

24/180

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA

JOAQUIN SANCHEZ HERNANDEZ

MEXICO, D. F.

1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-10

Señor JOAQUIN SANCHEZ HERNANDEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Agustín Deméneghi Colina para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS SISMICO DE CIMENTACIONES"

1. Introducción.
2. Origen de los sismos.
3. Influencia del tipo de terreno en la respuesta sísmica.
4. Respuesta sísmica de edificaciones.
5. Análisis sísmico de cimentaciones.
6. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cá. Universitaria, a 15 de enero de 1986
EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

©
OARCH/ROCH/sho.

Con cariño dedico la presente:

A mi Madre;
el ser más maravilloso sobre la Tierra,
a quien amo y respeto profundamente.

A mi Padre;
que Dios lo tenga en su gloria.

A mis hermanas: Roxana y Lorena;
a quienes quiero por sobre todas las cosas.

"El quinto Sol:

4-Movimiento su signo.

Se llama Sol de Movimiento

porque se mueve, sigue su camino.

Y como andan diciendo los viejos,

en él habrá movimiento de tierra,

habrá hambre

y así pereceremos.

En el año 13-caña

se dice que vino a existir,

nació el Sol que ahora existe.

4-Movimiento en su signo

Es éste el quinto Sol que se cimentó,

en el habrá movimientos de tierra,

en el habrá hambre.

Este Sol, su nombre 4-Movimiento,

éste es nuestro Sol,

en el que vivimos ahora,

y aquí está su señal,

como cayo en el fuego el Sol,

en el fogón divino,

allá en Teotihuacan.

Igualmente fue este Sol

de nuestro príncipe en Tula,

o sea de Quetzalcóatl.

CONTENIDO

CONTENIDO

Capitulo I	Introducción.....	13
1.1	Antecedentes.....	14
1.2	Objetivo de la Tesis Profesional.....	17
1.3	Capítulos de la Tesis Profesional.....	18
1.4	Concepto del Ingeniero Civil.....	21
Capitulo II	Origen de los sismos.....	22
II.1	Prefacio.....	23
II.2	Sismo.....	23
II.3	Sismología.....	24
II.4	Sismicidad.....	24
II.5	Teorías antiguas sobre el origen de los sismos.....	25
II.6	Teorías contemporaneas.....	26
II.7	Tectónica de placas.....	27
II.7.a	Constitución interna del planeta.....	27
II.7.b	Hipótesis y bases.....	28
II.7.c	Dinámica de la tectónica de placas.....	30
II.7.d	Explicación de los sismos mediante la tectónica de placas.....	32
II.8	Marco tectónico de México.....	33
II.9	Foco.....	34
II.10	Intensidad.....	35
II.11	Magnitud.....	39
II.12	Instrumentos de medición.....	41

Capítulo III	Influencia del tipo de terreno en la respuesta sísmica....	44
III.1	Prefacio.....	45
III.2	Teoría de ondas sísmicas.....	45
III.3	Tipo de ondas.....	51
III.4	Propagación de ondas.....	54
III.5	Determinación de V_s	56
III.6	Influencia del tipo de terreno en la respuesta sísmica....	57
III.7	Influencia del terreno blando en la respuesta sísmica....	64
III.8	Periodo de resonancia en suelos estratificados.....	70
III.9	Viga de cortante.....	73
III.10	Licuefacción.....	76
III.11	Propiedades dinámicas de los suelos.....	78
III.11.a	Módulo de cortante dinámico.....	79
III.11.b	Péndulo de torsión.....	80
III.11.c	Prueba triaxial cíclica.....	81
III.11.d	Prueba de la columna resonante.....	83
III.11.e	Amortiguamiento.....	84
III.11.f	Relación de Poisson.....	84
Capítulo IV	Respuesta sísmica de edificaciones.....	85
IV.1	Prefacio.....	86
IV.2	Conceptos fundamentales de dinámica.....	87
IV.2.a	Período.....	87
IV.2.b	Grados de libertad.....	87
IV.2.c	Amortiguamiento.....	88
IV.2.d	Sistemas de un grado de libertad.....	89
IV.2.e	Integral de Duhamel.....	92

IV.2.f	Respuesta sísmica.....	94
IV.3	Espectros de respuesta elásticos.....	94
IV.4	Espectro de respuesta de Zeevaert.....	99
IV.5	Espectro de respuesta inelásticos.....	99
IV.6	Período fundamental de estructuras.....	100
IV.7	Resonancia.....	101
IV.8	Espectros de diseño.....	103
Capítulo V	Análisis sísmico de cimentaciones.....	105
V.1	Prefacio.....	106
V.2	Respuesta sísmica de cimentaciones.....	106
V.3	Solicitaciones por sismo.....	107
V.3.a	Cálculo de la fuerza cortante sísmica y el momento de volteo (método dinámico).....	110
V.3.b	Cálculo de la fuerza cortante sísmica y el momento de volteo (método estático).....	114
V.4	Interacción dinámica suelo-estructura.....	115
V.4.a	Resortes en el nivel de la base.....	117
V.4.b	Viga de cortante.....	118
V.4.c	Elemento finito.....	119
V.4.d	Otros modelos.....	124
V.5	Investigación del subsuelo y sus propiedades.....	124
V.6	Investigación de las cimentaciones colindantes.....	125
V.7	Cimentaciones someras.....	127
V.8	Cimentaciones profundas.....	135
V.8.a	Cimentaciones compensadas.....	135
V.8.b	Cimentaciones profundas a base de pilas y pilotes.....	142

V.8.c	Análisis sísmico de pilotes.....	146
V.8.d	Análisis sísmico de pilas.....	156
V.9	Verificación de la capacidad de carga bajo solicitaciones sísmicas.....	157
Capítulo VI	Conclusiones.....	159
Referencias	172

CAPITULO I

INTRODUCCION

INTRODUCCION

I.1 ANTECEDENTES

Toda amenaza tiene su miedo, y el que provoca un sismo es uno de los más temibles. Es una amenaza que no es familiar; es un enemigo con el que no es posible negociar, persuadir, suplicar. El miedo que provoca no tiene ni siquiera la voluptuosidad del vacío o del filo de una navaja. Todo lo desaparece y nos coloca en el umbral frío y simple: la vida o la muerte.

"Tiembra", es el grito de angustia de las personas ante un sismo. Fuerzas titánicas e incontrolables parecen haberse desatado. Las personas que se encuentran dentro de alguna construcción son fáciles presas del pánico. Escuchan atemorizadas el crujido de la estructura y contemplan como en una pesadilla, el ominoso movimiento de las lámparas, de las puertas y de las cortinas. Es fácil comprender el efecto psicológico de esos instantes en los que la intensidad emotiva llega, en ocasiones al límite de la resistencia humana.

Dichas emociones no son ajenas a los mexicanos y en especial a los habitantes del Valle de México.

Una mañana fría, un viento que desde la mañana bajo de las montañas recorriendo la Ciudad de México. El sol asomaba apenas, un día más empezaba, parecía una hoja más del calendario: jueves, 19 de septiembre de 1985. De pronto un macrosismo sacudió a la ciudad, los edificios oscilaron y el terror envolvió a la capital del país. El terremoto sembró destrucción y dolor en la antigua capital azteca.

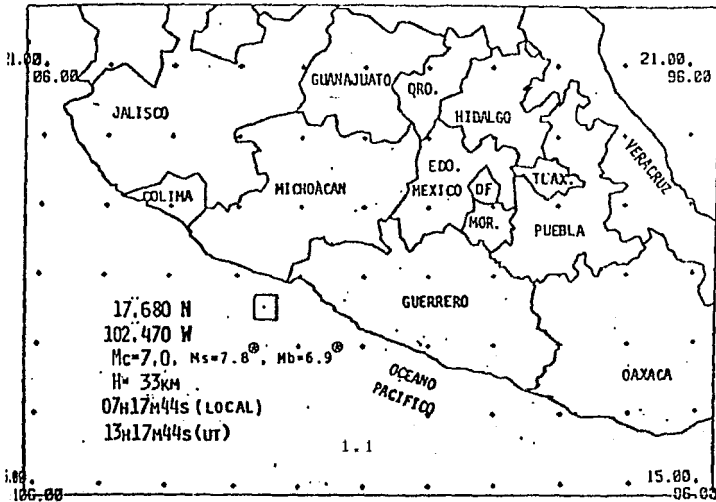
Las comunicaciones con el extranjero y el interior del país se cortaron. La metrópoli quedó sin electricidad, sin líneas telefónicas, la televisión comercial quedó dañada, el tránsito de vehículos se desquició, muchas estaciones de radio dejaron de transmitir, cientos de construcciones se colapsaron, la gente lloraba presa de la histeria, corría sin rumbo por las calles, suplicando auxilio, en otras partes de la ciudad la gente se encontraba confundida y temerosa por no saber la suerte de sus familiares, se inició el interminable alar de sirenas que iban y venían por doquier trasladando heridos, columnas de humos se dibujaron en el cielo, en segundos miles de personas habrían de perder la vida. Era un cuadro que ni el mismo Dante hubiese imaginado.

Frente a tal caos, la gente se empezó a juntar formando grupos de voluntarios, la ayuda surgió del hermano que tendía la mano a su hermano en desgracia, fueron insuficientes los servicios de emergencia públicos, muchos hospitales se colapsaron. Por un momento las barreras de las clases sociales desaparecieron, en esos momentos todos eran uno, eran México.

La Facultad de Ingeniería de la UNAM organizó 484 brigadas, con la participación de 3 074 voluntarios, que participaron en labores de rescate, demolición, peritaje e ingeniería sanitaria y ambiental (ref.

49). El autor del presente trabajo participó en dichas brigadas, y desde ese momento como la iniciativa de elaborar un trabajo relacionado con el tema, con el fin de que fuera material de apoyo para la comunidad ingenieril. Cabe mencionar que en la primera brigada que participó, horas antes de que se presentara la réplica del día 20 de septiembre, estaba dirigida por el Maestro en Ingeniería Agustín Demerquí, quien dirigió la presente Tesis Profesional y con el que el autor le estará agradecido siempre.

El macrosismo del 17 de septiembre de 1965, sucedió a las 07 hrs 17 min 44 seg, hora local (13:17:44 GMT); se le asignó inicialmente una magnitud= 7.3 (determinación preliminar local), misma que por datos del National Earthquake Information Service (NEIS), se incrementó a 8.1, el 26 del mismo mes. El epicentro se determinó localmente cerca de la costa de Michoacán y Guerrero, en el punto de coordenadas 17.68 N y 102.47 W, aproximadamente a 40 km de Lázaro Cárdenas Michoacán, con una profundidad local de 33 km; otra determinación debida al NEIS, sitúa el epicentro a los 18.1°N y 102.3°W, como se muestra en la figura 1.1 (ref. 15, 19, 20, 21):



El sismo se originó cerca del borde de la plataforma continental en la zona de subducción de la placa de Cocos. Este sismo generó un maremoto o tsunami, que alcanzó una altura máxima de ola de 2m en Lázaro Cárdenas, siendo la primera vez que se presenta este fenómeno en costas mexicanas.

Las intensidades en el Distrito Federal variaron entre VI en la

periferia del Valle de México a VIII o IX en las zonas circunscritas de la ciudad de México. La réplica más importante se presentó el día 20 con una magnitud que se ha calificado entre 6.9 y 7.5 (ref. 51).

Se obtuvieron registros en acelerógrafos, 4 en Ciudad Universitaria (terreno firme), 1 en Tacubaya (terreno firme), 1 en Viveros de Coyoacán (zona de transición, ver ref. 10), uno cercano al edificio principal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (sobre arcilla muy deformable de espesor moderado), 2 en el lago de Texcoco (sobre arcilla muy deformable de espesor moderado), 2 en el lago de Texcoco (sobre arcilla aun más deformable y de gran espesor), 2 en Tlahuac (terreno blando), 1 en la margen izquierda de la presa Madín (terreno duro) y uno en la corona de dicha presa (consultar para mayor información ref. 15, 17, 20, 21).

En terreno duro y firme la aceleración máxima registrada estuvo entre 1 y 4% de la gravedad. En Ciudad Universitaria se registró una componente marcada con 2.0 segundos de período. En terreno blando, en la S.C.T. la aceleración horizontal máxima del terreno alcanzó 20% de la gravedad, en la dirección S40E; los registros muestran un período dominante de 2 seg.

Minutos después del terremoto, la Ciudad de México parecía haber sido devastada por un ataque enemigo que no respetó la vida de personas inocentes, tal parecía que Dios la hubiese olvidado. Lo que el hombre había construido en años, la naturaleza lo destruyó en segundos.

A los testigos de esa tragedia y en especial al medio ingenieril (Ingeniería Civil), esas escenas nunca se borrarán de la memoria; ya que la Ingeniería Civil mexicana, en cuestión de minutos, había sido sometida a una de las más duras pruebas de la naturaleza: un terremoto; siendo tangibles las funestas consecuencias.

Para el autor del presente trabajo, testigo y protagonista de las mencionadas vivencias, ha quedado muy clara la importancia de la profesión que ha elegido: Ingeniero Civil, ya que como profesional capacitado para la planeación, organización, diseño, desarrollo, construcción, operación y mantenimiento de obras civiles como edificaciones para vivienda, oficinas, escuelas, hospitales, etc., así como carreteras, aeropuertos, plantas industriales, etc., tiene en sus manos el garantizar la seguridad de dichas obras y por lo tanto garantizar la vida de miles de personas.

En otras palabras durante el fenómeno sísmico el riesgo a la vida está asociado casi completamente con estructuras construidas por el hombre, ya que los efectos sísmicos que causan numerosas pérdidas de vidas son derrumbes de puentes, colapsos de edificios (como tristemente sucedió en los sismos de septiembre de 1985, como por ejemplo el edificio Nuevo León en Tlatelolco), fallas en presas, etc. Además de lo importante de salvaguardar la vida humana, también debe tomarse en cuenta que los daños en estructuras, que determinan gran parte del patrón de vida en la comunidad, aunque no haya pérdidas humanas, ocasiona cuantiosas pérdidas económicas-sociales, como es el caso del colapso de gran cantidad de escuelas, que afortunadamente en

se mayoría estaban vacías durante el terremoto de septiembre de 1985.

Podría el autor ser abundante en justificaciones del porque el Ingeniero Civil debe estudiar más a fondo Ingeniería Sísmica, pero después de la amarga experiencia de los sismos de 1985, las palabras sobran y los hechos hablan por sí mismos. Además debe ponerse más énfasis en los planes de estudios profesionales de Ingeniería Civil, a la cuestión dinámica, ya que el 90% de ellos son enfocados desde el punto de vista estático.

La Ingeniería Sísmica es para el resto de las disciplinas de la Ingeniería lo que la Psiquiatría es para las demás ramas de la Medicina: un estudio de los casos patológicos como son los errores cometidos en el proyecto y/o en la construcción, que salen a relucir por los efectos sísmicos.

Por lo anteriormente expuesto, se concluye que el estudio de la Ingeniería Sísmica es un reto y una obligación para el Ingeniero Civil.

1.2 OBJETIVO DE LA TESIS PROFESIONAL

Ya se ha mencionado anteriormente que fueron los macrosismos de septiembre de 1985 y en particular los efectos en las diversas construcciones del Valle de México lo que ha motivado la presente Tesis Profesional, pero también después de asistir a muchas conferencias, charlas, informes, pláticas de especialistas, etc., sobre dichos sismos y sus efectos y de que el autor se adentro en el tema, que se dió cuenta que en realidad se había escrito y estudiado muchísimo respecto a la superestructura, inclusive llegándose a diseños muy elaborados utilizando la gran herramienta que es la computadora. Pero sobre análisis sísmico de cimentaciones solo algunos autores como Zeevaert y Demegeni habían tocado dicho tema: al ser el autor alumno de la materia Cimentaciones, se decidió a dedicar su tesis Profesional a tan trascendental tema.

Así el objetivo de la presente tesis Profesional es introducir al Ingeniero Civil, y en general a cualquier profesional que se dedique al diseño de estructuras, al Análisis Sísmico de Cimentaciones, mediante la presentación de los conceptos fundamentales de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural, combinándolos con conceptos de la Mecánica de Suelos, a la cual se le dará un enfoque dinámico. Se pretende también romper con la separación entre Estructuras y Mecánica de Suelos, conjuntando las dos ramas, para el Análisis Sísmico de Cimentaciones.

Se hará énfasis en la descripción de los efectos involucrados en el diseño sísmico de cimentaciones, como son la influencia del terreno en la respuesta sísmica, la interacción suelo-estructura, las solicitaciones debidas a sismo, ondas sísmicas, mas que proponer formular y reglas de diseño, ya que por una parte la reglas sin los conceptos claros conducen al fracaso total, además es más importante comprender el fenómeno y entenderlo que caer en recetas.

1.3 CAPITULOS DE LA TESIS PROFESIONAL

Para lograr dicho objetivo el estudio del Análisis Sísmico de Cimentaciones se ha dividido en los siguientes capítulos:

- Origen de los sismos
- Influencia del tipo de terreno en la respuesta sísmica.
- Respuesta sísmica de edificaciones.
- Análisis sísmico de cimentaciones.
- Conclusiones.

Previamente se ha hecho la descripción técnica del terremoto del 19 de septiembre de 1985, en dicha descripción se han utilizado palabras técnicas como: sismo, magnitud, intensidad, epicentro entre otras. Dichas palabras deben ser del dominio del Ingeniero Civil, sin pretender que sea un experto en Sismología. Tal es el motivo del Capítulo II, titulado Origen de los sismos, en el que se presenta un estudio detallado de la denominación de sismo, Sismología, sismicidad, foco, magnitud, intensidad; así como se presentan los aparatos que se utilizan para la medición de los temblores, haciendo énfasis en que es el acelerógrafo el instrumento que aporta la información requerida por el ingeniero Civil para la elaboración de diseños antisísmicos.

Aunado a la descripción de palabras técnicas antes mencionadas, se presenta la evolución de la explicación que han dado los distintos pueblos del mundo, en distintas épocas acerca del porque de la ocurrencia de los fenómenos sísmicos. Se presenta la Tectónica de Placas como una explicación del origen de los temblores. Este tema se incluyó, ya que es de opinión del autor de la presente Tesis Profesional el hecho de que el comprender el porque de un fenómeno de la naturaleza, como es la ocurrencia de un temblor, amplía el criterio no para combatirlo, sino para aprender a convivir con él, en este caso particular para diseñar estructuras que respondan adecuadamente ante un sismo.

En el proceso del diseño antisísmico, la respuesta del terreno ante un temblor, es uno de los aspectos más importantes y complicados, que induce por ejemplo a comportamientos sísmicos completamente diferentes en estructuras idénticas (en su proyecto, forma y materiales), desplantadas en suelos diferentes o inclusive en el mismo tipo de suelo pero con diferentes espesores del mismo. Triste prueba de ello, se presentó a consecuencia del terremoto del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, en la que la concentración de daños en zonas específicas de la ciudad, situadas a distancias similares, que otras áreas sin graves daños y donde la única diferencia notable la constituye el tipo de terreno; pone de manifiesto la influencia del tipo de terreno en la respuesta sísmica que es el objeto de estudio del capítulo III del presente trabajo.

El capítulo se inicia con el estudio de las ondas sísmicas generadas en el foco y que son las que transmiten la energía destructiva del sismo; haciendo énfasis en que las velocidades de ondas son funciones de las propiedades del suelo (que también se presentan en dicho capítulo); además también se hace ver, el como, debido a diferentes tipos de terrenos y estratos de éstos, las ondas sísmicas se refleja y

refractan pudiendo causar amplificación del movimiento.

