1 o más. En otras palabras, en caso de un edificio bajo de concreto armado con fallas ocurriendo primero por cortante, será sobre entendido de antemano que puede haber una relativa cantidad de vibración elástica en el edificio y que un coeficiente sísmico considerable será incidental.

A fin de prevenir la existencia de coeficientes sísmicos incidentes se considera que no hay nada que hacer, solamente dependen de la deformación inelástica debido a la flexión.

Como por la figura 3, la absisa es la misma que para la figura 2 con el valor de altura de columna, h_0 , (considerando efectos de elevar y sostener paredes portantes, divididos por la profundidad, D , de la columna en la dirección de la fuerza horizontal tomada en la coordenada, y se nota aún más que la falla por cortante ocurre en columnas con la relación $\frac{h_0}{D}$ de 3 o menos.

Esto indica que columnas de menores alturas tienen superior capacidad portante, pero falla ante bajos ángulos de traslación del nudo después de lo

cucl no hay firmeza para sugerir que el edificio actual muestre dureza para indicar fallas frágiles en las columnas cortas en el lado norte.

Esto es algo que ha sido también reconocido cuando el edificio actual fue reforzado en el primer piso donde éste falló y pruebas con cargas horizontales han sido incluidas para el segundo y tercer piso. Levantando y colgando paredes superpuestas íntegramente, reducen la altura efectiva en la columna y causa su restricción. Esta se ve inclusive cuando las paredes supuestas son de mampostería y esto será un problema que requiera una atención especial en trabajos futuros de diseños.

Las estructuras deberán ser estudiadas respecto a las propiedades de deformación junto a la resistencia.

5.3 DIVERSOS ASPECTOS SOBRE COLUMNAS

Dentro del marco estructural la unidad más importante, es, en muchos aspectos a la columna.

La falla de una columna, hace peligrar la estructura en su totalidad, no ocurre lo mismo en el caso de fallar una losa aligerada o maciza, inclusive la falla de una viga no conlleva la posibilidad de un colapso, lo que sí ocurre llegando inclusive a la inutilización debido a las columnas.

Esto implica un diseño de columnas, donde intervengan la mayor cantidad de factores adversos, considerando los diversos tipos de esfuerzos.

Además hay que tener en cuenta las distorsiones, desplazamientos relativos entre pisos, que llegan a ser máximas durante un sismo, dependiendo fundamentalmente de la flexibilidad de las columnas del entrepiso considerado y de las vigas de los pisos adyacentes.

A mayor flexibilidad, mayor distorsión de entrepiso.

La máxima distorsión de entrepiso se fijó como una fracción de su altura ($h/400$). De observaciones hechas por el Ing. José Merino en su tesis de grado, sobre algunos modelos estudiados acota :

"Con respecto a las distorsiones de entrepiso se ha podido notar, que éstas aumentan conforme se disminuye la distancia entre columnas y se alza la cuantía de refuerzo".

Considero necesario recordar algunos conceptos y algunas innovaciones en los reglamentos como resultado de las investigaciones que realizan en este campo investigadores como B. BROMS y I.M. VIEST, quienes presentaron una serie de trabajos entre ellos un análisis inelástico de la resistencia de columnas largas tanto articuladas como restringidas, originando que el A.C.I. los incorpora como factores de reducción de las resistencias para columnas esbeltas.

- El A.C.I. - 318 - 71 introduce el concepto de amplificación de momentos, es decir, los momentos calculados en un análisis común de marcos se multiplican por un "AMPLIFICADOR DE MOMENTO" que es función de la carga axial P_u y de la carga crítica de pandeo de la columna P_c .

El límite superior en la relación de esbeltez de las columnas diseñadas por este método es $K l_u / r = 100$.

- El método del factor R_m de Modificación - incluye la longitud efectiva h' , y trabajando dentro de los límites señalados conducen a una exactitud igual a la del método "amplificación de momento" antes citado.

Para el diseño tanto por carga axial, como por momento, debe dividirse entre el factor R adecuado.

Para miembros donde (1) no se evite el desplazamiento lateral

relativo de los extremos: (2) con h'/r que no excede de 40, y (3) con vigas de contraventeo que tengan una relación de acero de momento negativo de por lo menos $p = 0.01$, el factor de reducción donde el diseño esté regido por cargas laterales de corta duración, será :

$$R = 1.07 - 0.008 h'/r \leq 1.00$$

Para el diseño en sí de las columnas mencionaré el siguiente procedimiento dado por el Ing. R. YAMASHIRO* en sus clases.

1. Decidir primero si el piso puede fallar por pandeo con desplazamiento, así las columnas con fachada de vidrio independientes y sin muros para tomar corte estarían libres de desplazarse lateralmente y se diseñaría para restricción lateral solo por la rigidez de la columna (ver tablas).
2. Investigar la configuración de la deformada de la columna debida a los momentos aplicados, ignorando cualquier efecto de la carga axial en el cambio de esta configuración.
3. Finalmente debe investigarse si la excentricidad de diseño excede a la correspondiente a la falla equilibrada. Si es así, el factor de reducción de columna larga debe modificarse.

* "Diseño de Elementos de Concreto Armado"
R. Yamashiro K.

5.3.1 Miembros sujetos a flexión de marcos dúctiles especiales.

La ductilidad de un miembro sujeto a flexión disminuye a medida que la relación ρ se aproxima a la relación de acero ρ_b , que produce la condición balanceada. La ductilidad necesaria se asegura poniendo un límite superior a ρ . El valor mínimo de la relación de acero ρ_{min} , se da para prevenir una falla frágil por flexión en una viga ligeramente reforzada cuando la resistencia a la flexión del concreto que actúa solamente podrá ser mayor que la de la viga reforzada después de que ocurra el agrietamiento por tensión.

Estas disposiciones mínimas permiten cambiar los puntos de inflexión que no están indicadas por combinaciones de cargas de diseño, incluyendo las fuerzas sísmicas.

El reglamento no requiere cálculos de anclaje para el refuerzo continuo superior e inferior, a través de las conexiones de viga con columna, excepto para anclaje de cada miembro en flexión.

Las pruebas de carga reversibles de conexiones interiores, muestran que las ventajas de la continuidad compensan cualquier deficiencia teórica en la longitud de anclaje dentro de la conexión, aunque las mediciones de las deformaciones unitarias indican que el refuerzo estaba en tensión en toda la conexión, la capacidad de momento medida en ambos lados de la conexión excedió la resistencia del momento calculado basado en el refuerzo de compresión totalmente efectivo. Se requiere refuerzo en el alma para

prevenir una falla de cortante no dúctil, antes de que se desarrolle la capacidad total reversible por flexión de un miembro. Por tanto, los estribos o anillos de liga perpendiculares al refuerzo longitudinal deben diseñarse para resistir el cortante máximo en cada sección en el miembro, después de la formación de las articulaciones plásticas debidas a los desplazamientos laterales del marco en cualquier dirección.

Debe darse un refuerzo mínimo en el alma en toda la longitud del miembro, para protegerlo contra los cortantes, inversión de momentos y variaciones en la localización de los puntos de inflexión que no están indicados por las cargas, incluyendo las fuerzas sísmicas supuestas en el diseño.

Todo el refuerzo en el alma debe colocarse perpendicularmente al acero longitudinal, puesto que las varillas inclinadas son efectivas solo para el cortante en una dirección, y por lo tanto, no son adecuadas para las situaciones donde los cortantes pueden invertirse

5.3.2 Columnas de Marcos Dúctiles Especiales sujetas a flexocompresión.

Es preferible que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas. El Reglamento, por tanto, requiere que el momento resistente de las columnas exceda los de las vigas en una conexión, excepto cuando existen disposiciones especiales para permitir las articulaciones en una o más columnas en el nivel.

Este esfuerzo transversal especial se da para asegurar que la ductilidad requerida forme las articulaciones plásticas en los extremos

de la columna, para compensar las pérdidas de resistencia cuando ocurren desconchamientos en el recubrimiento de concreto, y para servir como refuerzo en el alma requerida en esta zona.

Para el área de acero de la sección transversal de una rama se utiliza la fórmula $A_{sh} = \frac{L h p_s S h}{2}$ considerando un solo estribo, sin grapas suplementarias, usada para dar confinamiento al corazón rectangular de un miembro en compresión, esta ecuación produce el doble del volumen del acero del anillo dado por la fórmula, utilizada por la Asociación de Cemento Portland (P.C.A.) en el desarrollo de sus pruebas sísmicas de vigas columnas.

La resistencia y la ductilidad bajo carga axial frecuentemente no son críticas bajo cargas sísmicas.

Las pruebas del P.C.A. reportadas por Hansen y Conner han mostrado que las conexiones de viga con columnas reforzadas con la mitad del acero requerido por la (E c. A-4) y conforme a los requisitos restantes del apéndice A funcionan de una manera relativamente dúctil y satisfactoria bajo cargas sísmicas.

Las pruebas referidas aquí, indican que las investigaciones posteriores pueden conducir a reducir el volumen de acero requerido ahora por la Ecuación (A-4)

$$A_{sh} = \frac{L h p_s S h}{2}$$

Columnas que soportan muros de cortante discontinuos, marcos

contraventeados, o elementos rígidos semejantes, deberán tener refuerzo transversal especial que se extienda a la altura total de las columnas de soporte, a menos que un análisis comprensivo de muestra que las fuerzas de compresión en las columnas no son estrictamente significativas.

La capacidad al cortante es extremadamente importante en columnas sujetas a fuerzas sísmicas.

En ningún caso el refuerzo transversal en una columna debe ser mayor que el indicado para desarrollar la articulación plástica en los extremos superior e inferior de la columna.

Las juntas deben hacerse, de preferencia a la mitad de la altura de las columnas. En la intersección de viga con columna se coloca refuerzo transversal especial con el fin de asegurar su ductilidad, para compensar la pérdida de resistencia debida al desenchamamiento del concreto, para mejorar la adherencia del acero con el concreto de la intersección, y para dar el refuerzo de cortante requerido en la zona.

Si en las vigas y columnas se emplean altos porcentajes de refuerzo, puede ser físicamente imposible colocar el refuerzo en la viga o en la columna, y los anillos requeridos en las conexiones; o si la colocación del refuerzo es factible, puede ser imposible colocar el concreto en la intersección o introducir el vibrador dentro de ella, es pues necesario tener especial cuidado para evitar los problemas de las malas prácticas de colocación en el diseño sísmico.

Las vigas que unen los lados de una intersección proporcionan restricción adicional e incrementan la capacidad de la intersección, permitiéndose por lo tanto, una reducción en el futuro transversal donde las vigas se unen en cuatro lados, puesto que restringen la intersección en ambas direcciones.

5.4 CIMENTACIONES PROFUNDAS

MEYERHOF basado en ensayos con modelos de cimentación, al tratar de analizar la capacidad soportante de este tipo de cimentación, aportó ciertas consideraciones adicionales a la teoría de Terzaghy.

Se usan las cimentaciones profundas, cuando las capas superiores del suelo no tienen la capacidad soportante deseada; por lo cual se utilizan elementos que transmitan la carga de la super estructura a estratos convenientes.

Entre los principales y más usuales tipos de cimentaciones profundas tenemos :

a) Cimentaciones profundas piloteadas.

Pilote es un cierto tipo de columna de soporte que puede ser prefabricado o construido in - situ, está limitado su diámetro a ser no mayor de 24" o su equivalente por lado en caso de tener forma.

La capacidad soportante de un pilote es determinada ya sea por la resistencia estructural del pilote o por la resistencia soportante del suelo. El menor de éstos será usado para el diseño.

En el proyecto de una cimentación sobre pilotes se debe tener un perfil del suelo, para saber el tipo de pilote que conviene, la longitud del mismo, y también hay que tener un buen criterio para elegir el número de pilotes y el espaciamiento entre ellos para no encarecer la cimentación.

b) Cimentaciones profundas no piloteadas.

Pueden ser :

- b.1 Dentro de las excavaciones abiertas cuando es roca sana, manteniendo las paredes y normalmente es aconsejable y necesario el uso de ataguñas; si no hay restricciones en el espacio es más económico hacer la excavación con cierto talud, la pendiente de estas paredes dependerá del tipo de terreno de la elevación y condición de la napa freática y de las medidas que se adopten para conservarlas.
- b.2 Dentro de ataguñas. La ataguña se define como una estructura temporal formada por cualquier tipo de material estructural, como madera, acero, concreto e incluyendo la tierra y se construye alrededor del área que se va a excavar con el propósito de evitar que penetre dentro de la excavación tierra y/o agua: los terraplenes forman el tipo más

simple de ataguía, pero el más usado es la tabla estacado de acero.

- B.3 Pilas. Se usa cuando no hay agua freática o las filtraciones son pequeñas, la pila es la cimentación profunda más barata. La pila es bastante usada para soportar grandes fuerzas concentradas como las que ocurren en los puentes.
- B.4 Cilindros es un tipo de cimentación intermedia entre pilotes y cajones de cimentación.

Existe una limitación de dimensiones : tienen un diámetro comprendido entre 2' y 10', o su equivalente para otras secciones: si son menores se clasifican como pilotes, y si son mayores como cajones de cimentación.