En el capítulo III se presenta la influencia de los suelos blandos en la respuesta sísmica y el porque amplifican el movimiento, presentándose el modelo de viga de cortante que se puede utilizar para estudiar la respuesta de dichos suelos. También se hace referencia del fenómeno de licuación, que cuando se ha presentado ha causado grandes destrucciones como en el Japón y en Coatzacoalcos.

Es interés del autor hacer notar al lector que desde hace muchos años se sabía que el suelo blando de la zona de lago y de la zona de transición (ref. 10), formado por manto superficial, formación arcillosa superior, primera capa dura, formación arcillosa inferior sobreyaciendo a los depósitos profundos en la zona del lago y por manto superficial y estratos de arcilla de menor espesor en la zona de transición amplifica la ondas de cortante u ondas S, como lo hacen notar entre otros Zeevaert (ref. 1), Rosenblueth (ref. 2), Dowrick (ref. 3), Estrada (ref. 12), Colindres (ref. 9). Y que este fenómeno no es algo sorprendente para el Ingeniero Civil, sino que más bien debe profundizar en sus conocimientos de dinámica de suelos, siendo una introducción a dicha disciplina el capítulo III.

Los efectos de un temblor sobre una cierta edificación dependen de los siguientes factores:

- Las características de la estructura.
- Las características de las ondas sísmicas que llegan.
- La naturaleza del suelo en el lugar.

Con respecto a las características de la estructura, se debe tener en cuenta que esta está integrada por la superestructura y la cimentación. No es posible seguir con la tendencia de concebir a la superestructura y a la cimentación como dos entes independientes, sino que el Ingeniero Civil debe diseñarlas de manera que interactuen no sólo ante un sismo, sino ante cualquier sollicitación. Es preciso terminar con el divorcio existente entre las Estructuras y la Mecánica de Suelos. Por lo expuesto previamente, no se puede concebir un análisis sísmico de cimentaciones, sin considerar la respuesta sísmica de la superestructura; surgiendo la respuesta al porque se ha incluido en el presente trabajo el capítulo IV, titulado: Respuesta sísmica de edificaciones. Ya se ha mencionado anteriormente que el Ingeniero Civil para un buen diseño antisísmico debe atacar el problema desde un enfoque dinámico, para ello debe ampliar sus conceptos de Dinámica Estructural, por ello el capítulo IV pretende ser una introducción de la mencionada rama de las Estructuras; presentándose conceptos fundamentales de Dinámica Estructural como son período, amortiguamiento, grados de libertad, sistemas de un grado de libertad, integral de Duhamel entre otros. Es importante aclarar que el hecho de que sean conceptos de Dinámica Estructural, y al ser la cimentación parte integrante de la Estructura, dichos conceptos son correctamente aplicables al análisis sísmico de cimentaciones.

Se mencionaron los factores de los que dependen los efectos de un temblor sobre una construcción. Con referencia a las características de las ondas sísmicas y la naturaleza del terreno, estos factores deben ser tratados en forma conjunta, ya que como se demostró en el capítulo anterior las propiedades del terreno tienen una gran influencia sobre las ondas sísmicas que los atraviesan. El estudio del efecto combinado de estos dos factores es de mayor utilidad que el de cada uno por separado, ya que en esta forma es posible obtener sus características comunes; dichas características las proporcionan los registros de los temblores (acelerogramas).

Surge la pregunta: Como considerar el efecto simultáneo de los tres factores mencionados?. La respuesta es: mediante el empleo del Espectro de Respuesta, que es una característica intrínseca de cada temblor y que es un tema que se trata ampliamente en este capítulo IV.

Considerando a la cimentación como la parte de la estructura cuya función es transmitir las cargas al suelo de una manera segura y económica. Para llevar a cabo con éxito dicha función es necesario que el comportamiento de las cimentaciones en el campo (en servicio) sea coherente con el comportamiento previsto mediante el cálculo ingenieril de estas. Para lograr dicha concordancia (entre la teoría y la práctica), el Ingeniero Civil está obligado a investigar y mejorar sus conocimientos con respecto a las leyes físicas del comportamiento del subsuelo, elaborando teorías y procedimientos de cálculos cada vez mas apegados a la realidad; por lo tanto debe estudiarse el comportamiento dinámico de los suelos y la interacción suelo-estructura, para poder realizar diseños de cimentaciones que al verse sometidas a solicitaciones dinámicas, como sismo, tengan un comportamiento satisfactorio. Siendo el sismo, en general, la sollicitación dinámica mas destructiva, a la que se ve sometida una cimentación, surge la interrogante de: Como realizar el análisis sísmico de cimentaciones?. Pregunta a la que se dará respuesta en el capítulo V de la presente Tesis Profesional. El lector no debe perder de vista que el mencionado capítulo V es el principio del estudio de uno de los temas mas fascinantes de la Ingeniería Sísmica, es decir, el análisis sísmico de cimentaciones. El autor está seguro que el lector profundizará sobre el tema, por lo que recomienda algunas referencias que sin duda, serán de interés para el lector.

Quando una superestructura responde ante un sismo, se producen en su base esfuerzos de interacción con la cimentación. Dichos esfuerzos son inducidos por un sistema de sollicitaciones constituido por: dos fuerzas cortante horizontales ortogonales, una fuerza vertical, dos momentos de volteo ortogonales y un momento torsionante. Dichas sollicitaciones se estudian con detalle en el capítulo V; proponiéndose procedimientos de cálculo de ellas (uno dinámico y otro estático) también. A la vez que existe interacción entre la superestructura y la cimentación; existe también interacción entre el suelo y la estructura, tan trascendental tema, también es objeto de estudio del capítulo V. En el mismo capítulo se presenta el análisis sísmico de cimentaciones someras, compensadas y profundas.

Al final del presente trabajo se presentan las conclusiones derivadas

del mismo, que sin duda resultarán de singular interés para el lector.

1.4 EL INGENIERO CIVIL Y SU FUNCION DENTRO DE LA SOCIEDAD

Es el Ingeniero Civil un ente social, no se puede concebir su existencia y labor, separado de la sociedad misma; interactúa y convive con todos los miembros de ella. Su función es modificar el medio ambiente para proveer de mejores condiciones de vida a la demás gente. Es importante que en dicha modificación del medio ambiente, se le respete y no se le destruya, así que debe evaluar hasta que punto su obra resulta beneficiosa o dañina. Debe de estar dispuesto siempre a dar lo mejor de sí para el beneficio colectivo.

En los días subsiguientes a los sismos de septiembre de 1985, la Ingeniería Civil Mexicana fue fuertemente atacada, publicándose por ejemplo en la prensa titulares como: "Lección para la Ingeniería", "Vaya Ingenieros" y otros más que no vale la pena mencionar. Se acusó a los ingenieros de ignorantes y poco éticos. Dichos ataques no son más que reacciones infantiles aisladas, o falta de ética por parte de los periodistas, que apoyados en un amarillismo y afán publicitario buscaron un culpable, que no es otro que el terremoto mismo. No hacen ver que de los más de un millón de construcciones en la zona metropolitana solo resultaron afectados 5 728 inmuebles (ref. 4B), de los cuales el 47% (ref. 4B) reportó daño menor y solo el 15% (ref. 4B) sufrió derrumbe parcial o total.

No se debe de tratar de encontrar culpables, sino de encontrar técnicamente las causas de las fallas y de obtener conclusiones que permitan minimizar los daños en las construcciones ante los nuevos sismos, que inevitablemente seguirán ocurriendo. Debe por lo tanto el Ingeniero Civil prepararse y estudiar mucho para ello. Es la Ingeniería Sísmica Mexicana de las más avanzadas del mundo, al igual que otras ramas de la Ingeniería Civil, como es el caso de la Mecánica de Suelos. El autor se siente comprometido a participar en la supervisión constante de todas las ramas de la Ingeniería Civil mexicana; sirva este trabajo para ello.

No le resta al autor más que invitar al lector a leer, gozar, cuestionar, criticar cada palabra del presente escrito; deseando que al llegar a la última sus conocimientos se hallan complementado.

!BUENA SUERTE!

JOAQUIN SANCHEZ HERNANDEZ

CAPITULO II

ORIGEN DE LOS SISMOS

ORIGEN DE LOS SISMOS

II.1 PREFACIO

Entre todos los fenómenos de la naturaleza, los sismos se distinguen por su violencia y porque representan uno de los mas graves peligros naturales; a traves del tiempo han causado la destrucción de incontables ciudades y poblaciones en todo el mundo.

Los sismos son mas frecuentes de lo que uno pudiera imaginarse. Durante un año puede haber en las distintas partes del convulsionado tercer planeta del Sol, algunos cientos de movimientos sísmicos potencialmente peligrosos. Pero dichos cientos de movimientos no es, con mucho la totalidad de los temblores en ese lapso.

El temblor es un evento natural que no se puede ignorar, ni del cual se pueda escapar, por ello lo importante que resulta el entender sus causas y tratar de comprenderlo para evitar ser sorprendidos y estar preparados para resistirlo. El tratar de comprender sus causas es el motivo del presente capítulo.

II.2 SISMO

Sismo proviene de la palabra griega "seismo" (σεισμος) que significa sacudida, y que identifica claramente a este fenómeno. En todos los idiomas el significado es equivalente. Terremoto viene del latín: Terre=tierra, Moto=movimiento. En inglés, "earthquake" significa: sacudida de la tierra, etc.

El sismo es un movimiento vibratorio que se origina en zonas internas de la tierra y se propaga por los materiales de la misma en todas direcciones, en forma de movimientos ondulatorios. Un terremoto es un caso particular de un sismo, es un movimiento repentino y pasajero, o bien una serie de movimientos del subsuelo en una región limitada, desde donde se propaga en todas direcciones.

No todos los movimientos vibratorios pueden considerarse como terremotos. Un terremoto verdadero tiene un principio definido, continúa durante un lapso y después desaparece gradualmente. Para poder considerar un movimiento ondulatorio como terremoto, su violencia debe ser tal, que de origen a un movimiento claro y sensible, y técnicamente se define como macrosismo.

Perturbaciones que den origen a un movimiento o serie de movimientos que sólo pueden ser detectados por instrumentos apropiados y que tengan continuidad, se denominan "microsismos". Las causas mas comunes de los microsismos son: paso de vehículos, rompimiento de oleaje en las costas, infiltración del agua de lluvia, oscilaciones de las estructuras por la acción del viento o agentes mecánicos, gradientes de presión debidos a tormentas o huracanes, etc. Los microsismos tienen la

forma de una sucesión de ondas, con períodos variables que pueden ser de varios minutos de duración, horas e inclusive días.

11.3 SISMOLOGIA

La Sismología es la Ciencia Geofísica encargada del estudio de los terremotos y todo tipo de vibraciones que se propagan por el interior de la Tierra, siendo en la actualidad la especialidad más desarrollada de la Geofísica del interior del Globo Terrestre.

De lo anteriormente expuesto resulta la siguiente paradoja: a pesar de que los sismos han significado la muerte para miles de seres humanos, son manifestaciones de los vitales movimientos terrestres. Son sus pulmones que se expanden y contraen sembrando la destrucción y el sufrimiento, pero han servido para adquirir conocimientos respecto a nuestro planeta. Ya que gracias al estudio de las vibraciones y la propagación de los movimientos ondulatorios a través de los diferentes medios del interior de la Tierra, se ha podido conocer algo de su estructura interna.

En sus orígenes la sismología se enfocó al estudio de los terremotos, debido principalmente a sus efectos externos altamente destructivos, sin embargo a medida que se fue conociendo mejor su mecánica, y que se identificaron como producto de la propagación de los movimientos ondulatorios de origen elástico, sus objetivos se encaminaron a estudiar la manera de reducir sus efectos. Dichos objetivos son:

- La investigación de las causas y modalidades de los fenómenos sísmicos (aspectos físicos) orientada hacia su posible prevención y control.
- El estudio de la propagación de las ondas sísmicas por el interior de la Tierra, a fin de conocer su estructura interna.

11.4 SISMICIDAD

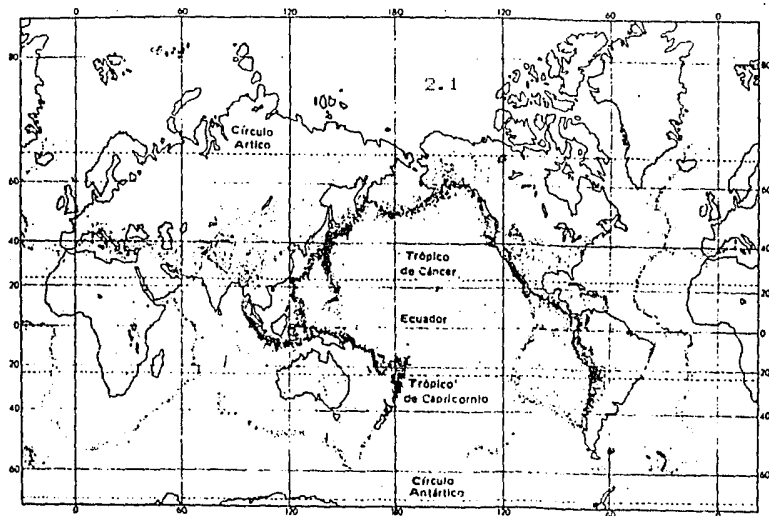
Se ha definido sismicidad como la frecuencia de los sismos por unidad de área en una región dada, pero esa concepción ha cambiado a: "la actividad sísmica en una región dada". Esta última definición implica que la sismicidad se refiere a la cantidad de energía liberada en una área particular.

La principal zona sísmica actual es el conjunto de cordilleras, fosas abisales y arcos insulares que bordean el Océano Pacífico. En la zona circumpacífica se disipa el 85% de la energía liberada en todos los temblores que afectan al globo, localizándose en ella casi todos los sismos con focos intermedios y profundos, así como casi la totalidad de los terremotos de magnitud igual o superior a 8.

En la zona Mediterránea-Transasiática se disipa aproximadamente el

10% de la energía liberada anualmente por los terremotos (ref. 2).

Las zonas correspondientes a las dorsales oceánicas presenta numerosos epicentros de sismos superficiales, y se estima que en ella se disipa el 3% de la energía total liberada (ver fig. 2.1).



En la República Mexicana, la zona de mayor sismicidad se localiza en la región sur y suroeste del país, principalmente al sur del Eje Neovolcánico, y frente a las costas del Océano Pacífico. En dicha zona se ha localizado el epicentro del terremoto del 19 de septiembre de 1985, del cual se hablara profundamente durante el desarrollo del presente trabajo, ya que fue una de las causas principales que motivaron el mismo.

II.3 TEORÍAS ANTIGUAS SOBRE EL ORIGEN DE LOS SISMIOS

Las sensaciones de temor, pánico, impotencia de que es presa el ser humano cuando tiembla, han sido experimentadas desde que la humanidad apareció sobre la tierra. En esos instantes la intensidad emotiva llega al límite de la resistencia humana. Desde los orígenes de la humanidad ante tal fenómeno han surgido las interrogantes: Por que tiembla y por que fatiga a todos los seres vivientes? Por que esas convulsiones de espasmo de la corteza terrestre?

Hace siglos se creía que las misteriosas sacudidas de la Tierra eran provocadas por la intranquilidad del monstruo que se suponía estaba

sosteniendo al mundo. En Japón se pensaba, primero en una araña gigantesca y después en un pez enorme; en algunas partes de América del Sur se hablaba de una ballena y algunas tribus de indios de Norteamérica creían que la tierra descansaba sobre el caparacho de un tortuga gigante. Para los hinues, era el gran elefante sagrado el que movía su enorme cuerpo que sostenía al mundo.

Los lamas de Mongolia afirmaban que, después de que Dios hizo la tierra, la había colocado sobre la espalda de una inmensa rana, y que cada vez que la rana movía su cabeza o estiraba una de sus extremidades, sobrevinía de inmediato un terremoto sobre la parte que se había movido. Esto constituyó un gran avance en la teoría de los terremotos, pues al menos reconoció y trató de explicar el carácter local de éstos. Los galos antiguos afirmaban que las cuerdas que sostenían al cielo se movían y ocasionaban los sismos. Para los griegos eran las deidades que se movían en los tumbos olímpicos, las causantes de los temblores.

El gran filósofo Aristóteles (384-322 antes de Cristo) sostenía que todos los terremotos eran causados por aire o por gases que pugnaban por salir de las cavidades subterráneas en las que estaban confinados. Puesto que el aire tenía que haber entrado primeramente en las oquedades, antes de un terremoto la atmósfera se volvía cerrada y sofocante. A medida que paso el tiempo, la gente comenzó a referirse al "tiempo de temblores", y aun en nuestros días algunas personas insisten en que el aire se vuelve húmedo y sofocante antes de un temblor. Fue un científico japonés llamado Omori (ref. 52) quien después de investigar 18 terremotos ocurridos entre 1361 y 1871 puso punto final a esta teoría, ya que encontró que el tiempo había sido bueno o claro, en 12 ocasiones, nublado en 2, lluvioso o con nieve en 3 y aireoso en 1, pero que nunca el "tiempo de temblores" se había presentado.

En México la gente afirma que temblara, cuando observa que el cielo esta rojo.

Hay quien ha llegado a afirmar que son los experimento nucleares los que han desencadenado la serie de terremotos como el ocurrido los pasados 19 y 20 de septiembre en la Ciudad de Mexico, pero su aseveracion cae por tierra, porque siempre en la historia del hombre, han existido los terremotos, y solo es hasta este siglo que el hombre en la era nuclear.

II.6 TEORIAS CONTEMPORANEAS

Los sismos pueden ser de origen artificial superficial o subterráneo y pueden ser devidos a explosiones por ejemplo de dinamita o nucleares. Tambien pueden ser de origen natural como por ejemplo un volcán en erupcion que causa vibraciones en el terreno, pero estas vibraciones representan un porcentaje pequeño de los temblores en el planeta.

Los sismos mas importantes desde el punto de vista de la Ingenieria son los de origen tectónico, es decir los asociados con deformaciones a

gran escala de la corteza terrestre.

Algunos sismólogos sostienen que los temblores se originan en los cambios de fase de las rocas, acompañadas de cambios volumétricos, en volúmenes relativamente pequeños de corteza (Evison, 1963 y 1967). El profesor Miller, geólogo de la Universidad de Michigan, afirma: "El interior de la Tierra es un horno poderoso con gran temperatura debida a la transformación de elementos radiactivos tales como el Uranio y el Torio, es posible que este calor cause la expansión de la corteza terrestre, lo que origina los terremotos.

En el presente trabajo se presenta la teoría de la Tectónica de Placas como una explicación del origen de los sismos.

II.7 TECTONICA DE PLACAS

II.7.a CONSTITUCION INTERNA DEL PLANETA

Para entender el origen y mecanismo de los terremotos, es necesario, en principio, conocer la constitución interna del planeta, así como las grandes fuerzas que actúan en su interior y los procesos o fenómenos que estos originan.

La Tierra está constituida de manera general por tres capas esféricas concéntricas, que son: el núcleo, el manto y la corteza terrestre.

El Núcleo (ref. 53) es una zona que se extiende desde los 2880 kilómetros, que representa el límite inferior del manto, hasta el centro de la Tierra, a una profundidad de 6320 kilómetros. Mediante análisis sismográficos se ha descubierto que el núcleo tiene dos partes: una porción interior de naturaleza sólida y con un diámetro de 1370 kilómetros, que es probablemente una mezcla de fierro, níquel y sulfuros. Envolviéndole está el llamado núcleo externo, que se comporta como un líquido y tiene un espesor aproximado de 200 kilómetros. Hacia afuera la siguiente capa concéntrica llamada manto, compuesta de rocas ultrabásicas de alta densidad (3.4), tiene un espesor de 2900 kilómetros. Finalmente, la corteza terrestre, tanto continental (densidad 2.79) como oceánica (densidad 3.0), constituye comparativamente una capa delgada, cuyo espesor varía de 6 a 60 kilómetros. La información de la corteza se deriva principalmente de observaciones sismológicas.

Pese a que la observación directa está limitada a la parte más superficial de la corteza, ya que las perforaciones más profundas hechas por el hombre no alcanzan sino unos cuantos kilómetros de profundidad, la constitución de la tierra mencionada en párrafos anteriores, ha sido establecida gracias al estudio del comportamiento de: las ondas sísmicas a través del globo, de las rocas de diferente composición y densidad arrastradas desde el manto a la superficie a través de chimeneas volcánicas y grandes fallas geológicas, la comparación y estudios de cuerpos extraterrestres (meteoritos) y

experimentos de laboratorio.

Varios procesos ocurren en el interior de la tierra, como por ejemplo la generación del campo magnético terrestre por rotación diferencial del manto con respecto al núcleo y la presencia de corrientes de convección en el manto, originadas, entre otras causas por el calor generado por radiactividad mineral. Dichos fenómenos se ven reflejados en la parte externa del planeta.

A continuación se presentan las hipótesis y las bases de la Tectónica de Placas.

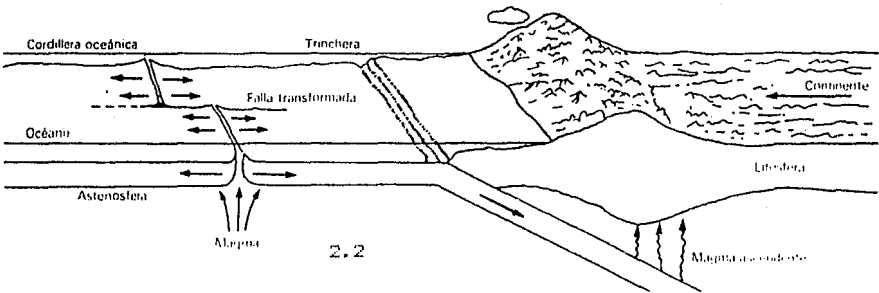
II.7.b HIPÓTESIS Y BASES

En el exterior de la tierra, sobre la corteza ocurren fenómenos como que el océano Atlántico se ensancha diez centímetros anuales, el continente americano se aleja de Europa y África esa misma distancia (ref. 25 y 26). La enorme cantidad de sismos que anualmente ocurren en la corteza terrestre se origina en puntos perfectamente bien localizados sobre las grandes cordilleras oceánicas o cadenas montañosas como las de la costa occidental de América. Numerosas, cuencas como las del Mar del Norte continuamente se están hundiendo, en tanto que las llanuras cercanas a ellas se elevan, como en el caso de la plataforma escandinava. Dichos fenómenos sin aparente relación se explican por la llamada "Tectónica de Placas" o "Tectónica Global".

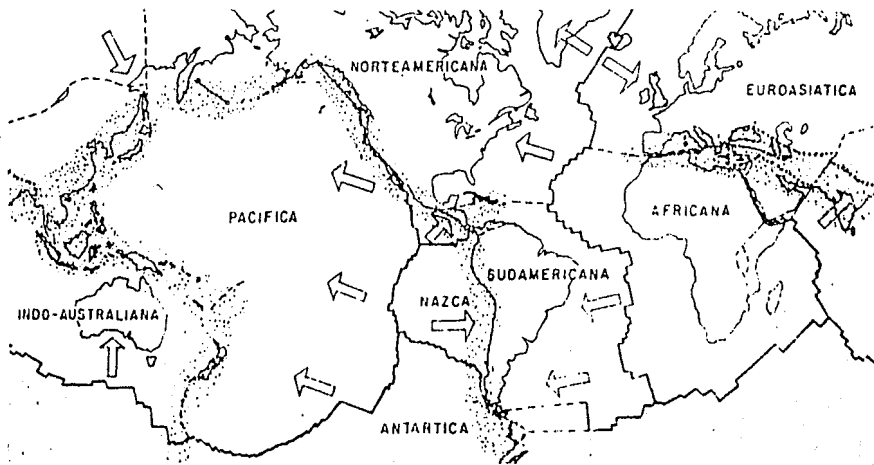
La Tectónica de Placas se considera aun como una hipótesis, cuyo argumento central se basa en el hecho de que la mayor parte de la energía mecánica del interior de la Tierra, que se disipa en su superficie, se manifiesta en unos cuantos cinturones orogénicos que rodean grandes áreas de la superficie terrestre. En ellos se concentra la mayor parte de la actividad sísmica y volcánica del mundo así como importantes cantidades de recursos naturales.

En un artículo publicado en la revista Nature en 1967 (ref. 26), McKenzie y Parker señalaron que las zonas sísmicas perfectamente bien definidas de la tierra demarcan los límites de una serie de "losas" o "placas" esencialmente rígidas que además de formar casquetes esféricos de litosfera (dura corteza interior terrestre) y encajar perfectamente entre sí, como si se tratara de un enorme mosaico se encuentran en un constante movimiento relativo, debido a las corrientes de convección en el manto, y están limitadas por uno de los tres tipos siguientes de margen:

- Las cordilleras oceánicas, donde se genera la nueva litosfera.
- Las fosas submarinas, en donde la litosfera, por el fenómeno de subducción, se sumerge para regresar al manto.
- Las fallas transformadas, en las que las placas se deslizan una paralela a la otra conservando el área de su superficie (ver fig. 2.2).



Se han identificado seis placas principales son: Placa del Pacífico, Placa Norteamericana, Placa Africana, Placa Euroasiática, Placa Indoaustraliana, Placa Antártica; y seis placas menores que son: Placa de Nazca, Placa de Cocos, Placa del Caribe, Placa del Mar Egeo, Placa Árabe y Placa de Filipinas (figura 2.3).



La Tectónica de Placas se desarrolló conforme a una explicación de fenómeno como son la deriva continental y la ampliación del suelo marino. La deriva continental fue elaborada por Taylor y Wegener en 1900 (ref. 25), aunque ya había sido sugerida en el siglo XVII por Bacon y en el siglo pasado por Schneider (ref. 25) y fue utilizada por Holmes para explicar los cinturones montañosos con ayuda de los experimentos de Grieco sobre la convección simulada (ref. 25). En 1950, Carey (ref. 25) asoció la evolución tectónica de las regiones del Mediterráneo y del Tíber a los grandes desplazamientos horizontales de los continentes.

Estudio otros investigadores del Observatorio Geológico de Hambro (ref. 25), al explorar los océanos con técnicas geofísicas, descubrieron todo un sistema de cordilleras montañosas que se caracterizan por ser el origen de centenares de temblores, alrededor de todo el mundo. Además a partir de experimentos de refracción sísmica, mostraron que la corteza de los océanos es considerablemente más delgada que los continentes y está formada en su parte superior por basalto cubierto de sedimentos, esto es, por material de reciente formación. Lo anterior unido al descubrimiento realizado en 1957, por Mason y Taffin (ref. 25), sobre una serie de anomalías magnéticas al noroeste del Pacífico, condujo a que Hess lanzara en 1960 la siguiente hipótesis (ref. 25): el suelo marino en el eje de las cordilleras oceánicas, está siendo forzado a abrirse para permitir la inyección de nuevo material ígneo, en tanto que en las profundidades de las trincheras oceánicas se destruye a la misma velocidad con que se genera la nueva litósfera, quedando el área de la superficie terrestre constante.

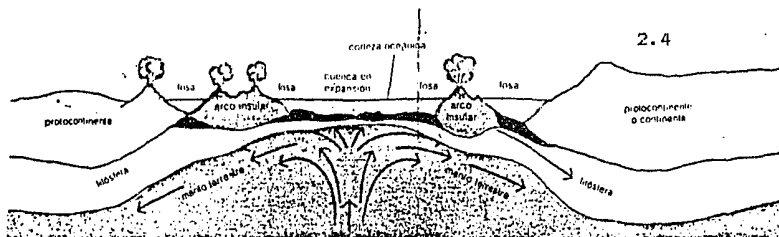
Otros descubrimientos que contribuyeron a apoyar la tesis de la ampliación del subsuelo marino son: en 1963 Wilson comprobó que las islas volcánicas son de mayor edad según se encuentran más alejadas de las cordilleras oceánicas; y el de Vine y Matthews, consistente en que las anomalías magnéticas lineales del océano son el resultado de cambios en la polaridad magnética que han quedado grabados como en una cinta magnética, al ampliarse la corteza oceánica (ref. 25).

Heirbeler y sus colaboradores (ref. 25) demostraron que las velocidades de ampliación del fondo marino disminuyen sistemáticamente a lo largo de la cordillera mesoatlántica, del norte al sur del Ecuador, mientras que aumentan a lo largo de la cordillera del Océano Índico hacia el sureste. Le Pichon determinó los polos de rotación y describió el movimiento relativo de las principales placas, así como los vectores de deslizamiento de sus márgenes. Isacks, Oliver y Sykes llegaron a la conclusión que el movimiento de las placas rígidas explica los campos de esfuerzos deducidos a partir de los movimientos sísmicos que ocurren a lo largo de los márgenes de las placas (ref. 25).

11.7.c DINÁMICA DE LA TECTÓNICA DE PLACAS

Cuando se fractura una amplia zona, ya sea continental u oceánica, se forman dos grandes placas con movimiento de separación relativo, entre

las que surge material proveniente del manto dando lugar a la formación de nueva corteza cuya orientación magnética coincide con la del campo geomagnético imperante y queda fija al solidificarse el material ígneo (ver fig. 2.4). Los sitios donde se forman y divérgen las placas constituyen el gran complejo circunglobal de crestas y levantamientos oceánicos, con una longitud aproximada de 70000m.



Hace unos 200 millones de años todo el continente americano, Africa, la India, Australia y la Antártida fueron un único y vasto supercontinente al que Alfred Wegener llamo Pangea. Engel (ref. 25 y 26) afirma que por lo menos una masa continental, Gondwana, que reunia a America del Sur, Africa, la Antártida, La India, Madagascar y Australia y que hace 200 millones de años estuvo unida a América del Norte y a Eurasia para formar Pangea se formo desde el comenzar de la historia geológica y sólo una vez se ha disgregado.

El continente americano se separo hace de 125 a 130 millones de años y el oceano Atlantico comenzo a formarse a lo largo de la hendidura que se abria en la litosfera. Despues la India y Africa se separaron de Australia y de la Antártida, desplazándose hacia el norte rumbo a Eurasia. Finalmente hace solo 50 millones de años, Australia se disgregó de la Antártida y los oceanos Indico y Antártico nacieron en el sitio de la fractura, marcado ahora por el sistema de la cresta mesoceanica del Oceano Indico.

A medida que se abre la brecha entre dos placas, se suceden una serie de fenómenos geológicos, como son el choque de algunos de sus margenes con otras placas, formándose así zonas de subducción que han resultado ser los sitios donde se forman las montañas como los Alpes y los Himalaya, que se formaron cuando las placas a la deriva de Africa y la India, chocaron con las que contienen a Europa y Asia.

En la región circumpacífica, las placas contienen la corteza en expansión del Oceano Pacífico y sus bordes son delgados, con corteza oceánica mas pesada. Tienden a ser empujadas y a hundirse bajo los bordes de las masas graníticas mas gruesas y ligeras de Asia y de America. Los sitios de convergencia estan marcados por las fosas oceánicas profundas, por arcos de islas y por cadenas de montañas volcánicas activas. Los volcanes constituyen el llamado "cinturón de fuego" circumpacífico, y el "azufre del fogan del diablo", situado por debajo es el manto.

Las profundas fosas o trincheras oceánicas que marcan la unión de dos placas de dos placas que intervienen en un proceso de subducción, presentan en su parte anterior un bajo flujo de calor y anomalías magnéticas negativas, en tanto que en su margen interior aparece abruptamente un frente volcánico de deformaciones y metamorfismo de alta temperatura. La velocidad de extrusión de las rocas volcánicas en Japón, sugiere que la acumulación de los volcanes en estas regiones puede ser una forma de generación de nueva corteza continental; los arcos de islas como la cadena de Java y Sumatra y cadenas volcánicas como los Andes, confirman lo anterior (ver fig. 2.2 y fig. 2.4).

La corteza oceánica está en constante formación, pero es consumida al ser empujada y hundirse debajo de los continentes más gruesos y más ligeros. Por ello la corteza oceánica es joven en comparación con los fragmentos continentales, la corteza oceánica nace y es consumida en periodos menores de 200 años.

Dentro de la llamada deriva continental y debido a las corrientes de convección, dos placas en lugar de chocar pueden deslizarse una paralela a la otra, conservando su superficie y presentándose la falla transformada.

Concluyendo: es de gran importancia comprender la Tectónica de Placas, ya que nos permite identificar el patrón cinemático del cinturón sísmico.

II.7.d EXPLICACION DE LOS SISMOS MEDIANTE LA TECTONICA DE PLACAS

En una zona de subducción el movimiento de una placa bajo la otra se realiza venciendo las fuerzas de fricción, generadas en el contacto entre ambas. A lo largo de este contacto, llamado zona de Wadati-Benioff (WB), el movimiento de una placa contra la otra es discontinua, por "brincos". Esto es lo que precisamente genera los temblores en esas regiones. En la zona WB se acumula gradualmente la tensión hasta que rebasa un límite, en ese momento comienza a presentarse una falla (fractura) en algún punto llamado foco, desde donde se propaga a la superficie, originando un sismo. El deslizamiento en una falla no es homogéneo ni constante, sino que existen rugosidades. Una vez que se ha liberado la energía elástica del sismo principal, se piensa que en algunos puntos de esas rugosidades aumenta la energía, que se sigue liberando gradualmente en forma de temblores de menor magnitud. Estos, denominados réplicas, siempre son de menor magnitud que el temblor original (la réplica máxima es aproximadamente un grado menor que el sismo original) y disminuyen gradualmente en magnitud y en frecuencia.

El comportamiento anteriormente descrito puede ser observado cuando el contacto entre dos placas aflora en la superficie de la Tierra, como en la famosa falla de San Andrés, en California. El mecanismo de falla es el siguiente: las placas se están moviendo lateralmente, lo que produce acumulación de esfuerzos, cuando los esfuerzos rebasan ciertos límites, el fallamiento se produce en un punto y se propaga en ambas

direcciones, quedando un desplazamiento que permanece en ambas caras de la falla. Este mecanismo se conoce como la Teoría del Rebote Elástico.

II.8 MARCO TECTONICO DE MEXICO

En cuanto al marco tectónico de México, éste se localiza, en su mayor parte, en la placa de Norteamérica (fig. 2.5), a excepción de la península de Baja California que, separada del continente desde hace aproximadamente 8 millones de años, por el sistema de crestas y fallas transformantes activas del Golfo de California, forma parte de la placa del Océano Pacífico, derivando lentamente hacia el noroeste (6.0 cm/año), con relación a la placa de Norteamérica. Hacia el sur esta última placa está limitada por la falla transformante Polochic-Motagua, que entrando por el Golfo de Honduras, cruza diagonalmente a Guatemala y penetra al SE en la República Mexicana, en el área de Motozintla, Chiapas.

A lo largo de estos bordes, y relacionadas a esta actividad, se encuentran las zonas de alto riesgo sísmico y volcánico del país (ver fig. 2.5). Evidencia de la existencia de esos procesos se encuentran en la faja neovolcánica mexicana, que cruzando desde Jalisco y Colima hasta la región de los Tuxtles en Veracruz es testigo de actividad volcánica reciente. Muestra de ello es el volcán Colima, el cual en tiempos históricos se cataloga como uno de los volcanes más activos de Norteamérica. También el volcán Popocatepetl presenta actividad fumarólica. En 1943 el Parícutin y antes el Jerulio surgieron en medio de esta faja, en el estado de Michoacán. Además, hace solo tres años se reactivó el volcán Chichónal, en el estado de Chiapas.

Por lo que a la actividad sísmica se refiere, al situar los epicentros de los temblores en mapas del país, claramente se observa que esta se concentra en regiones bien definidas a lo largo de la costa del Pacífico, en las que se incluye áreas de sismicidad atenuada. Mientras en las regiones de recurrencia la energía es liberada a pequeños saltos, en los claros asísmicos, donde no se ha presentado actividad en decenas de años, la energía se sigue acumulando: por ello, la probabilidad de que en estas zonas se produzca un sismo de gran magnitud es cada vez mayor.

Resumiendo: las zonas sísmicas de México se hallan al borde de cuatro placas; la del Pacífico, la de Norteamérica, la del Caribe y la de Cocos (ver fig. 2.5). La placa de Cocos se mete debajo de la placa continental, esta última se extiende desde la costa de Colima hasta Centroamérica, en el Océano Pacífico, y hacia el sur hasta la isla de Cocos, muy cerca del Ecuador. Ocupa un área aproximada de 1900000 kilómetros cuadrados y se desplaza a una velocidad de 7 cm/año con respecto al continente. La energía liberada el 19 de septiembre de 1985 se debió al desplazamiento de esta placa.



II.9 FOCO

Los efectos de un terremoto se pueden observar en áreas de extensión muy variable, algunas veces en áreas extensas y en otras en áreas muy reducidas, pero en cualquier caso se localiza una región dentro de la cual se manifiesta con máxima intensidad, la que se relaciona generalmente con el origen del terremoto; dicho origen de la energía liberada se encuentra ligada a un volumen reducido de tierra.

La región de la tierra donde se origina el sismo recibe el nombre de foco, centro, hipofoco o hipocentro.

El área de la superficie que se encuentra verticalmente encima del foco y en donde la intensidad del sismo se manifiesta con mayor violencia se denomina área epicentral, epifoco o epicentro, del griego epicentria y centro.

Hay que aclarar que el foco no es un punto en la corteza sino un región de varios kilómetros. El sismo del 17 de septiembre de 1985 según investigadores del Instituto de Geofísica de la UNAM (ref. 55), presentó una ruptura de 300 km a lo largo de la costa del Pacífico, que va aproximadamente desde la frontera de Colima y Michoacán hasta Petatlan, Guerrero. Durante el temblor del Ángel de 1957, se rompió un área con una longitud costera del orden de 80 km. En Chile en 1960, la ruptura fue de aproximadamente 1000 km, en las islas Aleutianas, en 1957 y en Alaska en 1964, los sismos han ocasionado rupturas en las fallas de 600 hasta 700 km de longitud.

El fallamiento en la roca consiste en la liberación de esfuerzos impuestos al terreno, y este es puesto en vibración, generándose las

ondas sísmicas conocidas como ondas primarias "P" y ondas secundarias "S" (se ahondara en el tema mas adelante).

La diferencia del tiempo de llegada de las ondas P y las ondas S registradas en una estación sísmológica nos permite determinar la distancia a donde ocurrió el temblor. Para localizar el epicentro, en un mapa de escala conocida se ubican 3 ó más estaciones sísmológicas y haciendo centro en cada estación se traza un círculo cuyo radio sea igual a la distancia previamente determinada y transformada a la escala del mapa. En el punto donde se intersectan los círculos trazados, se localiza el epicentro. En la práctica la idea básica es la expuesta pero la información se procesa en computadores, y en Mexico se utiliza la BURRBUGS B7800 de la UNAM.

El epicentro del sismo del jueves 19 de septiembre de 1985 se determinó localmente cerca de la costa de Michoacán y Guerrero, en el punto de coordenadas 17.68°N y 102.47°W a cerca de 40 km de Lázaro Cárdenas, Michoacán. Otra determinación (National Earthquake Information Service NEIS) situó al epicentro a los 18.1 grados N y 102.3 grados W con una profundidad focal de 33 km, como se puede observar en la fig.1.1.