Los cilindros pueden ser de concreto o acero; los cilindros de concreto se usan frecuentemente en combinación con pilotes en la construcción de muelles.

- B.5 Cajones. Este tipo de cimentación es costoso y deben cumplirse ciertas condiciones para su utilización, entre las cuales tenemos :
- Cuando la profundidad del agua es muy grande para usar ataguías.
 - Cuando el suelo contiene peñas que obstruyen la penetración de pilotes.

- Cuando la cimentación soporta grandes fuerzas laterales.

5.5 PILOTES MOLDEADOS EN EL TERRENO

La frecuencia cada vez mayor del empleo de pilotes moldeados en el terreno, como medio de cimentación, proviene de la flexibilidad que tiene este procedimiento. Para hacer estos pilotes basta con rellenar de hormigón unos orificios de sección y profundidad adecuados; contrariamente a los pilotes pre-fabricados, no es necesario esperar que transcurran varios días antes de poderlos colocar en la obra, para que los pilotes resistan el transporte y el choque del martinete. En los pilotes moldeados el hormigón se endurece en el propio terreno, después de haberse adaptado a todas las irregularidades de las paredes de la perforación. La resistencia del cuerpo al rozamiento resulta mejorada. Además, la obra puede empezarse muy rápidamente.

No es necesario efectuar ningún cálculo preliminar sobre la longitud exacta que deben tener los pilotes (para los pre-fabricados, dicho cálculo es indispensable).

Si los pilotes tienen que ser muy largos no es preciso disponer de martinetes gigantescos, ni empalmes. Por estos motivos es posible realizar con bastante facilidad pilotes de 60 a 70 m. de longitud.

Los pilotes se arman en función de los esfuerzos que tenga que soportar en servicio, la economía lograda por ello es grande en relación a los pilotes pre-fabricados.

TIPOS DE PILOTES MOLDEADOS.

La ejecución de un pilote consta de dos fases :

1. La perforación del agujero
2. El sistema de relleno

Para cada una de estas dos fases son posibles dos métodos:

La perforación puede hacerse

- a. Hincando un tubo cerrado por su parte inferior, que se retira luego, en el momento de verter el hormigón.
- b. Realizando una verdadera perforación con inyección de lechada de arcilla por introducción de una columna provisional.

Estos dos procedimientos de perforación subdividen los pilotes moldeados en el terreno en dos grandes clases.

1. Pilotes de tubo hincado.
2. Pilotes perforados

El sistema de hormigonado es independiente del de perforación. Para cada uno de estos tipos de pilotes se puede verter el hormigón de dos maneras distintas :

- a. Mediante una cuba especial de descarga por el fondo
- b. Con un tubo buzo.

FUERZA PORTANTE

Se hace el cálculo de la fuerza portante igual que para pilotes pre-fabricados utilizando fórmulas de hinca.

Podría creerse que los ensayos de penetración resuelven perfectamente el problema. En efecto, constituyen un modelo reducido de pilote, que da el esfuerzo de punzonamiento para cada longitud de hinca.

Desgraciadamente, a pesar de todas las teorías y todos los ensayos sistemáticos efectuados, no se sabe interpretar un ensayo de penetración.

En el caso de capas coherentes, se puede evaluar la cohesión del terreno a partir de los esfuerzos de punta. Pero en este caso se trata tan solo de la medición IN SITU de una característica, que casi siempre se puede efectuar en el laboratorio con una muestra intacta. Ello no quiere decir que la fuerza de penetración permita calcular la carga límite de un pilote.

Por lo tanto, los ensayos de penetración deben utilizarse solamente para definir bien la heterogeneidad del sub-suelo.

5.5.1 PANDEO DE PILOTES

Los pilotes de diámetro normal 35 - 45 cm. relativamente largos, no perecen por pandeo, como lo ha demostrado grandes matemáticos

que, a base de eruditos cálculos, han llegado a esta conclusión.

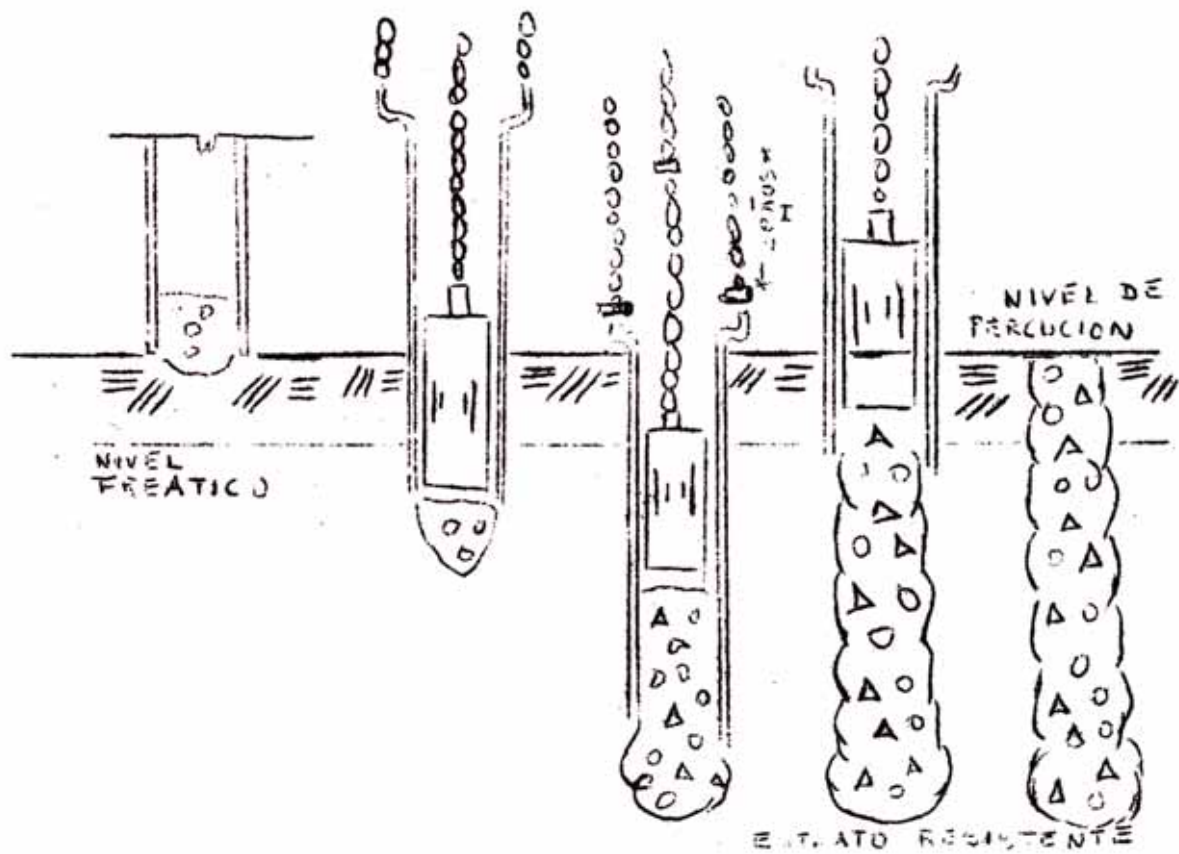
Esta estabilidad proviene de las reacciones que el suelo manifiesta a la menor sollicitación lateral provocada por el pilote.

PILOTES DE TUBO HINCADO

Como es sabido, estos pilotes se hacen hincando en el suelo por percusión un tubo obturado en su parte inferior. Es indispensable para ello el empleo de un martinete totalmente parecido a los utilizados para la percusión de pilotes pre-fabricados.

La diferencia esencial en la ejecución de estos pilotes proviene del sistema que se utiliza para obturar la parte inferior del tubo.

La sociedad FRANKI utiliza un sistema que consiste en bloquear la parte inferior del tubo con un tapón de hormigón seco, sobre el cual golpea el ariete que produce la penetración. Cuando la percusión ha alcanzado del retroceso deseado, una maniobra adecuada permite soltar dicho tapón para proceder al arranque del tubo durante el homigonado. Si los pilotes tiene que atravesar una gruesa capa de arcilla puede resultar interesante, a causa de la compresibilidad de estos terrenos, practicar un agujero extrayendo del "testigos", la ventaja grande que éste produce es que evita la rotura de los pilotes terminados a causa de la reacción de ciertas arcillas en el momento de percuffir sobre pilotes vecinos.



PRINCIPIOS DE EJECUCION DE UN PILOTE TIPO FRANKI

Es fácil bajar por el entubado provisional, fijado en su cota definitiva, una jaula de armadura proporcionada a los esfuerzos que indica el cálculo, esta consiste esencialmente en hierros longitudinales mantenidos por una hélice de diámetro 6 ó 8.

Para pilotes sometidos a compresión pura, solo se disponen en general, algunas armaduras de anclaje hincadas en el hormigón una vez terminado el pilote. Estas armaduras son suficientes de sobra para asegurar la unión entre el pilote y la viga.

Cuando los pilotes, incluso de pequeño diámetro, atraviesan capas blandas susceptibles de fluir por la acción de las cargas que soportan, hay que disponer siempre una armadura aunque solo sea para mantener en contacto los trozos fisurados provocados por una flecha excesiva del pilote.

Los momentos de flexión ejercidos en la cabeza del pilote quedan notablemente anulados hacia una profundidad de 5 a 7 metros, a consecuencia de las reacciones horizontales del suelo.

5.6 ANÁLISIS DEL GRADO DE EMPOTRAMIENTO

Es común suponer que las columnas están perfectamente empotradas en la cimentación. Esta hipótesis implica que la rotación de la cimentación es despreciable. Podría aceptarse cuando se cimenta sobre roca, pero deja siempre dudas cuando se cimenta sobre otro tipo de material que sea más deformable.

El sistema formado por una columna, su zapata y el suelo puede ser idealizado.

El subsistema columna.- zapata es una barra de sección variable, asumiéndose la porción correspondiente a la zapata con rigidez infinita.

Cualquier momento en desequilibrio en Z se distribuye proporcionalmente a las rigideces $K_z B$ y K_z' de la columna - zapata y del suelo, respectivamente.

El factor que puede tomarse como una medida del grado de empotramiento está dado por

$$F = \frac{K_z}{K_z' + K_z B} \quad \text{para el suelo}$$

$$1 - F \quad \text{para la columna - zapata}$$

Podría conseguirse un empotramiento más o menos perfecto si sobredimensionando la zapata se cumple.

$$I : \quad \rho = \frac{E_c \cdot K_c}{K_o \cdot I_z} \quad 0.04 \quad \text{para analizar estructuras sin desplazamientos laterales.}$$

K_o = coeficiente de reacción de la subrasante

Para mejorar el empotramiento de una columna, si no se agranda

el área de la zapata, por lo menos debe disminuirse la altura de ésta hasta donde lo permita la siguiente fórmula :

$$h \geq 2.10 \cdot L \sqrt[3]{\frac{K_o \cdot L}{E}}$$

El coeficiente de Reacción de la sub-rasante para un predimensionamiento se puede tomar según el sistema unificado de suelos .

5.6.1 REPARTICION DE PRESIONES DE CONTACTO BAJO LA CIMENTACION RIGIDA (GENERALMENTE ZAPATAS AISLADAS)

Si la zapata rígida descansa sobre arcilla o sobre arena bastante arcillosa, la presión aumenta del centro hacia los bordes.

Si descansa sobre arena, por el contrario, la presión disminuye del centro hacia los bordes.

En suelos intermedios, si la zapata soporta cargas pequeñas el diagrama de presiones aumenta del centro hacia los bordes al crecer las cargas, crece también la presión en el centro mientras que en el borde permanece casi inalterable.

Repartición de presiones bajo una cimentación flexible (zapatas combinadas o continuas).

Las presiones de contacto bajo una cimentación flexible son muy variadas. Para un mismo suelo las presiones cambian según la rigidez de la cimentación.

Puede estimarse su valor con la ayuda del módulo de reacción de la sub-rasante. En este tipo de cimentación el diagrama de presiones bajo la cimentación difiere bastante del que comúnmente se supone (repartición lineal) los mayores valores se encuentran en los alrededores de las cargas, conforme nos alejamos las presiones irán decreciendo.

Debe conectarse las zapatas individuales mediante el uso de vigas de amarre en ambas direcciones. Las zapatas individuales son muy peligrosas, si son articuladas en la base, por que aparecen momentos grandes en la parte superior de la columna.

Para evitar la vibración de zapatas individuales y los desplazamientos diferenciales es recomendable amarrar vigas en ambas direcciones con una rigidez tres o cinco veces mayor que la columna. El coeficiente exacto debe ser escogido por el diseñador de acuerdo a las condiciones del suelo y su experiencia.

CAPITULO VI

ESTUDIO SISMICO DE LAS ESTRUCTURAS

6.1 ANALISIS SISMICO

La determinación de la respuesta de la estructura frente a la excitación sísmica presenta dificultades, tales como los grados de libertad de la misma, siendo necesario un gran número de coordenadas para ubicar la posición de la estructura en un instante dado y las fuerzas excitantes.

Una forma de simplificar el problema es estudiando separadamente las características de la estructura, independientemente de las propiedades de los sismos, para luego determinar la respuesta de la estructura frente a la excitación sísmica.