Los sismos no tiene todos su origen a la misma profundidad, sino que esta es variable, estando intimamente relacionada el area superficial de influencia con la profundidad. El foco raramente se encuentra en la superficie, y no se han detectado temblores a profundidades mayores de los 700 kilometros, que es poco más de la décima parte del radio de la Tierra. De acuerdo a la profundidad del foco, los terremotos se clasifican en:

- Normales o someros, con profundidad menor de 70 km.
- Intermedios, con profundidad entre 60-70 y 300-320 km.
- Profundos, con profundidad entre 300-320 y 700 km.

Las observaciones realizadas entre 1904 y 1946 indicaron que el 85% de los terremotos ocurridos, tuvieron focos someros. 12% focos intermedios y 3% profundos (ref. 16 y 17).

Los sismos de focos superficiales actuan sobre areas reducidas, pero sus efectos son considerables, pues las ondas sísmicas generadas en el foco, apenas se amortiguan antes de llegar a la superficie. Los terremotos de foco profundo afectan zonas mucho mayores, pero la intensidad, al igual que la magnitud, es menor, ya que las ondas sísmicas llegan mas debilitadas a la superficie. Los efectos del sismo se van reduciendo a medida que aumenta la distancia al epicentro.

11.10 INTENSIDAD

La Intensidad es la estimación de los daños producidos por el temblor sobre los seres humanos, sus edificaciones o manifestaciones en la superficie de la tierra, es una medida subjetiva de los efectos de un

sismo; conforme a este parámetro se evalúa la severidad con que se manifiestan los temblores, indicando el grado en el cual los efectos de un sismo se notan en un lugar. La intensidad decrece a medida que la distancia del epicentro al sitio considerado, aumenta.

Las escalas para evaluar la intensidad han variado con el tiempo, siendo la mas antigua la de Rossi-Foral (ref. 12), en la que se combinaron los esfuerzos de Rossi y Foral, durante la década de los 70's, del siglo pasado. Dicha escala se basa en la percepción del movimiento y los daños causados, dividiendo en 10 grados que a continuación se presentan:

- 1.- Temblores tan débiles que sólo pueden ser registrados por un cierto tipo de sismógrafos y confirmados unicamente por observadores prácticos. No resultan perceptibles por los sismógrafos comunes.
- 2.- Temblores registrados por los sismógrafos comunes. Confirmados por personas que se encuentran en estado de reposo.
- 3.- Temblores sentidos por varias personas. Suficientemente intensos para apreciar la duración y la dirección de los mismos.
- 4.- Temblores perceptibles por personas que se encuentran en actividad. Son sacudidos los objetos móviles, como ventanas y puertas. Se perciben crujidos en casa.
- 5.- Temblores perceptibles por toda la población. Se empiesan a mover los objetos voluminosos, como camas y otros muebles. Suenan algunos timbres y campanillas de las puertas.
- 6.- Despierta toda la población si se encontraba durmiendo. Casi todos los timbres de las puertas suenan, oscilan las lámparas, se paran los péndulos de los relojes y cimbrean visiblemente los árboles y arbustos. Temblores lo suficientemente intensos para provocar el pánico general en la población y el precipitado abandono de los hogares.
- 7.- Se vuelcan los objetos móviles, cae el enlucido de las paredes y techos, tañen las campanas de las iglesias. No se producen daños de las estructuras. Temblores de intensidad suficiente para sembrar el terror en la población.
- 8.- Caída de chimeneas, las paredes de los edificios comienzan a agrietarse.
- 9.- Destrucción parcial o total de ciertos edificios.
- 10.- Gran catastrofe. Edificios en ruinas, remoción de las capas terrestres, grietas en el suelo y deslizamientos de terrenos.

Otra escala para medir la intensidad de un sismo es la propuesta por Cancani (1904) y que es la siguiente (ref. 16):

- 1.- Temblor registrado por instrumentos, aceleración 2.5 mm/seg^2 .

- 2.- Muy ligero, aceleración entre 2.5 y 5 mm/seg².
- 3.- Ligero, aceleración de 5-10 mm/seg².
- 4.- Fácilmente perceptible o moderado, aceleración de 10-25 mm/seg².
- 5.- Bastante intenso, 25-50 mm/seg².
- 6.- Intenso, 50-100 mm/seg².
- 7.- Muy intenso, 100-250 mm/seg².
- 8.- Ruinoso, 250-500 mm/seg².
- 9.- Desastroso 500-1000 mm/seg².
- 10.- Muy desastroso 1000-2500 mm/seg².
- 11.- Catastrófico 2500-5000 mm/seg².
- 12.- Muy catastrófico 2500-5000 mm/seg².

La escala de Mercalli (1902) sirvió de base para la escala propuesta por Wood y Neumann (1931), conocida como la escala de Mercalli Modificada MM (ref. 1, 2, 12, 16) y que a continuación se presenta con algunas mejoras hechas por Richter (1958):

- 1.- Imperceptibles. Sismos marginales y período largo de los grandes sismos.
- 2.- Los perciben las personas en reposo, en los pisos superiores, o colocados favorablemente.
- 3.- Se percibe en el interior de las construcciones. Los objetos colgados oscilan. Vibración como la que produce el paso de camiones pesados; o sensación como la de una sacudida, como la de una bola pesada que pegara contra los muros. Los automóviles parados oscilan. Las ventanas, los platos, y las puertas hacen ruido. Los vasos chocan. La loza se quebrá. En el extremo superior del grado 4, las paredes y marcos de madera se agrietan.
- 5.- Se percibe a la intemperie; se estima su duración. Quienes duermen despiertan. Los líquidos se mueven; algunos se vierten. Los objetos pequeños inestables se mueven o se caen. Las puertas oscilan, se cierran, se abren. Las persianas, los cuadros se mueven. Los relojes de péndulo se paran, arrancan, cambian de paso.
- 6.- Lo perciben todos. Muchos se asustan y salen al descubierto. Las personas caminan inseguras. Las ventanas, platos y artículos de vidrio se rompen. Las chucherías, libros y cosas parecidas se caen de los estantes. Los cuadros se caen de los muros. Los muebles se mueven o se vuelcan. Los acabados débiles y la mampostería D se agrietan. Las campanas pequeñas repican (la de la iglesia, la escuela). Los árboles y arbustos se sacuden visiblemente, o se les oye el cruzir.

7.- Es difícil permanecer de pie. Lo notan los conductores de automóvil. Los objetos colgados trepidan. Los muebles se rompen. Daños en la mampostería B con las notas al final de la descripción de la escala), incluyendo grietas. Las chimeneas débiles se rompen a nivel del techo. Caen los aplanados, los ladrillos se aflojan; las piedras, revestimientos, cornisas, los parapetos sin contrafuertes y los ornamentos arquitectónicos también caen. Algunas grietas en la mampostería C. Olas en los estanques; agua turbia con lodo. Pequeños deslizamientos y derrumbes en los bancos de arena o grava. Las campanas grandes replican. Se dañan los canales de riego.

B.- Se afecta la conducción de los automóviles. Se daña la mampostería C; colapso parcial. Alguna daño a la mampostería B; ninguno a la mampostería A. Caen los aplanados y algunos muros de mampostería, caída y torsión de chimeneas de las casas y de las fábricas, monumentos, torres, tanques elevados. Las casas con estructura de madera salen de sus cimientos si no están ancladas; los muros de relleno son arrojados hacia afuera. Los pilotes podridos se quebran. Las ramas se desprenden de los árboles. Cambios en el gusto y temperatura de manantiales y pozos. Grietas en terreno mojado y en taludes inclinados.

9.- Pánico general. Se destruyó la mampostería D; la mampostería C se daña mucho, algunas veces con colapso completo. Daño general en los cimientos. Los marcos estructurales no anclados se salen de los cimientos. Los marcos crujen. Grietas conspicuas en el terreno. Expulsión de arena y lodo en zonas aluviales, fuentes de origen sísmico, cráteres de arena.

10.- La mayoría de las estructuras de mampostería y de marcos se destruye, incluso sus cimientos. Algunas estructuras de madera bien construidas y puentes destruidos. Serios daños a presas, diques, terraplenes. Grandes derrumbes. Agua arrojada sobre la márgenes de los canales, ríos, lagos, etc. Arena y lodo desplazados horizontalmente en las playas y terreno plano. Rieles doblados ligeramente.

11.- Rieles muy doblados. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio.

12.- Daño casi total. Grandes masas de roca desplazadas. Visuales y líneas de nivel deformadas. Objetos arrojados al aire.

Mampostería A.- con ejecución, mortero y diseño buenos; reforzada, especialmente en dirección lateral, y unida entre sí con acero, concreto etc; diseñada para resistir fuerzas laterales.

Mampostería B.- Buena mano de obra y buen mortero; reforzada, pero no diseñada en detall para resistir fuerzas laterales.

Mampostería C.- Mano de obra y morteros ordinarios; sin partes débiles en los extremos, como falta de unión en las esquinas, pero sin refuerzo ni diseñada contra fuerzas horizontales.

Mampostería D.- Materiales débiles como adobe; mortero pobre; normas deficientes de caídas; débil horizontalmente.

Otra escala de intensidad comunmente usada es la conocida como escala soviética, debida a Medvedev (1933) que coincide aproximadamente con la de MM. La escala MS (Medvedev y Spohner, 1969), también es equivalente a la MM.

Se ha propuesto la siguiente expresión empírica que da la intensidad $I=f(\text{aceleración en cm/seg}^2)$, en el mismo punto:

$$I=1.5+0.0 \log A... (2.1)$$

Esteva y Rosenblueth proponen la siguiente expresión que relaciona la velocidad máxima del terreno con la intensidad de la escala MM:

$$I=\log 14v/\log 2... (2.2)$$

válida hasta $I=10$ y sobreestima I para intensidades mayores.

Se llaman isosistas a las líneas que unen sitios con igual intensidad.

Las escalas de intensidades se basan en las reacciones de los hombre ante los sismos, dependen de factores subjetivos y locales que las hacen criticables, algunos factores son: la experiencia previa de otros temblores, los efectos en los edificios dependen del proyecto local y de los procedimientos de construcción. A pesar de ello las escalas subjetivas de intensidad constituyen un elemento importante de juicio en áreas que no están instrumentadas y suministran el único medio para interpretar la información histórica.

II.11 MAGNITUD

La magnitud de un sismo es una medida de la energía liberada, es una medida cuantitativa del tamaño de un sismo basada en registros instrumentales y no en la percepción de las personas, y es independiente del lugar de observación.

Para valuar la magnitud de un sismo se utiliza la escala de Richter (1935). La energía liberada durante un temblor y medida con la escala de Richter, es una cantidad igual para cada estación del mundo, lo que no ocurre con la escala de Mercalli, que mide únicamente los daños producidos por el temblor, es decir sólo da un valor cualitativo para medir como se sintió el temblor y cuales fueron sus daños.

En su definición original, la magnitud (representada por M) es el logaritmo común de la amplitud de la traza, en micras, de un sismógrafo estandar Wood-Anderson con amplificación de 2800, período natural de 0.8 seg y coeficiente de amortiguamiento de 80%, instrumento que esta colocado en terreno firme a 100 kilómetros del epicentro. Existen diagramas y tablas empíricas para corregir para distancias epicentrales que difieren de 100 km y para distintas condiciones de terreno. Los diagramas correctivos y la definición misma se aplican estrictamente sólo a sismos con una profundidad focal menor de 30 km. Los diagramas

correctivos son relativamente precisos hasta distancias epicentrales de unos 600 km.

La escala telesísmica (representada también por M) y la escala unificada de Gutenberg (representada por m) se aplican respectivamente a distancias focales mayores de 2000 km y de 600 a 2000 km. Ambas se determinan a partir de las amplitudes y períodos de ciertas fases de los sismos. Aunque se intenta que coincidan con la definición original de magnitud, estas dos escalas, especialmente la unificada, dan diferencias sistemáticas con la magnitud original de Richter, sobre en condiciones geológicas diferentes de las de California (Jordan, Black y Bates, 1942).

A continuación se explica la escala de Richter:

La energía del terremoto, es referida a la amplitud de onda y a la distancia al epicentro. Si se considera un frente de onda propagándose radialmente, se puede percibir que la amplitud de la onda decrece a medida que se aleja del origen, pero el contenido de energía total de la onda permanece igual hasta que llega a la superficie. La energía total del sismo puede ser calculada, si se toma en cuenta que el decaimiento con la distancia es de tipo exponencial.

Al correlacionar en una gráfica el logaritmo de la amplitud contra la distancia, la información obtenida en diferentes terremotos, y se toma como referencia el sismo más débil que se haya registrado en la localidad al cual se le denomina nivel cero, se observara que la amplitud A_0 (correspondiente al nivel cero) a una distancia dada del foco, queda relacionada con otra amplitud A (correspondiente a cualquier otro sismo) a la misma distancia, por la ecuación:

$$M = \log A - \log A_0 \dots (2.3)$$

en donde M significa la magnitud del temblor. Esta relación sólo es válida sólo para la región donde se tomaron los datos y se hace uso de las tablas de corrección mencionadas en párrafos anteriores. Richter propuso en 1935 la siguiente ecuación para determinar la magnitud de temblores detectados dentro del área de California y con una profundidad de foco menor de 60 km:

$$M = \log A + 3 \log X - 3.37 \dots (2.4)$$

en donde A = amplitud en micras y X = distancia en km (de 200 a 1500 km).

Bath propuso la siguiente ecuación:

$$M = \log(A/T) + 1.66 \log X + 3.3 \dots (2.5)$$

en la que T = período de la onda.

Los sismólogos miden la magnitud en términos de diferentes movimientos del suelo, tales como la ondas de cuerpo, M_b , u ondas de cortante M_s . Para propósitos ingenieriles prácticos, dichos valores de magnitud son muy parecidos. La magnitud más grande registrada es la de

aproximadamente 0.9.

La ecuación que proporciona la relación entre magnitud y desprendimiento de energía (Gutenberg-Richter, 1956) es:

$$\log E = 11.8 + 1.5M \dots (2.6)$$

donde M= magnitud , E= energía desprendida en ergios.

El sismo que se originó el 19 de septiembre de 1985 a las 07 hrs 17 min 44 seg, hora local (13:17:44, GMT) se le asignó inicialmente una magnitud 7.8 (Ms), 6.9 (Mb), 7.6 (Mc).

INSTRUMENTOS DE MEDICION

Desde la antigüedad el hombre se ha preocupado por la medición del movimiento del suelo durante los terremotos. El dispositivo más antiguo del que se tiene noticias se encontró en China, y que se remonta al año 132 (ref. 12), consistente en un jarrón de ocho cabezas de dragón distribuidas simétricamente, sosteniendo en la boca de cada una de ellas, una pelota que por medio de un mecanismo pendular caía durante el sismo, indicando la dirección del mismo. En 1703 el francés Hautefeuille (ref. 16) colocó mercurio sobre la parte superior de una semiesfera truncada, con ocho canales que terminaban en ocho recipientes. Se suponía que la dirección en la cual se deslizaba el mercurio, indicaba la dirección del temblor. Estos fueron buenos intentos, pero es de todos conocido que las ondas sísmicas se mueven en infinidad de direcciones. Hacia 1885, el italiano Palmieri (ref. 12), construyó un dispositivo, a base de un sistema eléctrico y de relojería permitía conocer el instante en que se iniciaba un movimiento telúrico.

Los instrumentos que actualmente se usan para registrar movimientos del terreno pueden calificarse en dos grupos: sismógrafos y acelerógrafos.

Los sismógrafos son de gran sensibilidad y se emplean en estaciones sismológicas para estudiar la propagación de las ondas sísmicas en el interior de la tierra y en las capas superficiales, para determinar la dirección, distancia y profundidad a la que se ha originado el movimiento y para el estudio de temblores lejanos. Las raíces de la palabra sismógrafo son: seismos=sacudida y graphain=escribir. El principio básico que utiliza un sismógrafo, consiste en una masa suspendida, con el mínimo contacto o unión con la tierra, que se mantiene inmóvil por efecto de la inercia cuando el suelo se mueve, estableciéndose un movimiento relativo que será proporcional a la intensidad del movimiento, es decir utilizan un péndulo. Los sismógrafos están diseñados para responder a una sola componente del movimiento, por lo que se colocan tres sismógrafos para detectar tres componentes ortogonales. Los registros de los movimientos reciben el nombre de sismogramas. Existen muchos tipos de sismógrafos como el sismógrafo de Benioff, el sismógrafo piezoeléctrico, sismógrafo Wiecheler (todavía en uso en la estación de Tacubaya), el sismógrafo

diseñado por Anderson y Wood, etc. La alta sensibilidad de los sismógrafos impide obtener registros completos de temblores intensos, ya que no es posible registrar el movimiento a lo largo de toda la duración del temblor por salirse de la línea de registro. Ello ha dado lugar al desarrollo de los acelerógrafos.

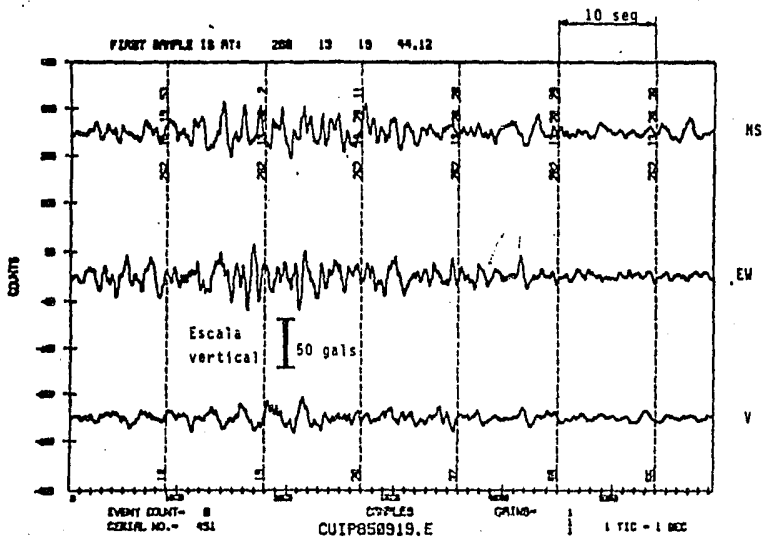
Los acelerógrafos son aparatos que consisten en tres pequeños tambores con un sistema oscilante en su interior que proporciona una señal electrónica que permite el registro digital o analógico que acopladas a una computadora (en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, están acopladas a una microcomputadora Apple II); miden la aceleración del terreno y, por ser menos sensibles descartan mucha información, ya que empiezan a registrar a partir de un nivel mínimo, prefijado en función de las necesidades de información que se tengan, y registran durante todo el movimiento por muy violento que éste sea. Los acelerógrafos no forman parte del equipo usual de observatorios sismológicos.

Los modelos que tiene en funcionamiento el Instituto de Ingeniería son: acelerógrafo UED modelo AR240, acelerógrafo Teledyne modelo RFT 250, acelerógrafo Kinematics modelo SMA-1. Cada aparato cuenta con tres acelerómetros de los cuales dos están colocados para captar el movimiento horizontal en direcciones perpendiculares y el tercero capta el movimiento en dirección vertical. Dichos acelerógrafos están formados por un sistema mecánico de masa y resorte con amortiguamiento magnético que permiten captar fielmente los temblores cuyo contenido de frecuencia esté entre 0 y 25 Hz.

Las ondas sísmicas son registradas en los acelerogramas, que son de gran utilidad al Ingeniero Civil, porque el cálculo de respuestas estructurales requiere del conocimiento de la aceleración en función del tiempo, que no es otra cosa que el acelerograma, conocida la aceleración es posible calcular la velocidad y el desplazamiento del terreno y, con ello obtener los esfuerzos a que se ven sujetas las construcciones durante un sismo. Sobre el manejo de los acelerogramas se abundará en los capítulos III y IV.

Durante el macrosismo del 19 de septiembre se obtuvieron los siguientes registros en el Valle de México: 4 registros en los acelerógrafos instalados en Ciudad Universitaria, en terreno firme (ref. 20), uno en Tacubaya, en terreno firme (ref. 21), uno en los viveros de Coyacán, en la zona de transición (ref. 21), uno en la S.C.T., en arcilla muy deformable de espesor moderado (ref. 15), 2 en la Central de Abastos, en arcilla deformable de mayor espesor (ref. 19), 2 en el lago de Texcoco, en arcilla más deformable y de gran espesor, 2 en Tlahuac, en terreno blando, 2 en la presa Madín.

Se presenta a continuación el acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985, obtenido en el jardín del Instituto de Ingeniería de la UNAM (campo libre, terreno duro), tomado de la ref. 20:



2.6

CAPITULO III

INFLUENCIA DEL TERRENO EN LA RESPUESTA SISMICA

INFLUENCIA DEL TIPO DE TERRENO EN LA RESPUESTA SISMICA

III.1 PREFACIO

La respuesta de un terreno a los sismos, es uno de los aspectos más importantes y complicados en el proceso de diseño de edificaciones; ya desde el siglo XVIII y como consecuencia del sismo de Lisboa (1755) (ref2B), se tuvieron las primeras observaciones acerca de la influencia de las características del terreno en los efectos de los sismos. En la Ciudad de México la concentración de daños en zonas específicas de la ciudad, situadas a distancias similares de la zona de liberación de energía, que otras zonas sin graves daños y donde la única diferencia notable, la constituye el tipo de terreno, se hace más evidente la influencia de éste en la respuesta sísmica.

Después de los graves daños causados por el terremoto del 19 de septiembre, la gente volvió los ojos señalando a la Ingeniería Civil mexicana como la culpable, acusándosela de ineficiente, impreparada y corrupta. En opinión del autor del presente trabajo, si hay culpables, el primero sería el terremoto que de una magnitud de 8.1 (ref. 20, 21), fue muy superior a lo previsto por el reglamento, y en segundo lugar, se tiene el hecho de que gran parte de la capital se encuentra sobre un suelo muy blando (depósitos de arcilla), con alto contenido de agua con un periodo natural de vibración que muy probablemente coincidió con la frecuencia dominante del sismo, esto amplificó las vibraciones, entrando en resonancia el suelo, a su vez ciertas estructuras con periodos naturales de vibración del orden del periodo natural de vibración de los depósitos de arcilla, entraron en resonancia con el suelo, lo que produjo grandes amplificaciones del movimiento llevándolas en muchos casos al colapso total. Por otra parte las ondas sísmicas viajando a través de diferentes materiales y al reflejarse y refractarse en diferentes estratos, también pudieron causar una amplificación del movimiento en la zona de lago de la ciudad.

De lo anterior resulta evidente la influencia del tipo de terreno en la respuesta sísmica, tema de este capítulo, en el que se presenta la teoría de ondas y se demuestra que la velocidad de las ondas son función de propiedades del suelo, como por ejemplo su relación de Poisson, su densidad, entre otras. También se presenta como determinar periodos de vibración de suelos blandos, así el como y porque influyen otros tipos de terreno en la respuesta sísmica.

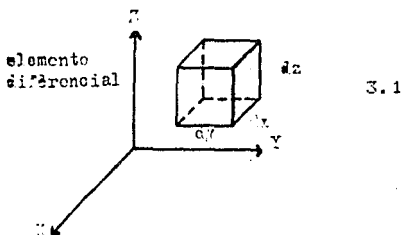
III.2 TEORIA DE ONDAS SISMICAS

Quando se produce un sismo, el suelo experimenta un violento movimiento. La perturbación originada en el foco se propaga en todas direcciones con aceleraciones, periodos y velocidades que dependen de las propiedades dinámicas de los materiales (módulo de Elasticidad, módulo de Rigidez al Cortante, relación de Poisson, etc.). Considerando que la tierra puede ser considerada como un cuerpo homogéneo y elástico. La energía liberada es transmitida por dos tipos de ondas: ondas de compresión y ondas de cortante.

Cerca de la superficie, la tierra no puede modelarse como cuerpo elástico; la manera de transmisión a través de cuerpos inelásticos todavía no está bien comprendida, pero en general el mismo tipo de pulsos aparecen.

A grandes distancias de la fuente, es satisfactorio tratar a las ondas sísmicas como ondas planas en lugar de considerarlas como ondas esféricas. A continuación se presenta la teoría de transmisión de ondas:

Consideran un conjunto de fuerzas actuando sobre un elemento cúbico infinitesimal de densidad ρ , de dimensiones dx , dy , dz , perteneciente a un medio continuo, homogéneo e isótropo; considerando un sistema de referencia cartesiano (fig. 3.1).



De acuerdo con la segunda Ley de Newton, el producto de la masa con la aceleración se igualan con la sumatoria de las fuerzas actuando sobre el medio continuo, descomponiendo en las respectivas proyecciones sobre los ejes cartesianos se tiene:

$$\int \rho a_x dx dy dz = \int \rho X dx dy dz + \int X_n ds \dots (3.1)$$

$$dx dy dz = dv$$

$$\int \rho a_y dv = \int \rho Y dv + \int Y_n ds \dots (3.2)$$

$$\int \rho a_z dv = \int \rho Z dv + \int Z_n ds \dots (3.3)$$

donde X , Y , Z son fuerzas de cuerpo (debidas a campos de aceleración, actuando sobre el continuo); X_n , Y_n , Z_n son fuerzas por unidad de superficie o fuerzas en la frontera (debidas a la interacción directa entre cuerpos vecinos).

Manejando el concepto de Tensor de esfuerzos $[T_{jk}]$ (ref. 55), de la Estática de la Teoría del Medio Continuo (tensor simétrico):

$$[T_{jk}] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Dicho tensor de esfuerzos, permite identificar a los esfuerzos S_n que se producen en la partícula; $[T_{jk}]$ permite conocer las direcciones principales de esfuerzo y las magnitudes de los esfuerzos principales (en un punto), definiendo una elipsoide de Lamé, que describe a todos

los vectores S_n .

El equilibrio de la partícula se garantizará cuando se establezcan las siguientes condiciones:

$$\sum F_x = 0; \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0 \dots (3.4)$$

$$\sum F_y = 0; \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y = 0 \dots (3.5)$$

$$\sum F_z = 0; \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0 \dots (3.6)$$

$$\sum M_x = 0; \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dz - \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} dy + 2 \tau_{xy} = 0 \dots (3.7)$$

$$\sum M_y = 0; \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} dx - \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial x} dz + 2 \tau_{yz} = 0 \dots (3.8)$$

$$\sum M_z = 0; \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} dx - \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy + 2 \tau_{xy} = 0 \dots (3.9)$$

utilizando 3.4, se tiene que:

$$X_{nds} = (dx + dy + dz) dx dy dz \dots (3.10)$$

utilizando el operador divergente: $\text{div } X_n = \dots$; sabiendo que $dv = dx dy dz$; 3.10 se escribe como:

$$\int_V X_{nds} = \int_V \text{div } X_n dv \dots (3.11)$$

de una manera análoga, utilizando 3.5 y 3.6, se llega a:

$$\int_V Y_{nds} = \int_V \text{div } Y_n dv \dots (3.12)$$

$$\int_V Z_{nds} = \int_V \text{div } Z_n dv \dots (3.13)$$

Sustituyendo 3.11, 3.12, 3.13 en 3.1, 3.2, 3.3 respectivamente, estas tres últimas se pueden presentar como:

$$\int_V \rho a_x dv = \int_V (\rho X + \text{div } X_n) dv \dots (3.14)$$

$$\int_V \rho a_y dv = \int_V (\rho Y + \text{div } Y_n) dv \dots (3.15)$$

$$\int_V \rho a_z dv = \int_V (\rho Z + \text{div } Z_n) dv \dots (3.16)$$

Integrando con respecto al volumen se llega a:

$$\int_V \rho a_x = \int_V \rho X + \text{div } X_n \dots (3.17)$$

$$\int_V \rho a_y = \int_V \rho Y + \text{div } Y_n \dots (3.18)$$

$$\int_V \rho a_z = \int_V \rho Z + \text{div } Z_n \dots (3.19)$$

De la Cinemática de los Medios Continuos, que permite describir el movimiento de las partículas sin importar las causas que lo producen (ref. 55), el movimiento del movimiento de todos los puntos de un continuo, queda descrito por el campo vectorial $\vec{v} = f(x, y, z, t)$. En un marco de referencia cartesiano $\vec{v} = U_i + V_j + W_k$, donde U, V, W son funciones continuas. Por lo tanto:

$$a_x = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \ddot{u}; \quad a_y = \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \ddot{v}; \quad a_z = \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \ddot{w} \dots (3.20)$$

Sustituyendo 3.20 en 3.17, 3.18, 3.19, que se pueden expresar como:

$$\rho \ddot{u} = f_x + \text{div } X_n \dots (3.21)$$

$$\rho \ddot{v} = f_y + \text{div } Y_n \dots (3.22)$$

$$\rho \ddot{w} = f_z + \text{div } Z_n \dots (3.23)$$

que son las ecuaciones del movimiento en un punto.

De la Cinemática de la Mecánica de los Medios Continuos, se tiene que el tensor de deformaciones unitarias, que describe el cambio de forma y dimensiones de la partícula es:

$$[E_{jk}] = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \frac{1}{2} \gamma_{zx} \\ \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \epsilon_y & \frac{1}{2} \gamma_{zy} \\ \frac{1}{2} \gamma_{xz} & \frac{1}{2} \gamma_{yz} & \epsilon_z \end{bmatrix}$$

donde:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}; \quad \gamma_{yx} = \gamma_{xy} = \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right); \quad \gamma_{zx} = \gamma_{xz} = \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right); \quad \gamma_{yz} = \gamma_{zy} = \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \dots (3.24)$$

Los invariantes de $[E_{jk}]$ son:

$$J1 = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$$

$$J2 = \epsilon_x \epsilon_y + \epsilon_y \epsilon_z + \epsilon_z \epsilon_x + \dots - \gamma_{xy} - \gamma_{yz} - \dots$$

$$J3 = |E_{jk}|$$

Para deformaciones pequeñas < 0.001 se puede considerar que $J1$ mide el cambio de volumen de una partícula, en lo sucesivo se utilizará la siguiente nomenclatura $J1 = \theta$, que representa la expansión o compresión volumétrica, producida por el estado dinámico de esfuerzos.

Por otra parte se sabe que la Dinámica de la Mecánica de los Medios Continuos intenta relacionar la acción de fuerzas en continuos, con el campo de desplazamientos que ellas producen en el continuo. Al aplicar dichas fuerzas, la Estática de dicha Mecánica permite identificar al tensor de esfuerzos $[T_{jk}]$, debido a la acción de las mencionadas fuerzas; al aparecer $[T_{jk}]$ se puede considerar que genera $[E_{jk}]$. Al conocer $[E_{jk}]$ y seis condiciones de sujeción, el problema del cálculo de desplazamientos, se reduce a encontrar u, v, w partiendo de las seis ecuaciones diferenciales que componen $[E_{jk}]$ (para mayor información del tema consultar ref. 55 y 56). Surgiendo el problema básico de la Dinámica de Medios Continuos, que es relacionar $[T_{jk}]$ y $[E_{jk}]$. Para el caso en que se trabaje con un material homogéneo, isotrópico y en el que las direcciones principales de esfuerzo coinciden con las direcciones principales de deformación, la relación entre $[T_{jk}]$ y $[E_{jk}]$ está definida por las siguientes relaciones constitutivas (ref. 55 y 56):

$$\sigma_x = \lambda \theta + 2\mu \epsilon_x \dots (3.25)$$

$$\sigma_y = \lambda \theta + 2\mu \epsilon_y \dots (3.26)$$

$$\nabla z = \lambda \theta + 2\mu \epsilon z \dots (3.27)$$

$$\zeta_{yx} = \mu \gamma_{yx} \dots (3.28)$$

$$\zeta_{zy} = \mu \gamma_{zy} \dots (3.29)$$

$$\zeta_{zx} = \mu \gamma_{zx} \dots (3.30)$$

donde $\theta = J1 =$ invariante lineal de $[E_{jk}]$; y son operadores diferenciales independientes del tiempo y constantes (operadores de Lamé).

Trabajando con 3.17 y desarrollando el operador diferencial divergente, tenemos:

$$\rho \ddot{u}_i = \rho X + \frac{\partial \zeta_x}{\partial x} + \frac{\partial \zeta_y}{\partial y} + \frac{\partial \zeta_z}{\partial z}$$

Sustituyendo 3.24, 3.25, 3.28 y 3.30 en la anterior ecuación se tiene:

$$\rho \ddot{u} = \rho X + \lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} + 2\mu \frac{\partial \epsilon_x}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

Introduciendo el operador Laplaciano $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ y recordando que $\theta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$ la ecuación previa se puede escribir como:

$$\rho \ddot{u} = \rho X + \lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + \mu \frac{\partial \theta}{\partial x}$$

reordenando:

$$\rho \ddot{u} = \rho X + (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \dots (3.31)$$

de una manera análoga se llega a:

$$\rho \ddot{v} = \rho Y + (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \dots (3.32)$$

$$\rho \ddot{w} = \rho Z + (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \dots (3.33)$$

dichas ecuaciones, son las ecuaciones del movimiento.

Para describir la propagación de ondas sísmicas en un Medio continuo, homogéneo e isotropo se utilizan las ecuaciones del movimiento sin considerar las ondas de cuerpo, como las debidas a la gravedad, ya que dichas fuerzas no son inducidas por el movimiento telúrico, por lo tanto $X=Y=Z=0$, por lo tanto se tiene:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \dots (3.34)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \dots (3.35)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \dots (3.36)$$

Suponiendo que ocurre un movimiento sin rotación de partículas, es decir $\text{rot } \vec{d} = 0$ y derivando 3.34 con respecto a x , 3.35 con respecto a y , 3.36 con respecto a z y sumando dichas derivadas, se llega a:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial t^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial t^2} \right) = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v + (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \dots (3.36.a)$$

Utilizando el operador Laplaciano e introduciendo el Invariante Lineal 0, 3.36.a se puede escribir como: $\rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \nabla^2 \theta + \mu \nabla^2 \theta$

asociando:

$$\rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \nabla^2 \theta \dots (3.37)$$

Dicha ecuación de movimiento representa ondas irrotacionales, que requieren que el material sea compresible, es decir $\theta \neq 0$, la solución de la ecuación diferencial 3.37 es:

$$\theta = \theta_0 e^{i((r-r_0) - \omega t)} \dots (3.38)$$

donde $i = \sqrt{-1}$; $r = C_x X + C_y Y + C_z Z$; C_x, C_y, C_z son los cosenos directores de los ángulos de transmisión.

3.38 representa ondas que inducen cambio solo de volumen, viajando con un periodo $2\pi/\omega$ y un longitud de onda $2\pi/c$.

Las ondas representadas por 3.37 son conocidas como ondas de dilatación y compresión, su velocidad se calcula mediante (ref. 2, 16 y 17):

$$V_p = p/c = \sqrt{(\lambda + 2\mu) / \rho} \dots (3.39)$$

Por otra parte cuando las ondas no producen cambio de volumen implica que $\frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{\partial \theta}{\partial y} = \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0$, es decir, se presenta exclusivamente una distorsión angular y rotación del material. Derivando 3.35 con respecto a x , 3.34 con respecto a y , restando dichas derivadas se tiene:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) = (\lambda + \mu) \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} \right) + \mu \nabla^2 \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right)$$

haciendo las reducciones y asociaciones convenientes se llega a:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) = \mu \nabla^2 \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \dots (3.40)$$

De la Cinemática de la Mecánica de los Medios Continuos, $\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}$ es la proyección del rot \vec{d} sobre el eje z , es decir $\text{rot } \vec{d} \cdot \vec{k}$, es decir, la rotación rígida de las partículas alrededor del eje z . Denotando al rot $\vec{d} \cdot \vec{k}$ como R_z , se tiene:

$$\rho \frac{\partial^2 R_z}{\partial t^2} = \mu \nabla^2 R_z \dots (3.41)$$

de manera análoga:

$$\rho \frac{\partial^2 R_x}{\partial t^2} = \mu \nabla^2 R_x \dots (3.42)$$

$$\rho \frac{\partial^2 R_y}{\partial t^2} = \mu \nabla^2 R_y \dots (3.43)$$

donde R_x es la proyección del vector rotacional sobre el eje x , es decir, $\text{rot } \vec{d} \cdot \vec{i}$; R_y es la proyección del vector rotacional sobre el eje y , o sea, $\text{rot } \vec{d} \cdot \vec{j}$.

Las ecuaciones 3.41, 3.42, 3.43 tienen como solución:

$$R = R_0 e^{i((r-r_0) - \omega t)} \dots (3.44)$$

que representa una distorsión de cortante puro de período $2\pi/P_s$ y longitud de onda $2\pi/C_s$, viajando con una velocidad (ref. 2, 16 y 17) igual a:

$$V_s = P_s / C_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \dots (3.45)$$

De lo previamente expuesto se puede concluir: "En un medio semi-infinito, homogéneo, isotrópico y de iguales direcciones de esfuerzo y deformación, sujeto a sollicitaciones sísmicas, que inducen en él, pequeños esfuerzos; solo se generan dos tipos de ondas, que son ondas de compresión y ondas de cortante".

Dichas ondas serán tratadas ampliamente en este capítulo.

III.3 TIPO DE ONDAS

Se ha demostrado que al producirse un evento sísmico se originan ondas de compresión-dilatación y ondas transversales o de cortante; ambas son conocidas como ondas de cuerpo.

Reescribiendo la ecuación que describe la velocidad de las ondas de compresión-dilatación en función de los módulos elásticos se tiene (ref. 16, 17):

$$V_p = [(\lambda + 2\mu) / \rho]^{1/2} \dots (3.46)$$

De igual manera escribiendo la ecuación que describe la velocidad de las ondas de cortante en función de los módulos elásticos:

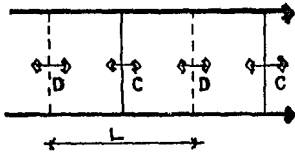
$$V_s = (\mu / \rho)^{1/2} \dots (3.47)$$

Comparando las dos ecuaciones es fácil observar los radicandos, de lo que se concluye que $V_p > V_s$. Lo que implica que las ondas de dilatación y compresión viajan a mayor velocidad que las ondas de cortante.

Desde los primeros registros de los movimientos sísmicos se notó que las gráficas consistían en tres conjuntos de ondas, al primer tren de ondas en llegar se le denominó ondas primarias u ondas P y que son las ondas de compresión-dilatación, también conocidas como longitudinales. Al segundo conjunto se les dio el nombre de secundarias y son las ondas de cortante u ondas S, las terceras fueron designadas como ondas largas o L.