Las características de la estructura están dadas por sus frecuencias y formas de modo y por su grado de amortiguamiento aunque éste influye poco sobre las anteriores.

Lo que define a un sismo es su espectro o sea la envolvente de las respuestas de un modelo mecánico estándar de un grado de libertad con un amortiguamiento dado, contra el período de vibración del modelo.

6.1.1 Características Dinámicas de la Estructura

Su frecuencia de vibración y formas de modo, pueden determinarse analíticamente, conociendo la distribución

de masas y rigideces de la estructura.

- La frecuencia de vibración (ω) es el ángulo que recorre la estructura en la unidad de tiempo, se expresa generalmente en radianes por segundo.
- Formas de modo (\bar{X}) o modo de vibración: es la manera de vibrar de una estructura, dado por la posición relativa de sus masas, definida por un periodo de vibración.
- Periodo de vibración (T) es el tiempo que tarda la estructura en efectuar una oscilación completa, es el parámetro más significativo, ya que indica como trabaja internamente dando una información general sobre ella

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

- El coeficiente que define las características elásticas de la estructura de un grado de libertad es la constante de resorte (K) que es la fuerza que es necesario aplicar a una estructura para que esta sufra la unidad de deformación.

$$K = \frac{F}{d}$$

6.1.2 Vibración de la Estructura

Idealizando como un modelo de un grado de libertad dado que es una estructura de un piso (aunque sabemos que tiene infinitos grados de libertad).

Asumiremos las hipótesis siguientes :

- 1.- Que el sistema de losas y vigas, tienen una gran masa en comparación con las de las columnas, por lo que estas últimas pueden ser ignoradas o a la mitad de su valor, concentradas al nivel de la losa.
- 2.- Que el elemento es simétrico, la simetría de la estructura es necesaria para minimizar los efectos torsionales de las fuerzas sísmicas.

En construcciones de poca altura se pueden aceptar distribuciones de elementos en planta o en cierta asimetría, siempre y cuando el centro de masas y el centro de rigidez se encuentren muy próximos.

Llamando centro de masas de un entrepiso como el punto de aplicación de la fuerza cortante actuando en el mismo y su ubicación en planta será la del centro de gravedad de las masas situadas sobre el nivel considerado.

Centro de rigideces de entre piso será el punto donde podrá considerarse concentrada la resistencia a la deformación lateral de dichos entrepisos y su ubicación se determina como si se tratase del centro de gravedad de las rigideces de cada elemento de ese nivel.

La distancia entre el centro de masas y rigideces es la excentricidad con que acciona la fuerza cortante, produciendo un efecto equivalente al de un momento torsor, que actua sobre el entrepiso considerado globalmente como una sola pieza.

La disminuci3n de la excentricidad se puede obtener variando la rigidez de los elementos estructurales (ya sea modificando sus dimensiones, forma o el material de que est3n constituidos, o separadamente las diferentes partes del edificio aunque en lo posible se debe evitar las combinaciones estructurales con diferentes materiales).

- 3.- Que el sistema de losas y/o vigas son infinitamente r3gidas, de manera tal que el movimiento del sistema pueda ser determinado en cualquier instante por la posici3n del centro de masa.

Sintetizando puede decirse, que la estructura idealizada queda representada por una masa concentrada, sostenida por un resorte sin masa.

Si a la masa concentrada se le permite trasladarse solamente paralela a uno de los ejes o rotar solo alrededor de uno de ellos, bastar3 tan solo para determinar su posici3n, una coordenada, obteni3ndose de esta manera una estructura de i grado de

libertad, eliminándose la necesidad de tener seis coordenadas, para los seis grados de libertad que en realidad posee.

6.1.3 Respuesta dinámica de una estructura flexible

Con las consideraciones antes propuestas el efecto de flexibilidad de una estructura en su respuesta, puede ser discutida más fácilmente.

En ausencia de amortiguamiento, el esfuerzo cortante en la base de esta estructura puede ser expresada como el producto del desplazamiento por la rigidez de las columnas.

$$V = K U \dots \quad (1)$$

Condiciones de equilibrio (usando el principio de D'Alembert) muestran que el esfuerzo cortante de la base puede equilibrar la fuerza de inercia de la masa, esto es :

$$\frac{W}{g} \ddot{U} + KU = 0 \quad (2)$$

Observado la convención de signos asumida en la fig. 2 se notará aquí que la fuerza de inercia depende del movimiento total de la masa, antes que del movimiento del suelo.

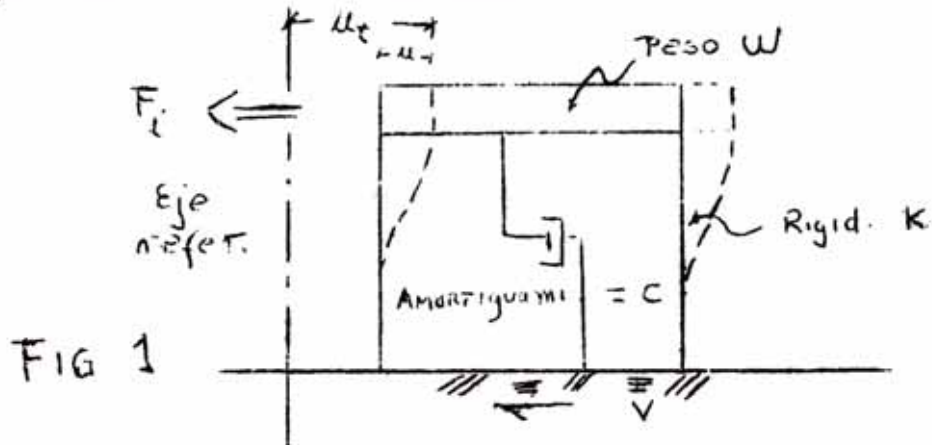
Es conveniente expresar la aceleración total como la suma de la aceleración relativa de la masa respecto al suelo, así :

$$\ddot{U}_t = \ddot{U}_g + \ddot{U} \dots (3)$$

Luego la ecuación (2) puede escribirse como :

$$\frac{W}{g} \ddot{U} + K \dot{U} = - \frac{W}{g} \ddot{U}_g = F_e (3)$$

La ecuación anterior es idéntica con la que se aplicaría a una estructura estacionaria sujeta a una fuerza efectiva, F_e , igual al producto de la masa de la estructura por la aceleración del suelo. De este modo, el efecto dinámico de los sismos puede ser estudiado considerando que la estructura es estacionaria y aplicándole una fuerza sísmica efectiva, F_e .



Ahora, está claro que esta fuerza efectiva no es directamente resistida por el esfuerzo cortante en las columnas; la masa primero ha de ser acelerada y de este modo, la inercia de la estructura variará el efecto dinámico de la carga aplicada.

El constante en la base, V , en este caso depende de la naturaleza de la fuerza aplicada F e (que es la historia del tiempo de la aceleración del suelo) y también de las características de vibraciones de la estructura.

Si el desplazamiento del suelo fuese un movimiento armónico simple de período T como muestra la figura (2), la fuerza efectiva del sismo podrá ser expresada.

$$F_e = F_0 \sin pt = -\ddot{U}_g \frac{W}{g} \sin pt \quad (4)$$

$$\text{en donde } p = \frac{2\pi}{T_p} \quad (5)$$

En este caso (estado uniforme) la máxima fuerza cortante de la base está dada por :

$$V_{\max} = V_{\max} \cdot K = F_0 \frac{1}{1 - \left(\frac{T}{T_p}\right)^2} =$$

$$\frac{W \ddot{U}_g}{g} \left[\frac{1}{1 - \left(\frac{T}{T_p}\right)^2} \right] \quad (6)$$

$$\text{En la cual } T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} \quad (7)$$

T es el período de vibración de la estructura de la ecuación (6) se observa que la respuesta de la estructura depende de manera directa del período natural de :

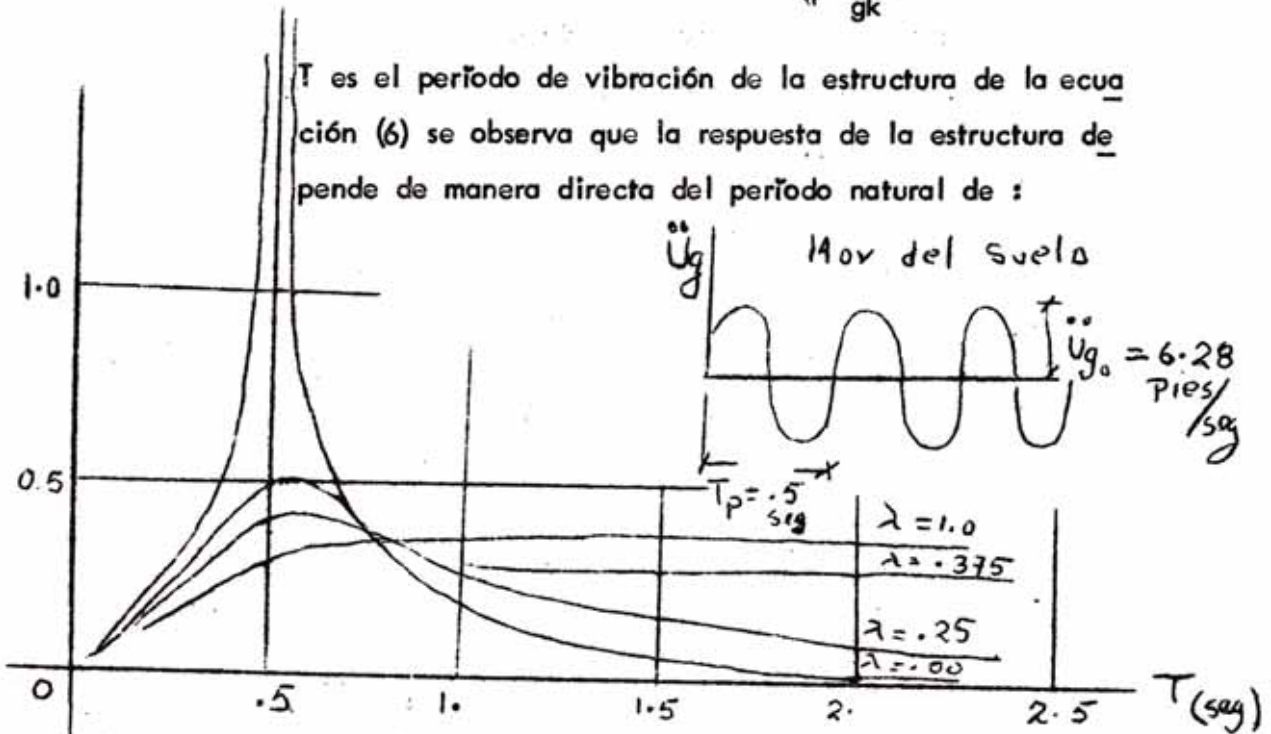


FIG 2

RESP. A UN MOV. ARMÓNICO

Vibración de la estructura, el cual depende a su vez de la rigidez y el peso.

El cortante en la base puede ser en todo caso menor o más grande que el de una estructura rígida, dependiente éste de la resonancia, este es, cuan cerca esté su período natural de vibración al período del movimiento del suelo.

Es a veces conveniente expresar la respuesta de una estructura a un movimiento de suelo específico, en términos de un coeficiente de velocidad, S_v , como sigue:

$$V_{\max} = \frac{W}{g} \cdot \frac{2 \dot{u}}{T} S_v \quad (8)$$

Donde S_v representa la máxima velocidad producida en la estructura por el movimiento particular. El coeficiente de velocidad forma parte del movimiento armónico simple del suelo; por consiguiente está dado por :

$$S_v = \frac{T}{2 \pi h} \ddot{U}_g \frac{1}{1 - \left(\frac{T}{T_p} \right)^2} \quad (9)$$

Un gráfico representando la variación del coeficiente de velocidad, S_v , respecto al período de vibración de la estructura para un movimiento armónico del suelo, de determinada amplitud y período, se muestra en la figura (3). El gráfico es el llamado el "ESPECTRO de velocidad" del movimiento del suelo porque muestra la máxima

velocidad desarrollada por este movimiento para un espectro completo de períodos de vibración de la estructura.

El comentario precedente se refiere a la respuesta de una estructura desamortiguada.

Si la estructura es amortiguada, este es, si tiene alguna forma de resistencia la cual depende de la velocidad del movimiento como el representado por el amortiguador viscoso mostrado en la figura (1), la magnitud de esta fuerza de amortiguamiento también afectará la respuesta de la estructura.

La magnitud del amortiguamiento viscoso de un sistema, C , es expresado generalmente como una relación entre un coeficiente de referencia o crítico, C_c , designado esta relación por λ . Luego tendremos $\lambda = C/C_c$. El espectro de velocidad de un sistema amortiguado para un movimiento armónico del suelo está dado por :

$$S_v = \frac{T}{2\pi} U_{g_0} \left[\frac{1 + \left(2\lambda \frac{T}{T_p}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{T}{T_p}\right)^2\right]^2 + \left(2\lambda \frac{T}{T_p}\right)^2} \right]^{1/2} \quad (10)$$

y se muestra gráficamente en la figura (2), para diversos valores de la razón de amortiguamiento. El efecto importante que tiene el amortiguamiento como limitador de la respuesta del sistema con frecuencia próximas a la resonancia, es claramente mostrado en la figura antes dicha.