Las ondas P pueden transmitirse a través de cualquier material (sólido, líquido o gaseoso). Estas mueven a las partículas hacia atrás y hacia adelante alternativamente, en consecuencia los materiales en la trayectoria de estas ondas se comprimen y expanden en forma alternativa, es decir implica un cambio de volumen del sólido (como ya se ha demostrado al deducir las ecuaciones del movimiento). Como se muestra en la figura 3.2:

3.2



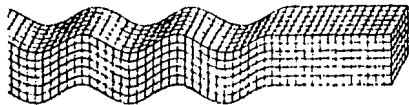
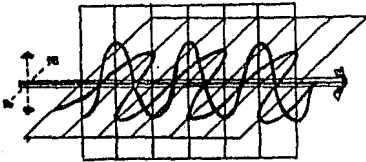
ONDAS LONGITUDINALES



ONDA P (PRIMARIA)

Las ondas S solo pueden propagarse a través de los sólidos. El movimiento de las partículas del medio sujeto a ondas S es perpendicular a la dirección de propagación. Las ondas S pueden sufrir una polarización plana. En sismología cuando una onda S esta polarizada de manera que todo el movimiento de una partícula tiene lugar en dirección horizontal se llama onda SH; cuando todos los movimientos tienen lugar en planos verticales se llama onda SV lo escrito anteriormente se muestra en la figura 3.3

3.3



ONDA S (SECUNDARIA)

ONDAS TRANSVERSALES

Las ondas S no producen cambios de volumen. La diferencia de velocidades de las ondas P y S ($V_p > V_s$) es usada para determinar la localización del epicentro (ver capítulo anterior de este trabajo). Recordando que $V_p = \left[\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right]^{1/2}$ y $V_s = \left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{1/2}$, la velocidad de las ondas P es función del módulo de Poisson, ya que $\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$. Considerando en roca un modulo de Poisson=0.25 y en suelos saturados=0.5, implica que la V_p es grande. La velocidad de las ondas S es función sólo de la rigidez del suelo e independiente del módulo de Poisson, por lo tanto la precisión obtenida en problemas donde se involucran las ondas S es mayor, ya que no es necesario determinar ν .

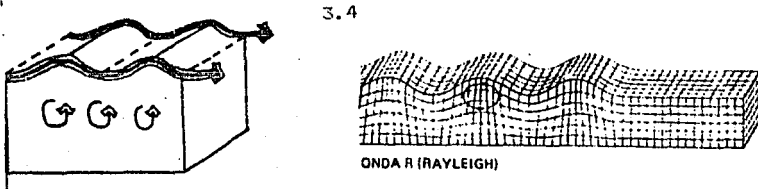
En un medio homogéneo e infinito, a grandes distancias de la fuente, se puede esperar dos tipos de ondas, una longitudinal P y posteriormente una transversal S. Los terminos de las ecuaciones que explican dichas ondas, que indican que las ondas decaen con la distancia son despreciados, es decir las ondas P y S no son dispersivas. Pero se ha encontrado (ref. 16, 17) en el análisis de eventos en medios homogéneos e infinitos, terminos que describen movimientos diferentes a las ondas longitudinales P y transversales S puras, que muestran un decaimiento de la amplitud inversamente con el cuadrado de la distancia. Es decir se presentan dos tipos de ondas:

Ondas de cuerpo o precursoras.- viajan por el interior de la tierra,

no son dispersivas y que son las ondas P y S.

Ondas de superficie o largas.- cuando las ondas de cuerpo alcanzan la superficie libre del terreno se reflejan parcialmente y se transforman, dando lugar a las ondas de superficie o largas, cuya amplitud decae exponencialmente y que se propagan por la superficie (que es un medio semi-infinito, que ya no es un medio de transmisión ideal, supuesto en la explicación de transmisión de ondas del subcapítulo III.2), dichas ondas se empiezan a transmitir alrededor del epicentro. Las principales ondas superficiales son las ondas Rayleigh y ondas Love.

El movimiento superficial durante el paso de una onda Rayleigh es elíptico. Las partículas se mueven en un plano vertical que contiene a la fuente y el punto de observación. El eje mayor de la elipse está contenido en un plano vertical y el movimiento es retrogrado, su amplitud decae exponencialmente con la profundidad, como se muestra en la figura 3.4:

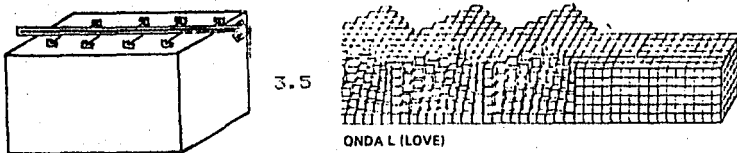


Partiendo de la siguiente ecuación (ref. 2)

$$(2 - \nu_r^2 / \nu_s^2)^2 = 4(1 - \nu_r^2 / \nu_p^2)^{1/2} (1 - \nu_r^2 / \nu_s^2)^{1/2} \dots (3.48)$$

Rayleigh determinó la velocidad de las ondas que llevan su nombre.

Las ondas Love son transversales con vibraciones horizontales; el decaimiento exponencial ocurre en el medio inferior. Sólo se presentan en medios estratificados. El movimiento de las partículas es paralelo a la superficie libre y perpendicular a la dirección de propagación, ver figura 3.5:



ONDAS LOVE

Las ondas Love se presentan cuando el terreno consiste en un estrato superior que está sobre un medio semi-infinito en que la velocidad de las ondas de cortante c es mayor que las del estrato. La velocidad de las ondas Love cae entre estas dos velocidades de las ondas de cortante y

es función de la frecuencia, y su velocidad se determina mediante:

$$\mu(1-V_1^2/V_s^2)^{1/2} - \mu'(1-V_1^2/V_s'^2) - 1]^{1/2} \tan kH(1-V_1^2/V_s'^2) - 1]^{1/2} = 0 \dots (3.49)$$

Donde la velocidad del estrato, $k' = w/V_1$, w es la frecuencia circular de las ondas. Cuando $k \rightarrow 0$ (ondas largas) $V_1 \rightarrow V_s$ y cuando $k \rightarrow \infty$ (ondas cortas) $V_1 \rightarrow V_s'$.

III.4 PROPAGACION DE ONDAS

Los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas que afectan a las estructuras, son función de las características de las ondas sísmicas que llegan al sitio de interés; que, originadas en el foco, dependen de los diferentes materiales que atraviesan, es decir son funciones del tipo de terreno.

La propagación de las ondas se rigen por los dos siguientes principios fundamentales:

-Principio de Huyghens:

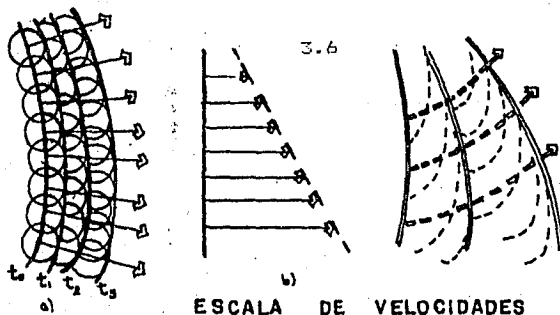
"Todo punto de frente de onda se comporta como un nuevo centro generador de ondas".

-Principio de Fermat:

"El movimiento ondulatorio entre dos puntos, sigue la trayectoria del tiempo mínimo".

Entendiéndose como frente de onda, al lugar geométrico de todos los puntos que tienen el mismo estado de vibración o igual tiempo de viaje. En un medio homogéneo e isotrópico, los frentes de ondas consecutivos, a partir de un centro generador, son esféricos y concéntricos.

La trayectoria indica la dirección y sentido de la propagación y es perpendicular al frente de onda (ver fig. 3.6.a).



De acuerdo con el principio de Huyghens si tenemos un medio homogéneo e isotrópico, los desplazamientos de una onda serán proporcionales al

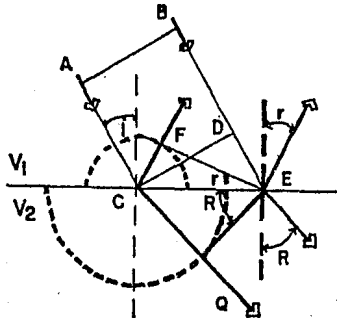
incremento de tiempo y a la velocidad del medio ($V = x / t$), por lo tanto los nuevos frentes de ondas serán paralelos. En medios no homogéneos o anisotropos, los desplazamientos dependerán de la distribución de velocidades y serán diferentes para iguales intervalos de tiempo, cambiando la forma de los frentes de onda subsiguientes y las características de la trayectoria (ver fig. 3.6.b)

Utilizando el principio de Fermat, la trayectoria entre 2 puntos, no necesariamente es una línea recta, esto es posible solo en un medio homogéneo e isotropo; en otro medio, la trayectoria seguirá por el camino de más alta velocidad, lo cual dependerá de la distribución de velocidades. Pero no sólo existe la trayectoria del tiempo mínimo, así el movimiento originado en el foco, llegara a otro punto, por ejemplo el Valle de México, por varios caminos, para lo cuales el tiempo requerido dependerá de las velocidades de los medios que atravesare, generandose varias trayectorias.

De lo expuesto anteriormente se infiere que cambios en los frentes de ondas y las trayectorias, y tiempos de arribo de dichos frentes son función de las velocidades de ondas, que como se recordará son funciones de las características del terreno, haciendose notoria la influencia del terreno en la respuesta sísmica.

Explicando los movimientos que se propagan en medios estratificados, mediante los principios de Huyghens y de Fermat, tenemos: un frente de onda AB, limitado por 2 trayectorias, avanza hacia una discontinuidad con una velocidad V_1 formando un ángulo incidente i con la normal a la discontinuidad. Al avanzar el frente de onda AB, llega a la posición CD, en el punto C empieza a vibrar, teniendose desplazamientos proporcionales a V_1 y a V_2 en cada medio.

En un tiempo T, el punto D avanza hacia el punto E, mientras el punto C ha vibrado, teniendo un desplazamiento CF en el medio de velocidad V_1 , y CG en el medio de velocidad V_2 ; lo previamente expuesto se comprenderá mejor observando la fig. 3.7:



3.7

En el medio V_1 (ver fig. 3.7):

CFE ; $\text{sen } r = CF/CE$; $CE = CF/\text{sen } r$; $CF = V_1 \Delta t$

$$CDE; \text{sen } i = DE/CE; CE = DE/\text{sen } i; DE = V_1 \Delta t.$$

igualando CE

$$CE = CF/\text{sen } r = DE/\text{Sen } i$$

sustituyendo $CF = DE = V_1 \Delta t$:

$V_1 \Delta t / \text{sen } r = V_1 \Delta t / \text{sen } i$; por lo tanto:

$$\text{sen } i = \text{sen } r \dots (3.50)$$

La ecuación 3.52 es la primera Ley de Snell o Ley de la reflexión (ref. 16 y 17).

Analizando simultáneamente los medios V_1 y V_2 (ver fig. 3.7)

$$CDE; \text{sen } i = DE/CE; CE = DE/\text{sen } i$$

$$CEG; \text{sen } R = CG/CE; CE = CG/\text{sen } R$$

igualando CE

$DE/\text{sen } i = CG/\text{sen } R$; pero $DE = V_1 \Delta t$ y $CG = V_2 \Delta t$; por lo tanto tenemos: $V_1 \Delta t / \text{sen } i = V_2 \Delta t / \text{sen } R$; lo que conduce después de las simplificaciones y arreglos correspondientes a:

$$\text{sen } i / \text{sen } R = V_1 / V_2 \dots (3.51)$$

a la ecuación 3.51 se le conoce como segunda Ley de Snell o Ley de Refracción (ref. 16 y 17).

La Ley de Reflexión y la Ley de Refracción son muy aplicadas en el análisis de la propagación de movimientos ondulatorios.

III.5 DETERMINACION DE V_s

Se presentan tres pruebas de campo para la determinación de V_s . En los tres casos se emplean barrenos. Las ondas son generadas por una carga de explosivos o un martillo, generando las ondas S que se propagan a través del suelo, registrándose el tiempo del primer arribo de las ondas de cortante que viajan de la fuente de energía al geófono, midiéndose V_s directamente. Esquemas de las pruebas: Barreno cruzado; Hacia arriba del barreno; Hacia abajo del barreno; se presentan en la fig. 3.8.

En la técnica del barreno cruzado, se miden las velocidades de ondas de cortante en un plano horizontal entre barreno adyacentes; es muy apropiada para cálculos de respuesta de estratos gruesos u homogéneos. Cuando se usan las técnicas de hacia arriba del barreno y hacia abajo del barreno, los diferentes tipos pueden distinguirse más fácilmente, pero debe tenerse cuidado con los efectos locales del barreno que

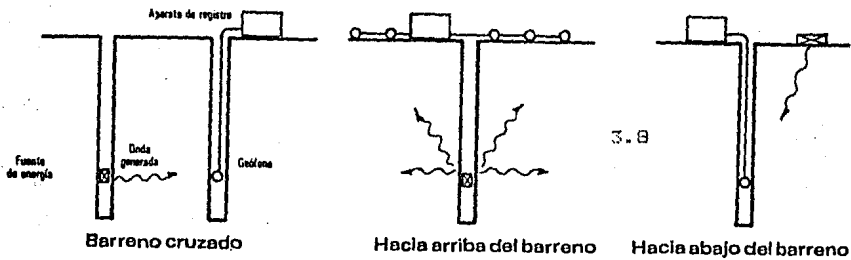
pueden alterar los resultados. El hecho de que se pueden presentar dificultades para interpretar los resultados proviene de la incertidumbre al separar las primeras ondas de cortante que arriban de las ondas longitudinales P que viajan mas rápido.

En general los procedimientos de campo presentados son prácticos porque pueden llevarse a cabo en la mayoría de tipos de suelo, permiten determinar V_s en función de la profundidad y su costo es razonable.

Como se está presentando en este capítulo III, V_s es aplicada en el análisis de la respuesta del suelo, pero además es útil para la determinación del módulo de cortante G dinámico del suelo (se estudiara G detenidamente en III.11), mediante la ecuación:

$$G = \rho V_s^2 \dots (3.52)$$

donde $\rho =$ es la densidad del suelo.

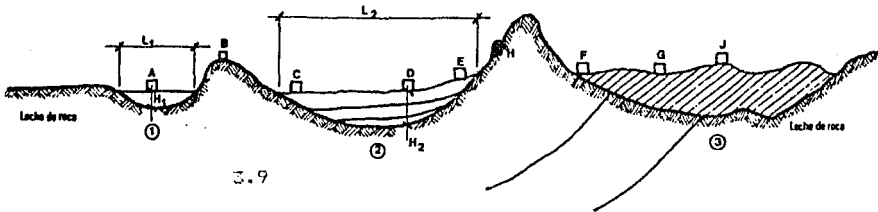


III.6 INFLUENCIA DEL TIPO DE TERRENO EN LA RESPUESTA SISMICA

De lo expuesto en las secciones precedentes de este capítulo, se concluye que al presentarse un movimiento tectónico, se generan ondas sísmicas, que al viajar por la corteza, y debido a los diferentes materiales que atraviesan, estas sufren reflexiones y refracciones, que las modifican, y al estar sus velocidades en función de propiedades dinámicas del terreno (G, E, relación de Poisson, densidad); conjugado esto con las condiciones del suelo local, resulta evidente la influencia del terreno en la respuesta sísmica.

A continuación se expondrá el como las condiciones de suelo local tienen una influencia determinante en la respuesta sísmica del sitio. Si la vibración de la roca base es similar en dos sitios adyacentes, las diferencias en los movimientos en la superficie se deben a la naturaleza del lecho de roca, a la naturaleza geológica, geometría y estratificación de los suelos de depósitos, y también a la topografía del lugar.

Algunas condiciones del suelo y características geológicas locales que afectan las respuestas del sitio son (ver figura 3.9):



- Mientras mayor sea la extensión horizontal (L_1 o L_2) de los suelos más suaves, menores serán los efectos limitrofes de la roca subyacente sobre la respuesta del sitio.

- Las pendientes de los planos estratificados (valles 2 y 3 de la figura 3.9), de los suelos sobreyaciendo el lecho de roca indudablemente afecta la respuesta dinámica del suelo.

- Los cambios horizontales de tipos de suelo a lo largo de un sitio (sitios F y G en la figura 3.9), afectan en forma local la respuesta dentro del sitio y pueden afectar la seguridad de un edificio desplantado en los dos tipos de suelo.

- La topografía del lecho de roca y los suelos depositados, tienen varios efectos sobre las ondas sísmicas que llegan, tales como reflexión, refracción, enfoque y difracción. Por ejemplo sólo irregularidades ocultas en el lecho de roca, explican las diferencias, de la respuesta observada en dos sitios del campus del Instituto Tecnológico de California (ref. 3), que durante el sismo de San Fernando de 1971, se registraron para un sitio una aceleración máxima de $0.21g$ y en el otro de $0.11g$, no obstante que los perfiles estratigráficos del subsuelo de ambos sitios pueden ser considerados idénticos.

- Otra característica topográfica que afecta la respuesta es la de las cordilleras (sitio B en la figura 3.9), donde puede presentarse una amplificación del movimiento del lecho de roca.

- Las pendientes de depósitos sedimentarios pueden fallar completamente durante un sismo. En terreno escarpados (sitio H en la figura 3.9), la falla puede ser en forma de avalanchas. Esto ocurrió durante los sismos del norte de Perú en mayo 31 de 1970 (ref. 3), en que fueron sepultados pueblos enteros.

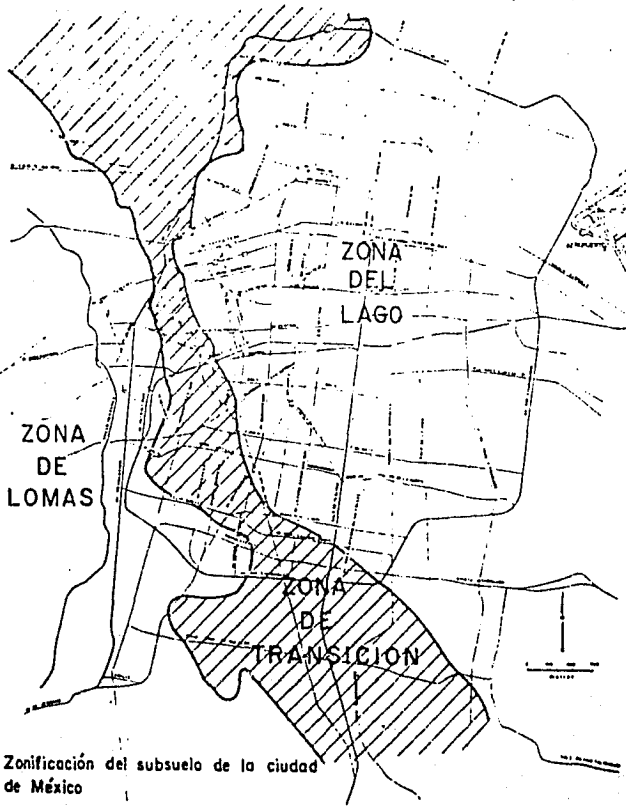
- Pueden ocurrir fallas espectaculares de suelo en pendientes suaves, como en el sismo de 1964 en Alaska y en el sismo de 1968 en Tokachi-Oki, Japon (ref. 3). Las fallas de taludes en el sismo de Alaska se debieron a la licuación de arenas, tema que por su

importancia, se le dedica un subcapítulo en este trabajo. En el sismo de Tokachi-Oki algunas fallas de los taludes ocurrieron en los estratos superiores del suelo que se deslizaron sobre los estratos de arcilla (humeda), que los soportaban; esto podría ocurrir en el sitio E de la figura 3.9.