6.1.4 Respuesta sísmica de una estructura flexible simple

No es correcto entender el análisis anterior, sobre el movimiento sísmico del suelo, como que este pueda en forma simplista ser representado por un movimiento armónico simple.

La única razón para incluir esta explicación fue para hacer hincapié, con un ejemplar familiar, de la influencia importante que tiene el período de vibración de la estructura sobre su respuesta a un movimiento determinado del suelo.

El acelerograma ubicado en el parque de la Exposición de Lima, como cualquier otro registro, nos muestra que el movimiento sísmico consiste en una serie de ondas de diferentes amplitudes y frecuencias siendo el movimiento de carácter errático, resultaría difícil definirlo en función de sus amplitudes, frecuencias o duración, por lo que se opta por definirlo por "El máximo efecto que produce sobre un modelo mecánica estandar", utilizándose los resultados directamente en el análisis de estructuras mediante el método llamado Espectral.

Entendiéndose por Espectro de un sismo, la envolvente de las máximas respuestas (desplazamiento, velocidad o aceleración) de una estructura elástica de un grado de libertad, con o sin amortiguamiento, cuyo período natural de vibración se hace variar dentro del rango de los períodos de vi

bración de las estructuras reales, cuando estas estructuras modelos son sometidas a la acción del registro de un sismo dado.

Luego el concepto de Resonancia que es aplicado a movimientos armónicos no tiene lugar en el tratamiento de la respuesta sísmica.

La respuesta de un movimiento sísmico puede ser expresado en términos de un espectro de velocidad, si se determina convenientemente la respuesta servirá de base para contar con el período de vibración de la estructura.

La evaluación de las fórmulas de velocidad a lo largo de la historia completa del sismo para cualquier período de vibración dado, a fin de encontrar la máxima velocidad desarrollada en ese único período, se realiza con computadoras digitales automáticas o analógicas.

La importancia del concepto de espectro de velocidad en Ingeniería Antisísmica no puede soslayarse. El efecto dinámico completo del sismo está representado por el espectro y determina la fuerza que se desarrollará en la estructura bajo la acción de un determinado sismo, siendo necesario solamente hallar el valor del amortiguamiento y el período de vibración de la estructura, para luego con ellos, hallar el valor apropiado de S_v , del Espectro de velocidad.

6.2 ANALISIS POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

ESPECIFICACIONES GENERALES FIGURAN EN PLANOS

(De Aulas UN.A.)

MATERIALES

Concreto	$f'c =$	210 Kg/cm ² .	(Excepto anotado)
Acero	$f_y =$	4,200 "	(General)
	$f_y =$	2,800 "	(Únicamente en estribos de vigas, techos y columnas)

Resistencia Terreno $t = 0.5$ Kg/cm².

Aligerados Típicos

Sobre Carga $S/c = 50$ Kg/m².

Cargas Muertas

Peso propio = 280

Pilotes Peso Muerto = 100

Carga útil 55 Tons

Coefficiente de seguridad 2.4

Niveles de cimentación	NC - 1 = + 54.20	NC-4= +52.75
	NC - 2 = + 53.80	NC-5= +52.05
	NC - 3 = + 53.45	NC-6= +51.60

NOTA GENERAL : Los pilotes indicados son existentes tipo FRANKI

Resumen del Metrado de cobertura de Aulas

	Peso Propio.	
2, V - 107	31.20 Ton.	
6, V - 108	93.60 Ton.	
2, VA- 2	35.50	
Vig. Perimetral	34.10	
Adorno Exterior	62.40	
Adorno Interior	43.70	Según Reglamento 100 Kg/m ²
Losa en extremos	22.00	4.9 Ton.
Aligerado .15	190.60	68.0
	<hr/>	<hr/>
	513.10	72.9

Utilizando las Normas de Diseño Antisísmico vigentes

$$H = UKCP$$

Coefficiente

Según la clasificación de acuerdo al uso de la edificación (202)
C edificios públicos; constituido por edificios donde se producen grandes aglomeraciones de personas.

Según el mapa de Regionalización sísmica 1968. La Molina está dentro de la Región - 2 (quizás con una microregionalización, por su ubicación y características de la zona podría tomarse los coeficientes que corresponden a la Región - 1) de la tabla 1 obtenemos

$$U = 1.00$$

Coeficiente K.

3. 01 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.

$$\text{Tipo } \text{--- S --- K} = 0.67$$

Para estructuras en que las fuerzas horizontales totales son resistidas por pórticos dúctiles, sin que elementos rigidizantes impidan su libre vibración.

4. Coeficiente C.

4 - 01 Este factor determina el porcentaje de la carga permanente más una parte de la carga viva que debe tomarse como cortante en la base y está expresado por la siguiente fórmula :

$$C = \frac{0.05}{3 \sqrt{T}}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{.100}}$$

$$C = \frac{0.050}{0.467} = 0.107$$

4. 02 El período de vibración fundamental T, se determinará en función de las características estructurales y de distribución de masas de la edificación, o en su defecto se podrán emplear las siguientes fórmulas.

IV.- Los períodos de vibración de edificios con estructura-
ción Tipo S pueden ser calculados con la fórmula

$$T = 0.1 N$$

$$N = 1. \rightarrow T = 0.1$$

5. Determinación del valor P.

5.01 P es igual a la carga permanente total del edificio
más un porcentaje de la carga viva, que se determina de la si-
guiente manera :

$$\frac{1}{2} P. \text{ colum.} = 13.20 \quad P.P. \quad 526.30 \text{ Ton} \quad P.M. = 72.9 \text{ Ton.}$$

$$C.M. = 599.20 \text{ Ton.}$$

B. En edificios definidos según 2.02C, se tomará el 50% de
la carga viva.

$$C.V = 50 \text{ Kg./m}^2. \times \frac{1}{2} \times 808 . 5 \text{ m}^2. = 20.21 \text{ Ton.}$$

$$P = 619.41 \text{ Ton.}$$

6. Fuerzas Sísmicas

6.01 Para los edificios definidos en 3.01 la mínima fuerza
horizontal en la base que se tendrá en cuenta en el análisis será

$$H = UKCP$$

$$H = (1.0) (0.67) (0.107) (619.41)$$

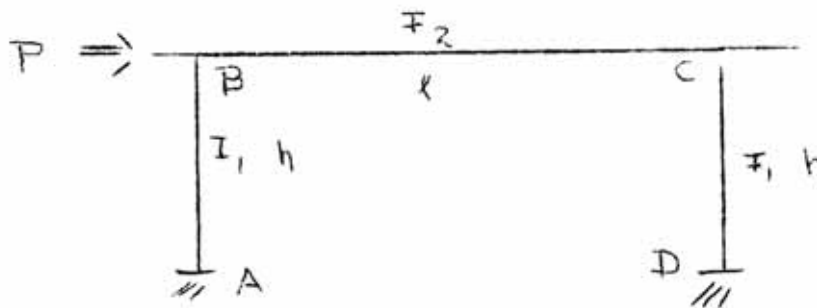
$$H = 44.5 \text{ Ton.}$$

Pórtico Principal

De las Normas Peruanas de diseño antisísmico, la mínima fuerza total resultante es $H = 44.50 \text{ Ton.}$

Aplicamos a cada pórtico principal $\frac{1}{8} (H) = 5.55 \text{ Ton.}$

$$M_S^{AB} = M_S^{BA} = \frac{3EIA}{h^2}$$



Asumiendo $M_S^{AB} = M_S^{BA} = 1$

$$\text{Con } K = \frac{i_1}{l_1} \frac{h}{L} = \frac{333.33}{21.33} \times \frac{35.00}{134.00} = 4.08$$

Resolviendo por CROSS

A nivel AD $\sum F_h = 0$ para un corrimiento

$$P = \frac{1}{h} \left[\frac{1+3K}{2(1+1.5K)} + \frac{1.5K}{1+1.5K} \right] 2 \times K \rightarrow \lambda = \frac{Ph}{2} \times \frac{2+3K}{1+6K}$$

$$\text{luego } M_S^{AB} = \frac{Ph}{2} \times \frac{1+3K}{1+6K} = \frac{5.55 (3.5)}{2} \times \frac{1+3(4.08)}{1+6(4.08)} = 5.05 \text{ Ton} \times \text{m.}$$

$$M_S^{BA} = \frac{Ph}{2} \times \frac{3K}{1+6K} = 4.66 \text{ Ton.} \times \text{m} - M_S^{BE}$$

$$\text{Cortante } V_S^{AB} = \frac{5.05 + 4.66}{3.50} = 2.78 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga Axial } P_S^{AB} = \frac{4.66 + 4.66}{13.40} = 0.93 \text{ Ton.}$$

Pórtico Exterior Principal.

Del metrado se obtienen los siguientes resultados :

Peso propio viga	:	15.60
Adornos exteriores	:	16.00
Adornos interiores	:	3.12
Losa (p.p + Rgl)	:	13.30
Aligerado (p.p+Rgl)	:	34.78
Viga perimetral	:	11.90
Peso Total	:	<u>94.70 Ton.</u>

$$W_1 = \frac{94.70}{20.60} = 4.60 \text{ Ton./ml.}$$

$$W_2 = 0.05 (3.60 + \frac{4.50}{2}) = 0.40 \text{ Ton./ml.}$$

PORTICO SECUNDARIO

Asumiendo un área de influencia
de 1.00 m. a cada lado y tomando

$$W_1 = \frac{\text{Peso total}}{\text{Area total}}$$

$$W_1 = \frac{619.41}{885.80} = 0.7 \quad \text{Ton./m}^2. \times 2.00$$

$$W_1 = 1.4 \text{ Ton./ml. S/c.} = 50 \text{ Kg.} \times 2.00\text{m.} = 100.00\text{Kg/m.}$$
$$W_2 = 0.1 \text{ Ton/ml.}$$

Cálculos para la aplicación del Método de "Cross"

Pórtico Principal

Rígideces Relativas

$$\text{Columna (.40x.40)m. } I_c = 21.33 \text{ dm}^4 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{21.33}{35.00} = 0.61$$

$$\text{Viga (.40x1.00)m. } I_v = 333.33 \text{ dm}^4 \quad K_v = \frac{333.33}{134.00} = 2.48$$

$$K_v + K_c = 3.09$$

Coefficiente de Distribución

$$d_c = .198$$

$$d_v = .804$$

Los esfuerzos en el pórtico principal, aplicando el método de Cross son los siguientes, considerando el momento del volado

$$M^V = 28.20 \text{ Ton.} \times \text{m.} \quad \text{y} \quad M_L^V = 4.90$$

CARGA MUERTA

CARGA VIVA

Momentos (toneladas por metro)

$$M_D^{AB} = 6.70$$

$$M_L^{AB} = 0.18$$

$$M_D^{BA} = -13.37$$

$$M_L^{BA} = -0.35$$

$$M_D^{BC} = -41.51$$

$$M_L^{BL} = -5.24$$

$$M_D^{CB} = +41.51$$

$$M_L^{CB} = +5.24$$

Cortantes (Toneladas)

$$V_D^{AB} = 5.74$$

$$V_L^{AB} = 0.15$$

$$V_D^{BC} = 6.20$$

$$V_L^{BC} = 0.79$$

Carga Axial

$$P_D^{BA} = W_D \left(\frac{13.40}{2} + 3.50 \right)$$

$$P_L^{BA} = W_L \left(\frac{13.40}{2} + 3.5 \right)$$

$$P_D^{BA} = 47.00 \text{ Ton.}$$

$$P_L^{BA} = 4.08 \text{ Ton.}$$

Cálculos para la aplicación de Método "Cross"

Pórtico Secundario

Rigideces Relativas

Dado que las alturas de las columnas de los pórticos secundarios son variables, se han considerado para el cálculo por el Método Cross las siguientes :

Columnas (.40 x .40) en metros $I_c = 21.33 \text{ dm}^4$

$$K_{AJ} = \frac{21.33}{35} = 0.609$$

$$K_{BL} = \frac{21.33}{37.70} = 0.566$$

$$K_{CM} = \frac{21.33}{40.40} = 0.528$$

$$K_{DN} = \frac{21.33}{43.00} = 0.496$$

Vigas (.20 x 1.00) en metros $I_v = 166.66 \text{ dm}^4$

$$K_{JL} = K_{LM} = K_{MN} = \frac{166.66}{45.00} = 3.70 \text{ dm}^3$$

$$K_{NC} = \frac{1}{2} (K_{JL}) = \frac{3.7}{2} = 1.85 \text{ dm}^3$$

Coefficientes de Distribución

Columnas

$$d_{JA} = 0.141$$

$$d_{LB} = 0.071$$

Vigas

$$d_{JL} = 0.859$$

$$d_{LJ} = d_{LM} = 0.464$$

$$d_{MC} = 0.067$$

$$d_{ML} = d_{MN} = 0.467$$

$$d_{ND} = 0.082$$

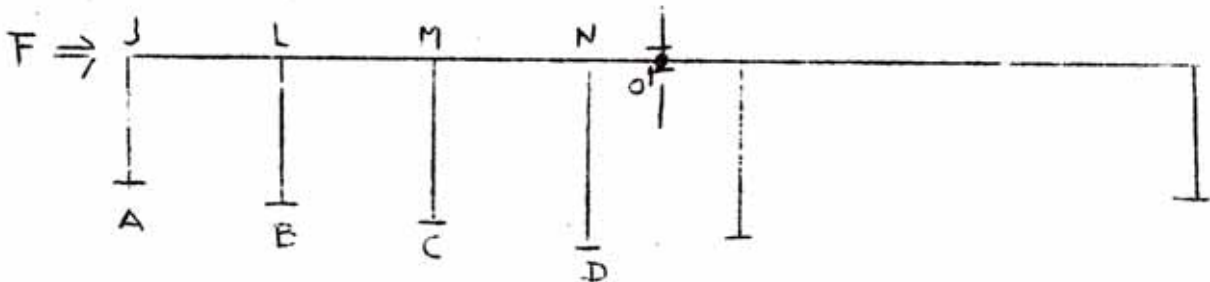
$$d_{NM} = 0.613$$

$$d_{NC} = 0.307$$

De las Normas de diseño Antisísmico

La fuerza total resultante es $H = 44.50$ Ton.

Aplicamos a cada pórtico secundario $\frac{1}{2} (H) = 22.25$ Ton.



Resolviendo para un desplazamiento δ por el método de Cross, con momentos unitarios en las columnas, se obtienen los siguientes resultados.

<u>Columnas</u>		<u>Momentos</u>		<u>Vigas</u>	
$M_{AJ} = 0.935$	$M_{JA} = 0.874$	$M_{JL} = -0.874$	$M_{LJ} = -0.601$		
$M_{BL} = 0.985$	$M_{LB} = 0.967$	$M_{LM} = -0.367$	$M_{ML} = -0.403$		

$$M_{CM} = 0.979 \quad M_{MC} = 0.958 \quad M_{MN} = -0.554 \quad M_{NM} = -0.668$$

$$M_{DN} = 0.966 \quad M_{ND} = 0.930 \quad M_{NC'} = -0.260$$

A nivel de base para el corrimiento $\delta = K \Delta$

$$h = 0$$

$$\frac{22.50}{2} = K \left(\frac{.935+.874}{3.50} \right) + \left(\frac{.985+.967}{3.77} \right) + \left(\frac{.979+.958}{4.04} \right) + \left(\frac{.966+.930}{4.30} \right)$$

$$11.50 = K (1.956)$$

$$K = 5.78$$

Momentos finales (toneladas por metro)

<u>Columnas</u>		<u>Vigas</u>	
$M_{AJ} = 5.40$	$M_{JA} = 5.05$	$M_{JL} = -5.05$	$M_{LJ} = -3.47$
$M_{BL} = 5.70$	$M_{LB} = 5.59$	$M_{LM} = -2.12$	$M_{ML} = -2.33$
$M_{CM} = 5.64$	$M_{MC} = 5.54$	$M_{MN} = -3.20$	$M_{NM} = -3.86$
$M_{DN} = 5.58$	$M_{ND} = 5.38$	$M_{NO'} = -1.48$	

Cortantes Finales (toneladas)

<u>Columnas</u>	<u>Vigas</u>
$V_{AJ} = 2.99$	$V_{JL} = P_{JA} = -2.08$
$V_{BL} = 2.99$	$V_{LM} = P_{LB} = -1.09$
$V_{CM} = 2.77$	$V_{MN} = P_{MC} = -1.72$
$V_{DN} = 2.55$	$V_{NC'} = P_{ND} = -0.72$

METODO MUTO

PORTICO SECUNDARIO

$$D = \alpha K_c \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \frac{K_v}{K_c} \quad \alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad \bar{K} = 0.2$$

Elemento	v	Kc	\bar{K}	α	D	$\sum D$	D/ $\sum D$	Vt	Vn
J-A	3.700	.609	6.090	0.815	.496		.128		2.85
L-B		.566	13.100	0.902	.511		.132		2.94
M-C		.528	14.000	0.907	.479		.123		2.74
N-D	7.400	.496	14.900	0.912	.453	3.873	.117	22.95	2.60
O-E		.496	14.900	0.912	.453		.117		2.60
P-F		.528	14.000	0.907	.479		.123		2.74
R-G		.566	13.100	0.902	.511		.132		2.94
S-H	3.700	.609	6.090	0.815	.496		.128		2.85

Los esfuerzos para el pórtico secundario, aplicando el método de Cross, son los siguientes, considerando el momento del volado

$$M_D^V = 8.59$$

Carga Muerta

Momentos (Toneladas por metro)

<u>Columnas</u>		<u>Vigas</u>	
$M_{AJ} = -0.515$	$M_{JA} = -1.032$	$M_{JL} = -7.539$	$M_{LJ} = +0.346$
$M_{BJ} = +0.130$	$M_{LB} = +0.240$	$M_{LM} = -0.592$	$M_{ML} = +2.344$
$M_{CM} = -0.028$	$M_{MC} = -0.012$	$M_{MN} = -2.287$	$M_{NM} = +1.870$
$M_{DN} = +0.010$	$M_{ND} = +0.019$	$M_{NC} = -1.877$	

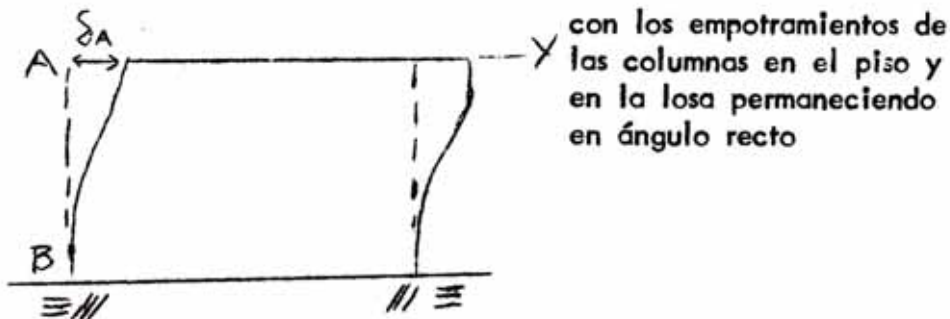
Cortantes (Toneladas)

<u>Columnas</u>	<u>Vigas</u>
$V_{AJ} = -0.443$	$V_{JL} = -1.76$
$V_{BL} = +0.098$	$V_{LM} = +0.43$
$V_{CM} = -0.010$	$V_{MN} = -0.11$
$V_{DN} = +0.007$	

6.3 ANALISIS DINAMICO

Características Dinámicas.-

El período de vibración de la estructura vibrando en el modo cor
tante es decir, : la losa vibra paralelamente al piso



donde $W^2 = \frac{K}{m}$

Constante K del piso equivalente

$$K_{col} = \frac{12 E I_c}{h_c^3}$$

$$I_c = \frac{40 (40)^3}{12} = 21.33 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E = 2.23 \times 10^2 \text{ Ton./cm}^2$$

$$K_{col} = \frac{12 \times 2.26 \times 10^2 \times 21.33 \times 10^4}{12 (c)^3}$$

Considerando las dos alturas de columna

$$H = 3.50 \text{ m.}$$

$$H = 4.30 \text{ m.}$$

hasta el nivel de Piso Terminado

Hasta el empotramiento con la zapata

$$K_c = 12.55$$

$$K_c = 6.77$$

$$K_i = 16 K_c = 200 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$$

$$K_i = 16 K_c = 108.20$$

Masa concentrada

$$M = \frac{619.41}{9.81}$$

$$M = 63.2 \times 10^{-2} \frac{\text{Ton} \times \text{seg.}^2}{\text{cm}}$$

$$\text{Frecuencia } W^2 = \frac{K}{m}$$

$$W^2 = \frac{200}{63.2} = 3.16 \times 10^2 \frac{1}{\text{seg}^2} \quad W^2 = \frac{108.2}{63.2} = 1.72 \frac{1}{\text{seg}^2}$$

$$W = 17.8 \text{ 1/seg.}$$

$$W = 13.2 \text{ 1/seg.}$$

$$\text{Período } T = \frac{2\pi}{W}$$

$$T = \frac{2 (3.1416)}{17.8}$$

$$T = \frac{2 (3.1416)}{13.2}$$

$$T = 0.353 \text{ seg.}$$

$$T = 0.479 \text{ seg.}$$

6.4 ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DOS PABELLONES DE AULAS

De la observación de los planos de daños se infiere lo siguiente:

El movimiento para ambas estructuras ha sido en la dirección de los ejes mostrados considerando que un pequeño desplazamiento en ese sentido genera una excentricidad, capaz de producir un momento dado, que el volado de 3.50 metros tendería a deflectarse en el sentido perpendicular al eje principal sobre el que se apoya, transmitiéndolo a las dos únicas columnas que le sostienen; considerando que un sismo genera fuerzas tanto horizontales como verticales, incrementando estas últimas 2 a 3 veces las presiones estáticas.

La influencia de la cimentación en el comportamiento de la superestructura se aprecia en el Aula "D", observando los ejes A y B se evidencia que la gradación de intensidad de daños de las columnas 5, 6, 7, 8 de ambos ejes, va de más a menos es decir estallamiento bajo compresión en el centro y fisuraciones en el exterior, observando el plano de cimentación típica, constatamos que estas 8 columnas conforman una unidad independiente de la otra sala constituida por las otras 8 columnas y su cimentación propia, unida ambas salas de clase, sólo en la parte superior de la estructura, por las vigas que constituyen los dos pórticos secundarios.

Considero que la rotura por compresión de las dos columnas del eje 5 impidió que el incremento vertical del peso, le tomaran las columnas extremas, por lo que éstas sólo presentan agrietamiento moderados en los nudos.

Lo que no sucedió con el otro salón adjunto, cuya gradación de daños es en sentido inverso, es decir fisuración apreciable en el centro y estallamiento bajo compresión dominante en las columnas externas, variando la zona de trituración del material, debido a otros factores.

En el aula C, en cambio, debido tal vez a una mayor compactación del suelo existente entre las cimentaciones de los pilares conectados, ésta se comportó como una unidad observándose por lo tanto en las columnas centrales fisuras y grietas y en las columnas extremas se observa el estallamiento del concreto.

6.5 DISEÑO DE COLUMNAS

Método a la "rotura"

Reglamento

MOMENTOS

$$1.5D + 1.8L$$

$$M_{AB} = 1.5 (6.70) + 1.8 (.18)$$

$$M_{AB} = 10.38 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$M_{BA} = 1.5 (13.37) + 1.8 (0.35)$$

$$M_{BA} = 21.00 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$1.25 (D + L + S)$$

$$M_{AB} = 1.25 (6.70 + .18 + 5.05)$$

$$M_{AB} = 16.20 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$M_{BA} = 1.25 (13.37 + .35 + 4.66)$$

$$M_{BA} = 23.00 \text{ Ton} \times \text{m}$$

C. AXIAL

$$P_{AB} = 1.5 (47) + 1.8 (4.08)$$

$$P_{AB} = 77.85 \text{ Ton}$$

$$P_{AB} = 1.25 (47.00 + 4.08 + .93)$$

$$P_{AB} = 65.10$$

F. CORTANTE

$$V_{AB} = 1.5 (5.74) + 1.8 (0.15)$$

$$V_{AB} = 8.90 \text{ Ton}$$

$$V_{AB} = 1.25 (5.74 + 0.15 + 2.78)$$

$$V_{AB} = 10.80 \text{ Ton}$$

Momento de Diseño

$$M_{AB} = 16.20 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$M_{BA} = 22.96 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Carga axial de diseño

$$P_{AB} = 77.85 \text{ Ton}$$

Cortante de diseño

$$V_{AB} = 10.80 \text{ Ton}$$

6.5.1 Capacidad Resistente de las columnas de aula

Cuantías de la columna (40 x 40)

En la sección total tiene 12 ϕ 7/8

$$A_{st} = 46.548$$

Cuantía sin refuerzo en compresión

$$p = \frac{23.274}{40 \times 40} = 0.0145$$

$$\bar{p}_b = 85 \times 85 \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{6100}{6100 f_y} = 0.0214$$

$$p_{\max} = 0.75 \bar{p}_b = 0.0161 > p \quad \text{OK}$$

Cuantía con refuerzo en compresión

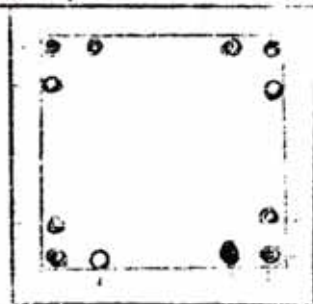
$$p_b = \bar{p}b \quad p' f'_s / f_y$$

en este caso $p' = p$

$$f'_s = 6000 \left(1 - \frac{6.1}{32.2} \frac{6000}{6000} \frac{4200}{6000} \right) < f_y$$

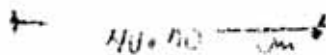
$$P_b = 0.0354$$

Cálculos para la curva de interacción



$$\begin{aligned} & 12 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' \\ & f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ & f_y = 4,200 \\ & 0.061 \end{aligned}$$

Centro de gravedad de la armadura $\bar{X} = 20$



$$\bar{Y} = 0.017$$

$$\text{luego } d = 40 - (0.061 + 0.017)$$

$$d = 32.2 \text{ cm.}$$

- a) Determinación del punto P_{oc} que corresponde a la carga axial de compresión pura. Suponemos un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme

$$P_{oc} = 0.85 f'_c A_c \quad A_s f_y \quad A_c = A_g - A_s = 1553.46$$

$$P_o = 472.40 \text{ Toneladas}$$

Por ser estribada $\phi = 0.7$

$$P_{oc} = 330.00 \text{ Toneladas}$$

b) Obtención del punto de falla balanceada.