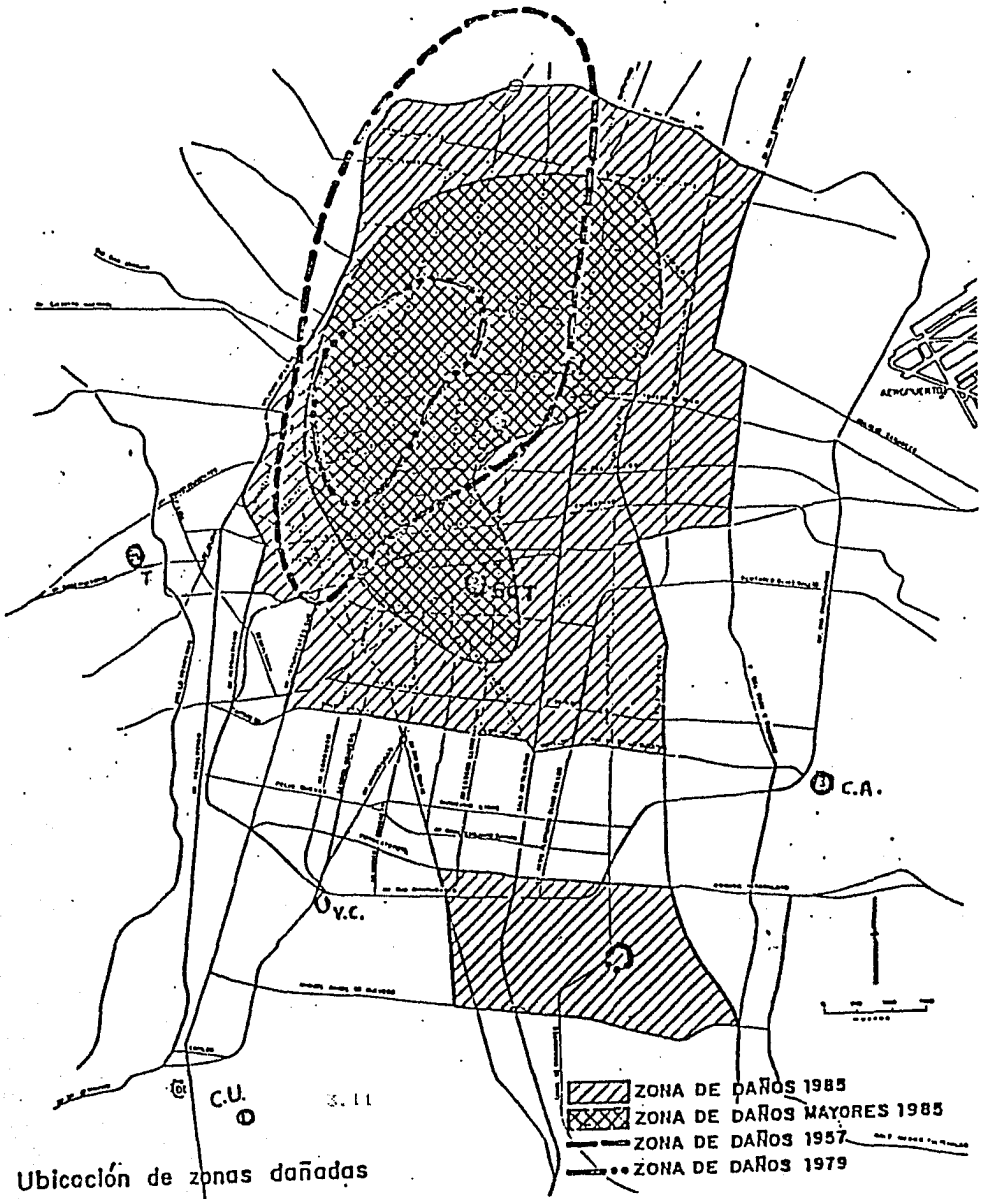
- El contenido de agua del suelo es un factor importante en la respuesta del sitio. Esto es notable en el fenómeno de licuación (tema de un subcapítulo posterior) en terrenos planos compuestos de suelos no cohesivos saturados, ejemplo de licuaciones lo tenemos además de los dos sismos mencionados en el inciso anterior, el de Niigata, Japon en 1964 (ver ref. 2 y 3).

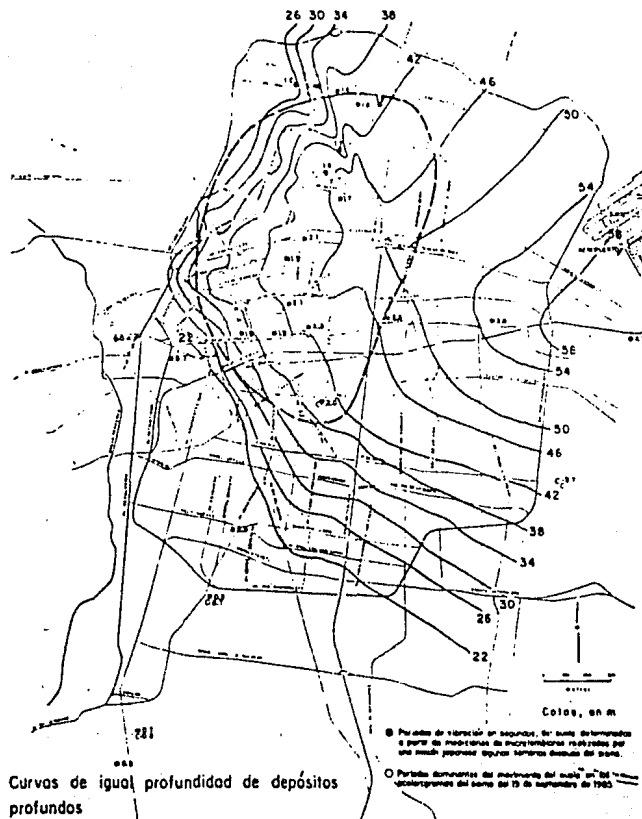
- La profundidad (H1 o H2 en la figura 3.9) del suelo sobreyaciendo el lecho de roca afecta la respuesta sísmica: el periodo natural del suelo se incrementa al aumentar la profundidad. Esto ayuda a determinar las frecuencias de ondas que son filtradas por los suelos y también se relaciona con la interacción suelo-estructura, propia de un sismo. Ejemplos notables de sismos en que el periodo natural de estructuras que fueron dañadas aparece estrechamente relacionado con la profundidades de los depósitos son: los sismo de 1957, 1979, 1985 en la Ciudad de México y el sismo del 29 de julio de 1967 en Caracas, Venezuela, donde se demostró que la rigidez del suelo no sólo depende de la compacidad en los suelos gruesos, sino que también influye el espesor (ref. 28). La magnitud del sismo fue de 6.4 y su epicentro se localizó a unos 55 km de Caracas. La ciudad esta localizada en un valle formado por depositos aluviales, considerados buenos suelos de cimentación: arenas, gravas y algunas capas de arcilla dura. Los danos se concentraron en el lado oeste de Caracas, donde hubo colapsos de edificios de 10 a 12 niveles y danos en los de mas de 14 pisos. En cambio en el norte de la ciudad, el dano fue considerable en estructuras de uno y dos niveles, de lo anterior se observa que el espesor de los suelos es un factor fundamental en la respuesta sísmica.

En la Ciudad de México, que se encuentra dividida en tres zonas de acuerdo al tipo de subsuelo por el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (ref. 10), y que son: la zona de lomas, que se encuentra al poniente y al sur del Valle de México, al pie de la Sierra de las Cruces y Chichinautzin, que se compone de rocas porosas, lahares, materiales aluviales gruesos y colados de lava; la zona de lago, localizada en la antigua área lacustre, constituida por depósitos de arcillas blandas de alta compresibilidad y la zona de transición, que es una franja de materiales arcillosos de poco espesor intercalados con estratos más resistentes, como se muestra en la figura 3.10. La zona de mayor densidad de danos debidos a los terremotos del 28 de julio de 1957, del 14 de marzo de 1979 y el mas devastador de todos el del 19 de septiembre de 1985, se ha concentrado en la zona de lago, como puede observarse en la figura 3.11, donde de acuerdo con la figura 3.12 en dicha zona, la profundidad de los depositos profundos (segunda capa dura) estan comprendidos entre los 25 y 50 m. A continuación se presentan las fig. 3.10, 3.11, 3.12, 3.13.

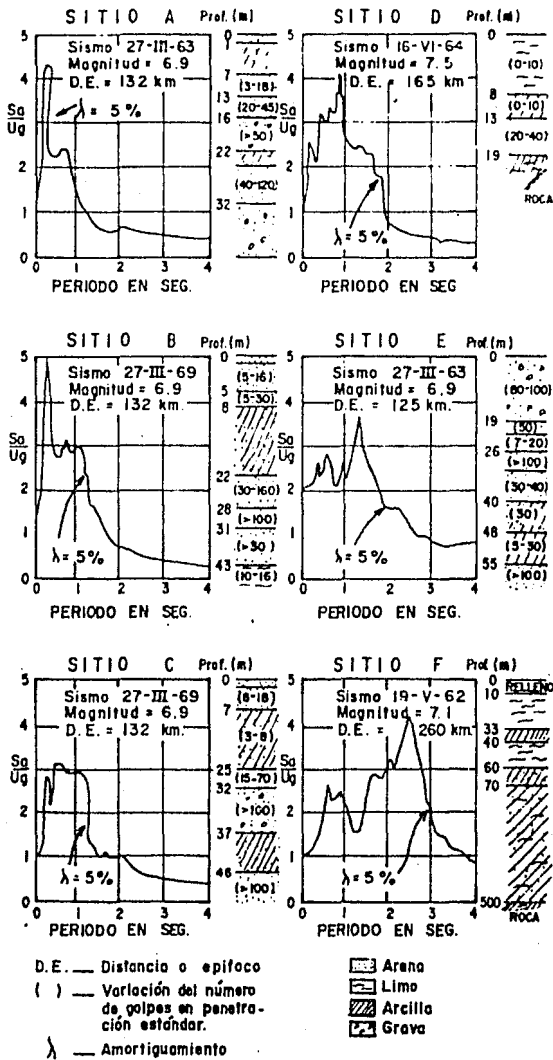


3.10





3.12



Se deduce de lo expuesto previamente que la respuesta sísmica es función de espesor del terreno blando, tema de la siguiente sección.

Concluyendo, la respuesta sísmica de un sitio y las estructuras construidas sobre el, es una función de los tipos de suelo locales y de sus condiciones. Esto se observa en los espectros de respuesta de la fig. 3.13, obtenidos en sitios alejados de los epicentros. Se indican también las características de los suelos y se han organizado de manera que al pasar de uno a otro la rigidez del suelo va disminuyendo relativamente al ir apareciendo espesores mayores de suelos finos. Se observa que a medida que la rigidez de los suelos va disminuyendo el período al que se presenta la aceleración máxima aumenta, desde 0.3 seg, para el suelo más rígido, hasta 2.5 seg para el menos rígido. Por lo que dependiendo del tipo de suelo será importante determinar su período natural de vibración y compararlo con el período natural de vibración de la estructura sobreyacente, para evitar que sean del mismo orden y así reducir la probabilidad de daño o colapso debido al fenómeno de resonancia.

III.7 INFLUENCIA DEL TERRENO BLANDO EN LA RESPUESTA SISMICA

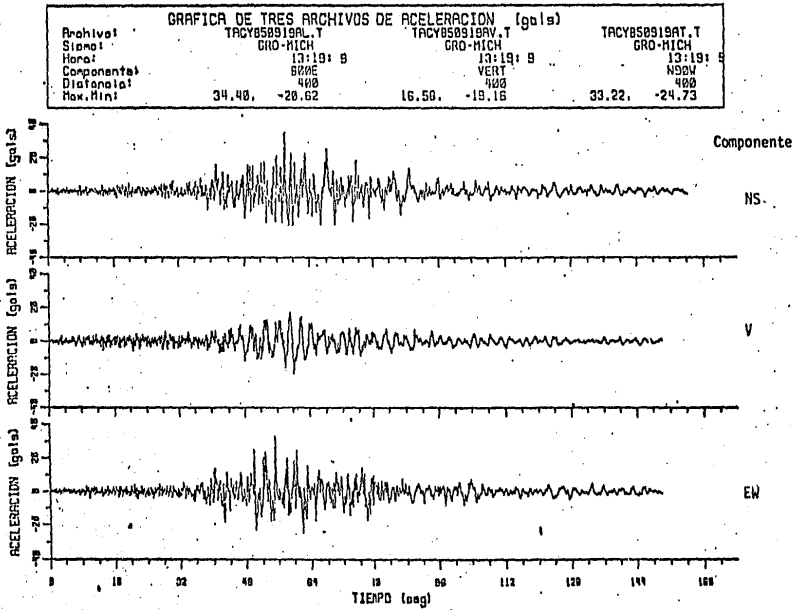
En la sección anterior se ha demostrado que en la Ciudad de México, la proporción de daños en construcciones era mayor en terreno compresible que en terreno firme, pero además el efecto es más pronunciado para estructuras de período natural largo.

Lo anterior concuerda con las conclusiones obtenidas de estudiar los registros instrumentales de temblores de estaciones en terreno firme y en terreno compresible. Para ilustrar esto, se presentan los acelerogramas registrados en el Observatorio Sismológico de Tacubaya (fig. 3.14), localizado en terreno firme (zona de lomas) y en el edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (fig. 3.15), en terreno blando (zona de lago).

Se observa que mientras que el acelerograma obtenido en Tacubaya duro 160 seg, cuya parte más importante va del segundo 32 al 96, con aceleraciones máximas de 34, 19 y 33 gals (cm/seg) en las direcciones NS, V. (vertical) y EW respectivamente, en el registrado en S. C. T. la duración es mayor que 160 seg y las aceleraciones máximas para la dirección NS fue de 98 gals, para la V de 36 gals, y para la EW de 168 gals.

Lo que pone de manifiesto es como dos sitios ubicados prácticamente a la misma distancia del epicentro, tiene diferentes características de movimientos superficiales debidos a la presencia de diferentes terrenos. En las hojas subsecuentes se presentan las fig. 3.14 y 3.15

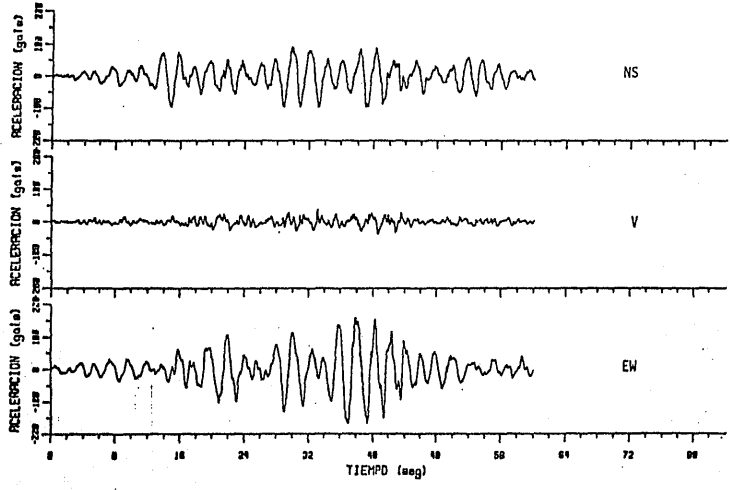
De la observación de las fig. 3.14 y 3.15 resulta evidente también el como por la presencia del suelo blando, los efectos se magnifican; el porque de esto se explica a continuación.



3.14 Acelerograma corregido del sismo del 19 de septiembre de 1985, obtenido en el Observatorio Sismológico de Tachubaya en México D.F.

3.15

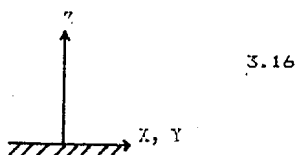
GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)					
Archivo:	SCT1858919AL.T	SCT1858919AV.T	SCT1858919AT.T		
Stacio:	GRD-MICH	GRD-MICH	GRD-MICH		
Hora:	13:19:43	13:19:43	13:19:43		
Componenta:	LONG	VERT	TRAN		
Distancia:	400	400	400		
Max,Min:	89.95. -97.65	36.36. -36.43	158.74. -167.79		



En el Valle de México las ondas sísmicas son transmitidas de la capa dura a los sedimentos saturados de origen lacustre, que son los estratos de arcilla. Las ondas longitudinales u ondas P, sin embargo, no son transmitidas con grandes amplitudes en los estratos de arcilla, por que éstos se encuentran saturados y no pueden cambiar de volumen instantáneamente. Por lo tanto solo las ondas S (volumen constante) producen grandes desplazamientos de arcilla, debido a las distorsiones de los estratos.

Las ondas de superficie (Rayleigh y Love) en este caso particular producen movimientos que son despreciables, comparados con los producidos por las ondas de cortante, como se observa en los acelerogramas registrados durante el macrosismo del 19 de septiembre de 1985. En la fig. 3.15 se puede ver el predominio de las ondas Secundarias, siendo éstas las que mayores velocidades y desplazamientos inducen en el terreno y por lo tanto en las estructuras. Es decir, que las ondas que producen mas daño en subsuelos arcillosos saturados son las ondas S o de cortante. Cuando las ondas sísmicas provenientes de terrenos firmes son transmitidas a depósitos de arcilla, como es el caso de la Ciudad de México en su zona de lago; las ondas de cortante producen un movimiento oscilatorio del terreno y las ondas P producen un movimiento trepidatorio.

Las ondas S generadas en la frontera entre el suelo blando de alta compresibilidad y el terreno firme, se transmiten hasta alcanzar la superficie viajando con una velocidad V_s y en dirección vertical. Estableciendo el siguiente sistema de referencia (fig. 3.16):



recordando que las ecuaciones que describen el movimiento de las ondas en un medio continuo, homogéneo e isótropo son:

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 U = \rho \frac{\partial^2 U}{\partial t^2}$$

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \nabla^2 V = \rho \frac{\partial^2 V}{\partial t^2}$$

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \nabla^2 W = \rho \frac{\partial^2 W}{\partial t^2}$$

pero por tratarse de ondas de cortante (sin cambio de volumen), por lo tanto $\frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{\partial \theta}{\partial y} = \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0$. Recordando el operador diferencial Laplaciano $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ y siendo la transmisión en dirección vertical, de $\nabla^2 U$ solo se tendrá la $\frac{\partial^2 U}{\partial z^2}$ y de igual modo de $\nabla^2 V$ existirá solo la $\frac{\partial^2 V}{\partial z^2}$; careciendo de sentido W. Por consiguiente las ecuaciones del movimiento se reducen a:

$$\mu \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots (3.53)$$

$$\mu \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \dots (3.54)$$

reacomodando 3.53 y 3.54 se tiene:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\mu}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \dots (3.55)$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = \frac{\mu}{\rho} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \dots (3.56)$$

Comparando dichas ecuaciones con las expresiones que rigen la vibración de una cuerda y una barra (ref. 9) y que son:

Para una cuerda elástica $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = a^2 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$; donde $a^2 = Fg/YA$, siendo F la fuerza de tensión, A el área transversal, g la gravedad, Y el peso volumétrico.

Para una barra en torsión $\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = a^2 \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}$; donde $a^2 = G/\rho$ y θ el giro, siendo G el módulo de rigidez al cortante y ρ la densidad.

Las ecuaciones 3.55, 3.56, la de la vibración de una cuerda elástica y la vibración de una barra sometida a torsión son análogas y su solución está perfectamente bien determinada mediante la utilización del método de "separación de variables" (el lector puede consultar cualquier libro de Ecuaciones Diferenciales).

Para la solución de 3.55 y 3.56 se establecen las siguientes condiciones de frontera (ver ref. 1):

- 1) para $t=0$, $U=V=0$
- 2) para $z=0$, $U=V=0$
- 3) para $z=D$ (ver fig. 3.16), $\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial v}{\partial z} = 0$, $U=U_0$ y $V=V_0$.

Se sigue considerando un medio continuo homogéneo, isótropo y de igual dirección de esfuerzos y deformaciones principales.