Asumiendo un estado de deformaciones unitarias definidas por

$\epsilon_u = 0.003$ en la fibra extrema en compresión y por

$\epsilon_y = 0.002$ en el acero en tensión

de acuerdo a la ubicación de la armadura y por semejanza de triángulos se obtienen

$$C = (K_u d)_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d = 19.32 \text{ cm}$$

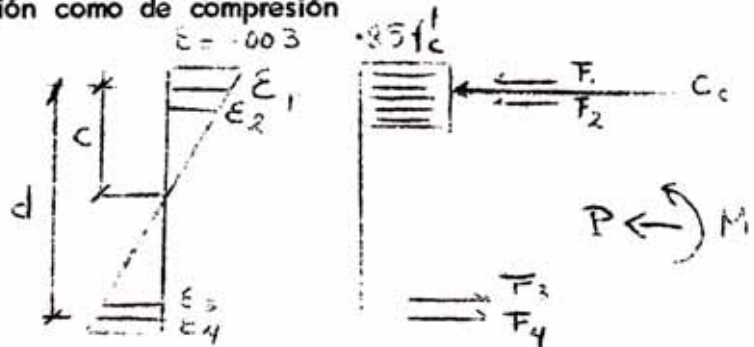
los esfuerzos en el acero se obtienen de la deformación ϵ_{ab} tenida multiplicada por E_s , posteriormente multiplicando por su área de acero respectiva se obtienen las fuerzas en el ace ro tanto de tracción como de compresión

$$F_1 = 65.0$$

$$F_2 = 20.8$$

$$F_3 = 24.2$$

$$F_4 = 65.0$$



fuerza en el concreto $C_c = 0.85 f'_c a_b b$

$$C_c = 117.1 \text{ Ton}$$

$$P = C_c - F_1 - F_2 + F_3 + F_4 = .70 (113.7)$$

$$P = 79.60 \text{ Toneladas}$$

Cálculo del momento (centro de la sección) porque el centroide de plástico coincide con el centroide geométrico por ser la sec -

ción simétrica con la fuerza antes calculadas y su respectivo brazo, obtenemos sumandos los momentos parciales $M = 70$ (35.9)

$$M = 25.10 \text{ toneladas x metro}$$

c) Determinamos cuatro puntos más suponiendo $c = 10\text{cm}$

$$P = 0.7 (-4.2) \text{ tracción}$$

$$P = -2.94 \text{ toneladas}$$

$$M = 0.7 (26.8)$$

$$M = 18.80 \text{ Ton. x m.}$$

Suponiendo $E_U = 0$

$$P = 0.7 (318.7)$$

$$P = 223.10 \text{ toneladas}$$

$$M = 0.7 (23.50)$$

$$M = 16.40 \text{ Ton x m.}$$

Suponiendo $c = 15\text{cm}$

$$P = 0.7 (64.5)$$

$$P = 45.20 \text{ toneladas}$$

$$M = 0.7 (33.5)$$

$$M = 23.4 \text{ Ton. x m.}$$

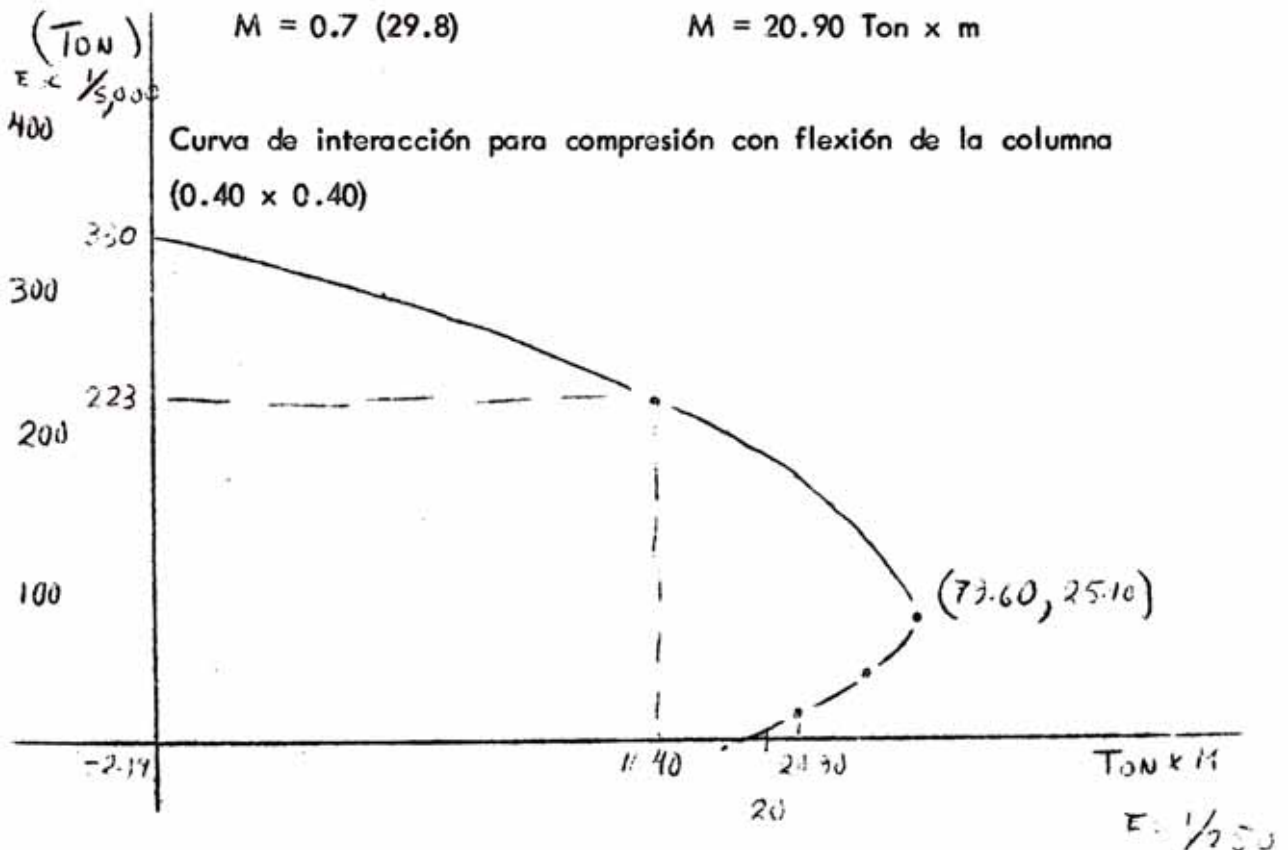
Asumiendo $c = 12\text{cm}$

$$P = 0.7 (27.0)$$

$$P = 18.90 \text{ toneladas}$$

$$M = 0.7 (29.8)$$

$$M = 20.90 \text{ Ton x m}$$



Chequeo por efectos de Esbeltez

$$\frac{K_{iu}}{r} \quad \text{ACI 318 - 71}$$
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Dado que el apoyo de la columna se empotra a la zapata propiamente diseñada, por cuanto ésta posee gran área y 1.10 de porcentaje o sea está sobre dimensionada, se puede tomar $\psi_A = 1$

Tomando los valores recomendados por el Ing^o Yamashiro, asumiendo el pórtico a las condiciones ideales y tomando en consideración lo especificado en el ACI "Un valor de K mayor que 1.2 para columnas no contraventeadas lateralmente, normalmente es adecuado.

Tomando $r = 0.3$ (Peralte total)

$$\frac{h'}{r} = 1.2 \frac{(4.30)}{0.3} = 43.22 \quad \frac{M_1}{M_2} = \frac{16.20}{22.96} = 0.71$$

$$\frac{K_{iu}}{r} = 43.5$$

1. Factor R de modificación

Las vigas de contraventeo tienen una relación de acero de momento negativa de 0.01 con cargas laterales de corta duración será :

$$R = 1.07 - 0.008 h'/r \leq 1.0$$

$$R = 0.726$$

2. Factor de amplificación del momento

$$M_c = \sum M_2$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{crit}}} \geq 1.0$$

$$P_c = \frac{\tilde{I}^2 EI}{(Klu)^2}$$

$P_{crit} = 419$ toneladas

$$\delta = \frac{1}{0.814}$$

$$\delta = 1.23$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + R_m)}$$

$$E_c = 226 \text{ Tm/cm}^2$$

$$I_g = 21.33 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$R_m = \frac{M_d}{M_i \text{ total}} = 0.728$$

$$EI = 1,130 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Determinación de As utilizando Abacos

$$e_{min} = .10t = 4 \text{ cm}$$

Sin esbeltez

$$e = \frac{22.96}{77.85} \times 100 = 29.50 \text{ cm}$$

Valores de diseño

$$M_u = 23.00 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Para entrar a los gráficos
necesitamos

$$\frac{e}{t} = 0.74$$

$$K = \frac{P_u}{bt f'_c} = \frac{78.000}{40 \times 40 \times 210} = 0.232$$

$$K \frac{e}{t} = 0.173$$

$$P_t = 0.032$$

$$A_s = 51.20 \text{ cm}^2$$

Con esbeltez = 1.23

$$e_1 = 36.30 \text{ cm}$$

$$P_u = 78.00 \text{ Ton}$$

(ACI S.P. 17 A)

$$g = \frac{28}{40} = 0.70$$

$$\frac{e_1}{t} = 0.905$$

$$= 0.232$$

$$= 0.210$$

$$P_t = 0.044$$

$$A_s = 70.50 \text{ cm}^2$$

(Usando tablas)

Determinar el M_u

1-1/2 inch cover

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 = 3 \text{ Ksi}$$

12 # 7 bars.

$$f_y = 4,200 = 60 \text{ Ksi}$$

$$P_u = 78 \text{ Ton} = 172 \text{ Kips}$$

$$l_u = 4.30 = 170 \text{ m}$$

$$h = 16 \text{ in}$$

$$a) \frac{Kl_u}{h} = 12.9$$

$$b) \text{ Para } 16 \text{ in y } 1\text{-}1/2 \text{ inch cover } \phi = .75$$

$$c) \frac{P_u}{A_g} = 0.574 \text{ Ksi}$$

$$d) \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{12 (3.879)}{1,600} = 0.0291$$

$$\text{de } R_3 = 60.75$$

$$\frac{e}{h} = 0.80$$

$$\text{Asumiendo } \phi = 1$$

$$\text{luego } e = 16 (.80) = 12.8 \text{ m}$$

$$e) \text{ Computando } M_u = e P_u$$

$$M_u = \frac{12.8}{12} (172) = 184 \text{ ft} - \text{Kips}$$
$$= 25.40 \text{ Ton} \times \text{m}$$

M_u a la rotura solicitante es :

$$22.96 \text{ ton} \times \text{m} = 166 \text{ ft} - \text{Kips}$$

Fuerza Cortante (Diseño a la rotura)

$$V_u^{AB} = 10.80 \text{ Ton}$$

(e) Para miembros sujetos a carga axial, además de cortante y flexión:

$$(17-3) \quad M' = M - N \frac{4t - d}{8} = 16.20 - 77.85 \frac{4 \times 40 - 35}{8}$$

$$M' = 4.00 \text{ Ton} \times \text{m.}$$

(d) El esfuerzo cortante permisible en un alma sin reforzar no excederá el dado por

$$(17-2) \quad v_c = 0.50 f'_c \frac{175 p_w V_d}{M}$$

$$p_w = \frac{23.27}{40 \times 35} = 0.016$$

$$v_c = (70) (.50) (210) \frac{175 \times 0.016 \times 10.80 \times 35}{400}$$

$$v_c = 6.64 \text{ Ton}$$

$$V'_u = 10.80 - 6.64 = 4.16$$

$$A_v = \frac{V'_u s}{f_y d} =$$

La capacidad de la columna es :

$$V'_u = 0.9 \frac{(2,800) (35)}{30} = 2.93 \text{ Ton.}$$

CAPITULO VII

CAUSAS DE LOS DAÑOS

7.1 RESUMEN

De datos obtenidos en el Instituto Geofísico del Perú, se ha establecido : que el movimiento telúrico del 3 de Octubre de 1974 ocurrido a las 9 h 21 29.1" tuvo epicentro 12.30 latitud sur 77.8 longitud Oeste y 13 Km. de profundidad.

La zonificación preliminar establece para la zona de la Molina, una intensidad máxima de VII - IX.

Aspecto importante que merece resaltar es; que los acelerogramas mostraban la presencia de ondas de período largo, que fluctuaban entre (0.5 y 0.7 segundos).

También se observó la multiplicidad de este evento, aparentemente dentro de la sensibilidad instrumental, daba duraciones de 90 segundos.

Se tomó en cuenta sólo el segundo sismo, que fue el más intenso y más largo de los tres ocurridos en el mismo lapso.

La intensidad sísmica es afectada por las condiciones del lugar, en términos de rigidez y densidad del suelo y por el tipo de fundación.

La intensidad en lugares de suelos blandos es más severo que en suelos rocosos; la profundidad, rigidez y extensión de una cimentación, modifican la intensidad sísmica en cantidades proporcionales que dependen sobretodo del diseño.

La zona de La Molina presenta una configuración, rodeada de afloramientos rocosos, forma parte de una pequeña zona de subsidencia conocida como "la depresión de La Molina", los sedimentos se han originado por erosión de la quebrada Pampa Grande y colaterales, los afloramientos que conforman los cerros de La Molina están constituidos por rocas ígneas intrusivas, granitos, dioritos, y rocas sedimentarias en fases metamórficas de la formación Atocongo.

El área de deposición del material acarreado del valle de Pampa Grande, corresponde a una llanura formada por la colmatación de una depresión estructural, con aporte de material fino a medio de poco transporte.

La existencia de una barrera constituida por la terraza del río Rímac ha favorecido el proceso de colmatación antes aludido.

La Molina pertenece a la unidad determinada por el valle de Pampa Grande, la zona de transición respecto al otro rasgo geomorfológico conformado por la terraza fluvial del río Rímac, se ubica en las proximidades de la Estación Experimental Agrícola.

Cuando los suelos son colapsables, al saturarse es posible que

ocurran asentamientos súbitos, o asentamientos por consolidación.

Para suelos subyacentes heterogéneos y erráticos (lo que se infiere al observar las columnas correspondientes a las estaciones de sondeo) es necesario adoptar un sistema de cimentación, por medio de vigas continuas u otro sistema conservador.

Ante una sollicitación dinámica, los materiales antedichos, de diferentes densidades y compresibilidades, originan asentamientos diferenciales que por manifestarse en forma súbita, causan graves perjuicios en la super estructura.

Al hacer un análisis dinámico y de Mecánica de Suelos, éstos nos podrán fijar limitaciones para determinar zonas en las que se podría construir edificios de uno u otro tipo, fundamentalmente en aquellos que están formados por depósitos aluvionales blandos.

Después de un movimiento sísmico las propiedades de los suelos varían tales como : el módulo de elasticidad, estático y dinámico, módulo Poisson, coeficiente de fricción interna cohesión, coeficiente de compresibilidad, etc.

Cuando las características de los suelos se definen como limos inorgánicos de densidades relativamente sueltas, presentando además diferentes contenidos de humedad, la que puede ser originada por el regadío de la zona o existencia de acequias, es necesario, adoptar un sistema de cimentación por medio de las losas únicas o plateas para la cimentación de las estructuras.

Estudios realizados por misiones técnicas japonesas y francesas en la ciudad de Chimbote, después del sismo de 1970 determinaron: que los factores que afectan el período predominante de vibración de los suelos depende de sus propiedades, espesor de capas y condiciones de borde.

Al ocurrir un sismo, aparece bajo la cimentación un cambio de presión y éste motiva que en algunos instantes pueden ocurrir presiones 2 ó 3 veces mayores que el valor estático.

Para suelos blandos profundos, por lo antes citado, lo más seguro es una cimentación sobre pilotes.

Un factor predominante en la sustentación de los pilotes en el suelo, es el cambio de distribución de esfuerzos del suelo, o propiedades mecánicas de los mismos durante un sismo.

En el diseño de pilotes los problemas que genera la fuerza que se produciría por la acción del sismo, son complejos y extensos, y aunque son muy estudiados, están resueltos en forma incompleta.

Las pruebas de sondeo en La Molina indicaron espesores variables de sedimentarios, húmedos sobreyaciendo negativamente con arenas finas con alguna grava.

Alrededor de 6 pies de profundidad existe arcilla orgánica y arenisca aluvial, una es inconveniente para soportar una estructura permanente.

La densidad del suelo, bajo los 8 pies puede ser clasificado como sueltos para estratos promedios de lodo aluvial y arena blanda : dura para estratos de arcilla, estos estratos se alternan y varían de espesor.

Todo el estrato de suelo estaba húmedo, pero el nivel freático estaba por debajo de los 25 pies (7.5 m.).

La presión admisible, según el informe de EZRA MEIR (para La Molina) fue de 3,000 P.S.F. las profundidades de cimentación recomendadas son alrededor de 8.5 pies, recomendando arrostramiento transversal para minimizar el efecto de asentamiento diferencial y estabilizar el edificio para fuerza sísmica.

La respuesta de una estructura frente a una excitación sísmica, depende básicamente de las propiedades dinámicas de las estructuras y del suelo a través del cual le llega la energía sísmica, siendo el parámetro más importante, el período predominante del suelo; en la Molina pueden esperarse altas respuestas espectrales cuyo período esté comprendido entre 0.1 segundos y 0.5 segundos aproximadamente.

La cimentación sobre pilotes tiene por objeto transmitir la carga de la estructura a través de un estrato de terreno de baja capacidad, portante a un estrato más resistente.

Los resultados de la exploración del suelo, sirven también para el

diseño de una cimentación; si es por pilotes se debe tener la información básica de : espesor y naturaleza de cada capa de terreno hasta el estrato duro, grado de dureza y compresibilidad de cada formación, nivel y fluctuaciones del agua subterránea.

Las pruebas utilizaron métodos geofísicos para la zona de La Molina determinaron la profundidad del basamento rocoso de la forma siguiente :

- a) LAGESA : estableció con métodos sísmicos, entre los cerros Centinela y La Molina profundidades de 80 m. en los cerros Gallinccera y Hacienda La Molina entre 160 y 200m.
- b) Utilizando el método de Resistividades en la zona Urbanización Remanso de La Molina se investigaron profundidades que oscilaban entre 40 y 180 m.

Las consecuencias más graves ocasionadas por las filtraciones, son causadas por la disolución de ciertas partes de los estratos del terreno.

Los valores de fricción para los pilotes, dependen del grado de consolidación, saturación y compactación del suelo.

Un suelo saturado puede compararse como un material "duro" debido a su incompresibilidad, por que es capaz de transmitir las ondas compresivas a mayor velocidad, de lo que podría haberlo hecho un suelo sin saturar.

Las arcillas y margas pierden resistencia cuando están húmedas.

En los registros de los pozos de la zona de La Molina recabados en la oficina de "Inventario de Recursos Hidráulicos Subterráneos" del Ministerio de Agricultura, se observa que la profundidad de la napa freática fluctúa entre 9 y 12 metros y existe una sola napa acuifera.

El nivel de la napa freática se mantiene casi constante, debido a que no existe rompimiento del equilibrio hidrológico porque el acuífero se recarga, dado que aún existen tierras de cultivo y por el contrario con las aguas de riego y sobretodo con las filtraciones del lago artificial (existente un poco al sur en la Urbanización Rinconada) se aprecian aproximadamente a 1.00 metro de profundidad suelos húmedos.

En la zona del Remanso de La Molina, el nivel de la napa se encuentra entre 1 y 33 m. en el sentido del flujo dominante N.E. SW con gradiente hidráulica promedio de 0.7%.

La amplificación, o sea el efecto de las capas del suelo sobre las ondas sísmicas, antes de llegar al edificio se ve incrementada por las siguientes propiedades del suelo : baja rigidez, baja densidad, alto nivel freático, alto contenido de humedad, bajo número de golpes provenientes de las pruebas de penetración estándar, bajo esfuerzo cortante, suelos recientes, elevaciones bajas como oposición a puntos altos conlindantes, y grandes profundidades del manto rocoso.

El amortiguamiento es inherente a la estructura y a los elementos que la componen, dependiendo de los materiales con que esté construida y del nivel de esfuerzo a que estén sometidos durante la vibración, asimismo, del sistema de estructuración y los recursos estructurales para generar mecanismos de absorción de energía.

La ductilidad es la relación que existe, entre la deformación en la fluencia y la deformación al producirse la rotura, para estructuras de concreto armado, la ductilidad está definida fundamentalmente por la cuantía de refuerzo, por el confinamiento del concreto, y por los anclajes adecuados de armadura.

Las recomendaciones hechas por el Ing. Ríos en su Estudio sobre amplificaciones sísmicas por causa del suelo de Lima son objetadas, desde varios puntos de vista; considerando que son excesivos los factores de diseños en la que concierne a la zona de La Molina, sin embargo, se incluyen para ser comparados cuando se tenga un estudio similar, considerando que es el primer aporte y por ende, son recomendaciones preliminares.

La interacción suelo- estructura está ligada con la respuesta sísmica de la misma los daños que pueda presentar después de las aceleraciones a que se ve sometida por acción de las ondas sísmicas.

La disipación de la energía vibratoria es importante para minimizar el daño sobre la estructura.

El mecanismo de la interacción propiamente dicha podría ser : el suelo transmite ondas sísmicas que viajan hasta lo alto de la estructura de allí son reflejadas y al llegar a la cimentación, parte es transmitida al suelo, la que dependerá de la relación de rigidez suelo- estructura, si ésta es más rígida que el suelo impondrá sus vibraciones y se producirá un efecto beneficioso: como es, el de la disipación de la energía.

Por lo antedicho, estructuras muy rígidas, descansando en el suelo blando son recomendadas, por que es importante la cantidad de energía que disipan de esa manera, el edificio rígido se mueve y se flexiona como un todo.

Las fallas locales en las estructuras disipan energía (ejemplo rajaduras) pero hacen aumentar el período de la estructura.

Si el edificio tiene un período natural más largo que el del suelo el nuevo impacto llegará cuando la distribución de las tensiones en toda su altura no se ha efectuado aún, produciéndose chincoteo y la falla de existir, ocurrirá en un cierto entrepiso.

En el Japón se obtuvieron con registros del sismo de Nogyama, grandes aceleraciones para terrenos suaves en un amplio rango que fluctuaba entre 0.2 y 1.5 seg.

Hay un cierto número de pasos que deben ser cubiertos a llevar a cabo un diseño sísmico : a) Etapa de estimación del sismo, b) Estimación de las fuerzas externas aplicadas o la deformación

producida en la estructura c) Estimación de los esfuerzos producidos por las fuerzas externas o deformaciones.

La incidencia de una onda corporal sobre una superficie de separación de dos medios elásticos, provoca que parte de la energía portada se refleje y parte se refracte,

Para la selección de la excitación externa, el mayor problema indica en el suelo y la selección de ondas sísmicas en conformidad con el suelo, las cuales junto con las condiciones límites entre el edificio y el suelo y la determinación de las características de la fuerza restauradora elasto-plástica de la super estructura; constituyen tema de futuros estudios.

Los edificios bajos hasta la fecha, han sido diseñados tomando como base los métodos de coeficiente sísmico estático, esto debido a que tienen una estructura más compleja que los edificios altos, así como también a que los esfuerzos externos tienden a ser grandes, haciendose necesario considerar la influencia en mayor proporción, de la inelasticidad, en el análisis dinámico.

Columnas de menores alturas tienen superior capacidad portante, pero falla, ante pequeños ángulos de traslación del nudo.

Para evitar la vibración de zapatas individuales y los desplazamientos diferenciales es recomendable amarrar, vigas en ambas direcciones con una rigidez 3 a 5 veces mayor que la rigidez de la columna.

Las características de la estructura están dadas por : sus frecuencias y formas de modo y por su grado de amortiguamiento.

La frecuencia de vibración (ω) es el ángulo que recorre la estructura en la unidad de tiempo y las formas de modo, son las diversas maneras de vibrar de una estructura, están dadas por la posición relativa de sus masas y queda definida por un período de vibración: siendo éste el tiempo que tarda la estructura en efectuar una oscilación completa.

El movimiento sísmico consiste en una serie de ondas de diferentes amplitudes y frecuencias, siendo el movimiento de carácter arrático obtandose por definirlo como " El máximo efecto que produce sobre un modelo mecánico estandar " utilizandose los resultados directamente en el análisis de estructuras mediante el método llamado "Espectral".

7.2

CONCLUSIONES

De acuerdo a la geomorfología de la zona, que muy pocas veces se presenta en áreas destinadas a la construcción, se infiere que la depresión de La Molina presenta características apropiadas para que :

Ante la incidencia de una onda corporal, sobre la superficie de separación de los afloramientos rocosos que la rodean y el material sedimentario en fases metamórficas, que constituye el subsuelo, parte de la energía portada se refleja y parte se refracta; la onda reflejada actúa nuevamente sobre las estructuras.

Esta hipótesis se refuerza por las siguientes observaciones :

Según el plano que se adjunta podemos apreciar, que la ubicación de las estructuras y en particular los pórticos secundarios de las aulas, en donde se presenta la falla de las columnas extremas, están orientados en la dirección aproximada (N.S.) y según se puede observar en el plano de daños, la caída de las columnas colapsadas es hacia el interior de esos pórticos secundarios, lo que muestra el sentido del desplazamiento antes de la falla, que resultaría contraproducente en otras condiciones dado que posee menores luces y un mayor número de columnas lo que le da un arriostamiento y rigidez mucho mayor que los pórticos principales, que tiene luces tres veces más; además por ser pórticos secundarios, se considera que sobre ellos actúan en menores proporciones, las cargas permanentes teniendo por lo tanto, momentos y fuerzas cortantes relativamente pequeñas para ser tomadas por las columnas, tal como se

desprende del análisis estático efectuado; acotando que éstas son de sección cuadrada, cuando considero que lo recomendable habría sido, diseñar secciones rectangulares con la mayor profundidad en el sentido del pórtico principal, para darle mayor restricción lateral por rigidez de la columna.

La reflexión se produce debido a que las estribaciones de los cerros aledaños conforman una concavidad de forma elíptica que tendría como foco central los edificios de La Molina en estudio, o sea rodeados de afloramientos de rocas ígneas y el suelo de relleno aluvial, complementando la hipótesis antedicha, se incluye la siguiente observación hecha en el comedor universitario de La Molina; cuyas principales fallas estuvieron en tres ejes de columnas semi interiores, pertenecientes a los pórticos principales, a pesar de que las columnas de sección rectangular de 40 x 80 cm. tenían su mayor profundidad en el sentido de dichos pórticos, tal como se muestra en las vistas fotográficas adjuntadas, estos pórticos principales también guardan la dirección norte-sur hacia la depresión de La Molina, corrobora a sí la apreciación de que el desplazamiento de los edificios fundamentalmente fue norte-sur.

De acuerdo a las características de los estratos obtenidos del estudio de Mecánica de Suelos, clasificados como sueltos y húmedos : se han cumplido en parte las recomendaciones de arriostramientos transversal, para minimizar el efecto de asentamientos diferenciales y estabilizar al edificio para fuerza sísmica; tal como observamos en el plano de cimentación de las

aulas, de lo que se deduce, que el comportamiento de la cimentación bajo la acción de una excitación sísmica no fue el ideal pues no funcionó como un todo, sino que cada salón tuvo movimiento propio, esto se desprende de la observación de los planos de daños adjuntados, pues hay divergencia en el comportamiento de las unidades conformadas por las ocho columnas y su respectiva cimentación; variando la gradación de los daños sufridos : por ejemplo en el aula " D ", se observa estallamiento bajo compresión en las dos columnas del eje 5 hasta fisuraciones en las columnas del eje 8 y en la otra unidad de la misma aula, unidas solamente por las vigas que constituyen los dos pórticos secundarios; la gradación es inversa, es decir : fisuraciones apreciables en el pórtico 4 y estallamiento del concreto en el pórtico 1. Observandose además : una grieta en el piso que partiendo desde la vereda se introduce entre los pórticos principales 4 y 5 hasta la otra vereda en forma paralela a los mismos, siendo éste pasadizo el que separa ambas cimentaciones.

El empleo de cimentaciones sobre pilotes, como resultado de la exploración del suelo para La Molina, se justificaba dado la baja capacidad portante obtenida y para suelo blando profundo, siendo necesario transmitir la carga de la estructura a un estrato más resistente; considerando además que al ocurrir un sismo, aparece bajo la cimentación un cambio de presión instantánea equivalente a 2 ó 3 veces el valor estático.

Sobre este punto, es necesario acotar algo de suma importancia :

Las aulas se encuentran cimentadas sobre pilotes, tal como sucede con los edificios del comedor, biblioteca, etc., los cuales fueron construidos antes, habiendo soportado ya el sismo del 70; sin embargo, el pilotaje in-situ se llevó a cabo para el proyecto integral incluyendo las aulas, las que no obstante fueron construidas recién en 1972, fecha en la cual se contaba con un proyecto que había variado la forma de las mismas; de trapeciales a rectangulares y de dos pisos, que figuraban en el proyecto original, a uno y con una cobertura bastante compleja y pesada para la función específica que debía cumplir.

La influencia del cambio de forma es sumamente importante desde el punto de vista estructural, dado que la cimentación a diseñar, tenía que forzarse con el fin de incorporar en ella los pilotes existentes tipo FRANKI, dándose la forma mostrada en el plano de planta, para adaptarse a las exigencias arquitectónicas y de utilización de elementos existentes; ésto trajo como consecuencia tener excentricidades entre los ejes de las columnas y pilotes que varían entre : 1.625 mts. en los extremos 1.435 en la zona central.

Creandose así una zona de comportamiento impredecible, si tenemos en consideración que en el diseño de pilotes, los problemas que genera la fuerza que produce la acción del sismo, son complejos y extensos; y aunque son muy estudiados están resueltos en forma incompleta.

Respecto a la respuesta de la estructura en su conjunto frente a la excitación sísmica, o sea la inter-acción dinámica puede ser separada en sus dos aspectos.

La amplificación : entendida como el efecto de las capas del suelo sobre las ondas sísmicas, ha influido en La Molina, dado que algunas de las características de la zona y propiedades del suelo incrementan este efecto, tales como : baja rigidez, bajo esfuerzo cortante, suelos recientes, elevaciones bajas como oposición a puntos altos colindantes y grandes profundidades del manto rocoso; para lo cual se han recopilado los datos que figuran en el presente trabajo.

Pero es necesario un estudio completo de microzonificación en este aspecto; dado que el trabajo preliminar esbozado por el Ing. Ríos ha sido objetado desde varios puntos de vista, considerando además que son excesivas los factores de diseño recomendados.

Analizando el otro aspecto, es decir, la inter-acción propiamente dicha, se infiere que no ha sido tomada en cuenta en la estructuración de los edificios y en particular de las aulas como consecuencia del desarrollo del proyecto arquitectónico sin el menor asesoramiento y ni la más elemental influencia de o de los Ingenieros Calculistas; pues han sido dejados de lado, consideraciones ya difundidas sobre el efecto beneficioso de la disipación de la energía, y recomendaciones sobre el tipo de estructuras que deberían construirse en suelos de

tipo blando, es decir : estructuras rígidas para suelos como el de la Molina, debido a la importante cantidad de energía que disipan y por que el edificio rígido se mueve y se flexiona como un todo.

Las recomendaciones antes mencionadas, provienen de las consideraciones de la respuesta sísmica de la estructura, pues al transmitir el suelo ondas sísmicas, éstas viajan hacia lo alto de la estructura, las que son reflejadas y al llegar a la cimentación, parte se transmitirían al suelo; la que dependerá de la relación de rigidez suelo-estructura.

Si ésta es más rígida que el suelo, impondrá sus vibraciones produciéndose así una disipación de la energía, vibratoria minimizándose de esta manera los daños en la estructura: esto es aproximadamente el mecanismo de inter acción propiamente dicha.

Los resultados de los cálculos y diseño de la estructura se obtuvieron utilizando los Reglamentos vigentes en esa época, tanto para la determinación de la fuerza mínima a considerar por sismo, como para los cálculos por carga muerta y carga viva.

Se utilizó un método que sin llegar a ser tan sofisticado como lo es el método de "Elementos Finitos" para la determinación de esfuerzos u otro similar; arroja sin embargo valores probables de esfuerzos, me estoy refiriendo al método de "HARDY-CROSS" tanto para cargas verticales como horizontales, procediéndose luego a un chequeo de valores, empleándose el método rápido de "MUTO".

Con los esfuerzos obtenidos se procedió al diseño, especialmente el de las columnas, utilizando para ello el Método de la Rotura, que es el más difundido.

Observaciones que merece considerarse es la referente a la cuantía de las columnas : con un chequeo de la sección se obtuvo que la cuantía de flexión era igual al setentaicinco por ciento de la cuantía balanceada, esto implica que la columna cumplía con las recomendaciones del Reglamento, y que la falla se produciría en el instante en que el acero llegara a su deformación límite produciéndose una falla dúctil, lo que se considera ideal.

Utilizando tablas y como chequeo se emplearon abacos obteniéndose; que la cantidad de acero para esos esfuerzos, es la que figura en las columnas, en el caso que se incluya el diseño por esbeltez hay una cierta deficiencia, aunque no muy considerable, recordando que el efecto de esbeltez en columnas de concreto se está difundiendo paulatinamente en los últimos años.

En lo que respecta al chequeo por fuerza cortante en la zona de falla, o sea en las columnas extremas; donde por falta de especificaciones, respecto al estribado y consideraciones sobre la variación de los niveles, fueron colocados los estribos a .30 cm dado que el nivel de la vereda, respecto al nivel superior de la zapata era de aproximadamente 0.80 cm por lo que el estribado que figuraba en los planos de doce a 0.05 no ductilizaba la zona crítica, resulta obvio por lo tanto, que chequeando con las fórmulas que establece el Reglamento y el cortante diseño, queda un remanente de 2 toneladas.

BIBLIOGRAFIA

A. LIBROS

- 1.- P.M. FERGUSON
Teoría Elemental del Concreto Reforzado
- 2.- ING. E. LEROUX C.
Elementos de Mecánica de Suelos (1969)
- 3.- F.M. MASTER
Timber Friction Pile Foundations
- 4.- W.T. SWIGER
Foundation TEST
- 5.- H. CAMBEFORT
Reconocimiento de los Suelos y Cimentaciones Especiales
- 6.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado
(A CI - 318 - 71)
Traducido por Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
- 7.- A.L. LITTLE
Cimentaciones - Editorial Continental México 1965

B. TRABAJOS Y ESTUDIOS

- 1.- Informe Técnico N° 12-71 LAGESA (Laboratorio Técnico S.A.)
Estudio de mecánica de suelos y efectos del sismo para la construcción del nuevo local del Ministerio de Agricultura

en La Molina 17/8/60

- 2.- G. STEINMAN
Geología del Perú
- 3.- ING. J. KUROIWA - Prof. P.A.I.C.
Copias y apuntes de clase Ingeniería Antisísmica (4/73)
- 4.- ING. R. RIOS - miembro de la Asociación Profesional "Galligos"
"Rios Casabonne Uccelli Icochea Arango Ing. Consultores"
- 5.- Informe de la misión Japonesa presentado al Ministerio de Vivienda y Construcción por el Dr. Tadao Minami (1/75)
- 6.- A. SOEBERG
Los terremotos del Perú
- 7.- J. KUROIWA, E. DEZA, H. JAEN
Investigation on the peruvian earthquake of May 31-1970"
5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, June 1973.
- 8.- EZRA MEIR ASSOCIATES (MR. E. W. WAUGH 12/30/64)
Investigación del Subsuelo de Edificios de Oficinas de la U.N.A.
- 9.- R.W. CLOUGH
Dynamic Effect of Earthquake
- 10.- DR. en Ingeniería RICARDO YAMASHIRO
Diseño de Elementos de Concreto Armado
- 11.- ING. SUYEHURO
Engineering Sismology

- 12.- ING. HAJIME UNEMURA - Profesor de la Univ. de Tokio
Earthquake - Resistant Design of Structures (1974)
- 13.- JHON H. WIGGINS, JR., President J.H. WIGGINS CO.
y DONAL F. MORAN, CONSULTANT
Earthquake Safety in the City of Long Beach on the Concept
of "Balanced Risk tm"
- 14.- ARCHITECT EDWARD WAUGH A.I.A.
Building Program 1962 - 1964
Universidad Agraria La Molina
- 15.- ING. A. INAMURA
Theoretical and Applied Seismologia

C. REFERENCIAS

- 1.- URB. El Remanso de La Molina (5/72)
Estudio de captación de Aguas Subterráneas, para A.P.
- 2.- ING. A. MARTINEZ V. UNI -F.I.C.
Estudio Geotécnico del Balneario Santa María del Mar
(28/9/68)
- 3.- ING. J. VARGAS N.
Generalidades y conceptos básicos de la construcción anti-
sísmica (7/74)
- 4.- Cursillo CAPECO
Efectos de los sismos en las construcciones (6/1/75)
- 5.- Instituto Geofísico del Perú

- 6.- Estudio de Posibilidades de Explotación A.P.
Centro Recreacional del Complejo Administrativo I.I.A.I.
(10/74)
- 7.- Memoria del II Simposio Panamericano de Estructuras
- 8.- Reunión Andina de Seguridad Sísmica
Lima 11 - 15 Agosto 1975 (Pontificia Universidad Católica
del Perú - Centro Interuniversitario de Desarrollo Andino)

D. TESIS

- 1.- M.A. HERMOZA C.
Estudio sobre el sismo del 31 de Mayo de 1970 (1447)
PAIC
- 2.- H. BRAVO G.
Proyecto de reparación de Vivienda (1431) PAIC
- 3.- R. BAZAN
Análisis Sísmico en el diseño de Cimentación (1470) PAIC
- 4.- Influencia del suelo en el comportamiento sísmico de las
Estructuras (1452) PAIC
A. MERINO
- 5.- C. COLOMA
Análisis Sísmico y diseño de un edificio (1523) PAIC
- 6.- F. TAIPE G.
Estudio Sísmico Comparativo (1450) PAIC
- 7.- A. ALARCON
Métodos de Reparación de Estructuras (1449) PAIC

8.- V. ACEVEDO

Cimentaciones (1390) PAIC.