Se trabajara con 3.55, ya que lo que resulte se aplicará a 3.56. La solución de general de 3.55 es del tipo $U(z,t)$ y es (ref. 1):

$$U(z,t) = [m_1 \cos(cz) + n_1 \sin(cz)] [m_2 \cos(c\sqrt{\frac{\mu}{\rho}}t) + n_2 \sin(c\sqrt{\frac{\mu}{\rho}}t)] \dots (3.57)$$

Aplicando en 3.57 la condición 1), se tiene que $m_2=0$; aplicando la condición 2) en 3. se llega a que $m_1=0$. Por lo tanto, debido a que $m_1=m_2=0$, la ecuación 3. se puede escribir como:

$$U(z,t) = n_1 n_2 \sin(cz) \sin(c\sqrt{\frac{\mu}{\rho}}t) \dots (3.58)$$

Haciendo una analogía de la anterior ecuación con la solución de la ecuación diferencial de una cuerda elástica:

$$Y = A \sin\left(\sum kx\right) \sin(w_n t) \dots (3.59)$$

por analogía de 3.58 con 3.59 el producto $n_1 n_2$, así como A representan

la amplitud (máximo desplazamiento); T_n y c son funciones del modo de oscilación; que recordando la Teoría de Oscilaciones Simples, cada modo de oscilación representa una posibilidad de movimiento del sistema y $\frac{\partial u}{\partial t}$ y v representan la frecuencia angular, que tiene dimensiones del recíproco del tiempo y que queda definida por:

$$w = 2\pi/T \dots (3.60)$$

donde T es el período de vibración que se define como el tiempo requerido para completar una oscilación completa o ciclo; otra definición es: el período T es el tiempo necesario para que la onda recorra una distancia de longitud de onda, o sea, longitud de onda entre velocidad de onda.

Sustituyendo la condición de frontera 3): para $z=D$, $\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial v}{\partial z} = 0$; $U=U_0$ y $V=V_0$, se tendrá (ref. 1):

$$cD = \frac{\pi}{2}(2n-1); n=1, 2, 3 \dots (3.61)$$

La frecuencia circular w del enésimo modo de vibración del estrato de espesor D se obtiene partiendo de:

$$w_n = c \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \dots (3.62)$$

despejando c de 3.61 y sustituyendo en 3.62 se llega a la siguiente ecuación:

$$w_n = \frac{\pi}{2} \frac{(2n-1)}{D} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \dots (3.63)$$

sustituyendo la anterior ecuación en 3.60 se tiene lo siguiente:

$$\frac{\pi}{2} \frac{(2n-1)}{D} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \frac{2\pi}{T_n} \dots (3.64)$$

despejando T_n y haciendo las simplificaciones correspondientes, se llega a la expresión:

$$T_n = \frac{4D}{(2n-1)} \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} \dots (3.65)$$

De la definición de período T igual el cociente entre la longitud de onda y velocidad de la misma, de la ecuación anterior $4D/(2n-1)$ es la longitud de onda y como ya se ha demostrado (ver III.2) $V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$.

Para múltiplos de $T_n/4$ se obtiene la máxima amplitud, definida en 3.58 por el producto $n \sin 2z$; por lo tanto $n \sin 2z = U_0$ y V_0 respectivamente (concepto de máximos y mínimos $\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial v}{\partial z} = 0$). Despejando $\sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$ de 3.65 y haciendo $n=1$ (primer modo de vibración), se llega a:

$$\sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = 4D/T \dots (3.66)$$

sustituyendo 3.65 y 3.61 en 3.58 y haciendo las simplificaciones pertinentes se llega que las componentes U y V del movimiento toman la siguiente configuración:

$$\text{Sen}[(2n-1)z] \text{Sen}[2\pi t (2n-1)/T] \dots (3.67)$$

se puede observar que si V_s es la velocidad de propagación de las ondas S, éstas alcanzan su máxima amplitud para valores de $T1/4$ y $3T1/4$, viajando en dicho tiempo a través de los sedimentos del subsuelo blando en distancias proporcionales a $D/(2n-1)$.

Concluyendo: los períodos para los cuales se presenta una magnificación de esfuerzos y desplazamientos, en suelos blandos sobreyaciendo terreno firme, se calculan mediante (ref. 1):

$$T_n = 4D / [(2n-1)V_s] \dots (3.68)$$

donde D es el espesor del estrato, n es el modo de vibración y V_s es la velocidad de las ondas de cortante, que como ya se estableció en III.2 es una función de las propiedades dinámicas del suelo.

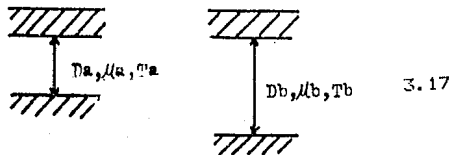
Si T_a , D_a y V_{sa} son propiedades mecánicas y geométricas de un lugar a (ver fig. 3.17) y T_b , D_b y V_{sb} son propiedades de una localización b (ver fig. 3.17), entonces:

$$T_a / T_b = D_a V_{sb} / D_b V_{sa} \dots (3.69)$$

si se considera que $f_a = f_b$, por lo tanto:

$$T_a / T_b = D_a \sqrt{\mu_b} / D_b \sqrt{\mu_a} \dots (3.70)$$

llegando al teorema establecido por Zeevaert (ref. 1): "Los períodos de resonancia de depósitos de suelos son proporcionales a sus espesores, e inversamente proporcionales a la raíz cuadrada de sus rigideces".



III.8 PERIODOS DE RESONANCIA EN SUELOS ESTRATIFICADOS

Es conveniente aclarar que por resonancia se entiende (ref. 7) como el fenómeno que se presenta cuando se transfiere la máxima potencia desde la unidad impulsora (en este caso la capa dura del terreno) hasta el sistema oscilatorio (en este caso los estratos de suelo blando). El tema será tratado mas ampliamente en el siguiente capítulo, por el momento solo se presentan algunas expresiones para calcular los períodos de resonancia en suelos estratificados.

Los conceptos del comportamiento del subsuelo (considerandolo

homogéneo, isotrópico y de iguales direcciones de esfuerzos y deformaciones principales) presentado anteriormente, pueden ser utilizados para el estudio de un subsuelo estratificado, partiendo de:

$$T_n = 4D / [(2n-1)V_s] \dots (3.6)$$

se puede concluir que (ref. 1):

$$\Delta T_i = 4d_i / (V_s)_i \dots (3.71)$$

donde:

$(V_s)_i$ = promedio de velocidades de ondas S en el estrato de espesor d_i .

d_i = espesor del estrato.

T_i = el período fundamental de resonancia de un estrato.

La anterior expresión (3.71) representa el tiempo requerido para que una onda con velocidad V_s viaje a través del estrato de espesor d_i . También a partir de (3.71) se puede concluir que cuando una onda S de longitud de onda $4d_i$ cruza el estrato, es reflejada.

Para determinar el período de resonancia en el subsuelo estratificado, se suman los correspondientes a todos los estratos confinados entre la capa dura y la superficie, es decir mediante:

$$T_n = 4 \sum_{i=1}^n d_i / (V_s)_i \dots (3.72)$$

Cuando la masa del suelo está formada por varios estratos, las ondas de cortante generadas en la base firme y viajando hacia la superficie hacen entrar en resonancia parcial a los estratos o la suma de estos cuyo(s) espesores son compatibles con la longitud de onda S que los atraviesa y esta es reflejada. Este fenómeno probablemente ocurra también cuando algunos estratos de suelo blando con las mismas características físicas están limitados en la parte superior e inferior por estrato de mayor rigidez, y son sometidos a una excitación sísmica.

Esto pudo haber ocurrido durante el macrosismo del 19 de septiembre de 1985, en la Ciudad de México, donde el período natural de vibración de los estratos de arcilla probablemente coincidió con el período de vibración de las ondas llegaron a el valle, entrando en resonancia, amplificando las vibraciones. También es factible que los llamados depósitos profundos, formados por suelos arenosos finos en estado muy compacto, que en ocasiones contienen lentes delgadas de arcilla, entrarán en resonancia con los depósitos de arcilla.

Por otra parte el Uniform Building Code (ver ref. 9), propone las siguientes expresiones para calcular el período natural de un solo estrato:

$$T_s = 4H_i / V_s \dots (3.73)$$

$$V_s = R \frac{1}{2} V_{si} H / H \dots (3.74)$$

$$H = \sum H_i \dots (3.75)$$

y las siguientes expresiones para varios estratos:

$$T_i = 4H_i / v_{si} \dots (3.76)$$

$$H_2 T_1 / H_1 T_2 = \tan(\pi T_1 / 2 T_s) \tan(\pi T_2 / 2 T_s) \dots (3.77)$$

El proceso se realiza para cada dos estratos, como se asume una densidad constante el período resultante se debe corregir con:

$$T_s = T_s' / R \dots (3.78)$$

donde para las ecuaciones anteriores:

v_{si} = velocidad de las ondas de cortante en ft/seg para cada estrato.

v_s = velocidad de ondas de cortante corregida y equivalente.

g = aceleración de la gravedad.

H_i = espesor del estrato i -ésimo.

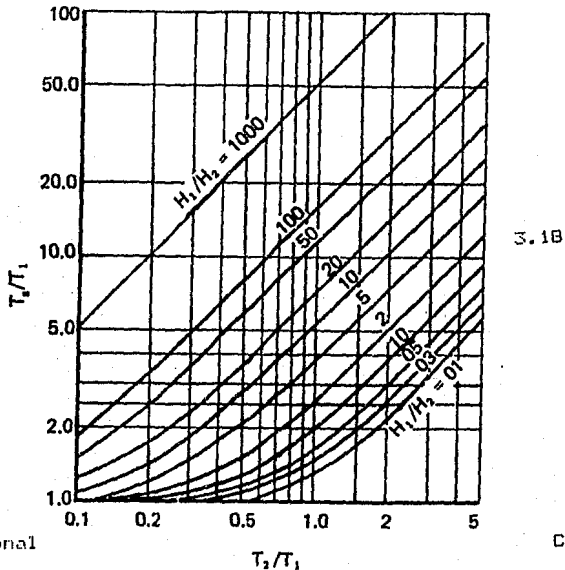
H = espesor total hasta el lecho de roca, no mayor de 500 ft (153 m).

R = factor de conversión, $0.67 < R < 0.90$

T_s = período natural.

Como lecho de roca se entiende un material subyacente con una $v_s \geq 2500$ ft/seg (762 m/seg) con deformaciones del 0.0001% y que no tiene velocidades menores bajo el.

La siguiente gráfica (fig. 3.1B) se utiliza para poder emplear las expresiones presentadas:



III.9 VIGA DE CORTANTE

Otro camino para predecir por un modelo teórico la forma en que los trenes de ondas y por lo tanto los registros y los espectros de temblores se ven afectados por la presencia de suelos blandos con terreno firme subyacente, considerado los conceptos fundamentales de la Dinámica de los Medios Continuos, es utilizando el modelo de viga de cortante, llamado así por el uso de la teoría de la onda de cortante (referirse a III.7).

Para la solución de problemas dinámicos, las idealizaciones más precisas de los sistemas reales suelen consistir en tratarlos como si tuvieran masas distribuidas, ya que la discretización de masas que se obtiene asignando un volumen tributario a un punto discreto o a un "cuerpo rígido", constituye una simplificación de un sistema idealizado, es decir una simplificación de una simplificación. En vez de concentrar la masa en puntos discretos, conviene idealizar el sistema como barras rígidas, placas o cuerpos tridimensionales, unidos entre sí por elementos carentes de masa en los que se haya concentrada toda la flexibilidad. El modelo de viga de cortante es una idealización que considera masas distribuidas.

Teóricamente en la viga de cortante el movimiento está regido por la ecuación diferencial parcial siguiente (ref. 2):

$$m \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - k \frac{\partial^2 x}{\partial x^2} = p \dots (3.79)$$

La viga de cortante, es un sistema lineal, con masa y rigidez uniforme, cuyo cambio de pendiente en cada sección es proporcional a la fuerza cortante actuante en la sección. En un medio isotrópico, o estratificado horizontalmente que sufre desplazamientos horizontales (como sería el Valle de México), en la ecuación anterior, m sería la masa por unidad de volumen, p es la fuerza actuante que obra horizontalmente y está uniformemente distribuida en planos horizontales y k sería el módulo de rigidez $G = \rho V_s^2$.

La viga de cortante explica también el comportamiento de edificios altos, el de una barra delgada que sufre desplazamientos longitudinales y el comportamiento de una cuerda tensa en la que la proyección horizontal de la tensión a que está sujeta sea constante.

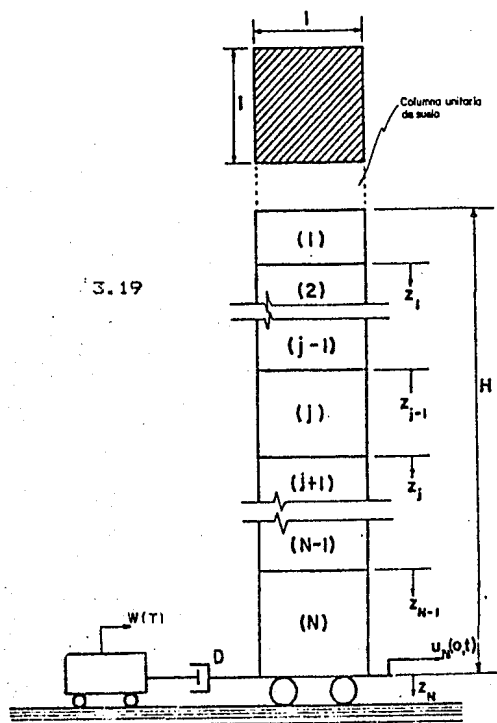
Haciendo $p=0$ en la anterior ecuación diferencial parcial y reescribiéndola de la siguiente manera:

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - \frac{\partial^2 x}{\partial x^2} = 0 \dots (3.80)$$

3.80 es una ecuación diferencial parcial análoga a 3.55 y 3.56 y que puede ser resuelta por el método de separación de variables (ver III.7).

El modelo de viga de cortante supone que el terreno puede idealizarse como una sucesión de capas horizontales que yacen sobre un medio semi-infinito de rigidez suficientemente alta, al que se le considera

como "terreno firme", en la Ciudad de México dichas capas horizontales, están constituidas por materiales de relleno y los estratos de arcilla y el terreno firme es la llamada segunda capa dura. La componente horizontal del movimiento es causada principalmente por las ondas de cortante que inciden verticalmente en la frontera entre formaciones firmes y blandas (este tema fue tratado en la sección precedente). Un esquema de la viga de cortante se observa en la fig. 3.19.



El problema que suele plantearse es el de determinar las características del movimiento que ocurriría en la superficie de la formación blanda superior, suponiendo que se conocen las características del movimiento que ocurriría en la superficie de material firme. El interés por este problema surge de la necesidad de estimar características del movimiento en un sitio con terreno blando, a partir de las características en terreno firme, como en el Distrito Federal, donde a partir de los acelerogramas obtenidos durante el terremoto del 19 de septiembre en el Observatorio Sismológico de Tacubaya y en los 3 acelerógrafos ubicados en Ciudad Universitaria,

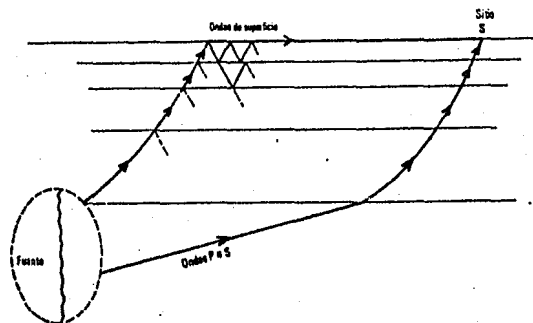
todos en terreno firme, se pueda estimar la respuesta en sitios ubicados en la zona de Lago, que con ayuda de los acelerogramas obtenidos en SCT, Central de abastos (2 estaciones), Viveros (zona de transición), nos permitan determinar espectros de respuesta adecuados para el diseño sísmico en el D.F.

Cuando un tren de ondas llega a la superficie de contacto entre terreno firme y material blando, parte de la energía es reflejada a la formación inferior por la que llegó, mientras que la otra continúa viajando y reflejándose parcialmente cada vez que alcanza una nueva frontera entre materiales con propiedades mecánicas diferentes (ver III.4). El resultado final es que el acelerograma en la superficie del suelo es distinto del que ocurriría en la superficie de terreno firme si no existieran las formaciones superiores, y que solo una parte de la energía de las ondas sísmicas que llegan a la base de la formación blanda contribuye a la oscilación de dicha formación. Concluyendo basándose en la teoría de propagación de ondas, para predecir las características del movimiento en la superficie, basta considerar una viga de cortante de sección transversal unitaria y de altura igual al espesor de los mantos blandos, unida a la base por medio de un amortiguador, como se observa en la figura 3.19. Sometiendo dicha base al movimiento que ocurrirá en terreno firme.

La constante de amortiguamiento es igual al producto de la densidad de masa del material de la formación firme por la velocidad de propagación de las ondas de cortante en dicho material, y representa rigurosamente, bajo la hipótesis de propagación vertical de ondas de cortante, a la retroalimentación de energía por reflexión de las capas superiores al medio semi-infinito subyacente.

Limitaciones:

Se supone comportamiento lineal del material como una aproximación burda al comportamiento inelástico real. Se representa un problema tridimensional mediante un modelo unidimensional. Errores del uso de soluciones matemáticas aproximadas. El modelo de viga de cortante es válido solamente para sitios donde el movimiento del suelo este dominado por ondas de cortante que se propagan en sentido vertical a través del suelo, y esto es razonablemente cierto en sitios relacionados con focos de sismos profundos y lejanos como se muestra en la fig. 3.20.



3.20

Las fronteras del sitio deben ser esencialmente horizontales, admitiendo que el perfil del suelo sea tratado como una serie de estratos semi-infinitos. Pero dichas limitaciones se cumplen para la Ciudad de México, con focos distantes varios cientos de kilómetros, como el foco del terremoto del 19 de septiembre de 1985 ubicado a 400 km de la ciudad, donde los estratos de arcilla pueden considerarse homogéneos y horizontales, por lo que el modelo de viga de cortante sí puede ser aplicado confiablemente, también puede ser utilizado sin mucho error en Tokyo y San Francisco. La última limitación sería que el efecto de la presencia de la estructura propuesta, no se incluye fácilmente en el cálculo del movimiento superficial.

III.10 LICUACION

En México durante el sismo de 1959 (ref. 14), un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia. Muchas instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos de 10 m de longitud sufrieron desplazamientos apreciables en dirección horizontal. Uno de los muelles se desplazó hacia el río más de medio metro. Los antes mencionados movimientos se han atribuido al fenómeno de licuación en los mantos arenolimosos y limoarenosos que se localizan entre los 0 y 8 m de profundidad, que tienen altas relaciones de vacíos y una granulometría uniforme.

Durante el temblor de Chile de 1960 (ref. 2), la tierra fue arrastrada al mar a lo largo de la costa de 600 m, junto con todas las estructuras de retención; las paredes del muelle con secciones de 5 m de concreto reforzado fueron abatidas y luego arrastradas. El suelo natural era una arena fina de densidad media, el relleno era de arena fina saturada muy suelta.

En Alaska (ref. 3), en 1964, se presentaron fallas espectaculares de taludes en Anchorage que se pueden atribuirse a licuación de betas de suelo no cohesivo alojadas entre masas de arcilla prácticamente impermeable.

En Nigata, Japón, debido al fenómeno de licuación, muchas estructuras se asentaron más de 1 m y se inclinaron notablemente; hubo un edificio que se inclinó 80 grados y quedó prácticamente tendido en el suelo. Poco después del sismo se observó que brotaba agua del suelo por grietas que se formaron, en las cuales llegaron a hundirse casas y automóviles, también emergieron estructuras que se encontraban bajo el suelo, como fue el caso de un tanque de tratamiento de aguas negras. Debido al asentamiento que se produjo, gran parte de la ciudad cercana al río quedó completamente inundada. En la zona licuada hubo daños en edificios, puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril por mencionar algunas edificaciones dañadas.

De lo antes mencionado se pone de manifiesto la importancia que

tienen los efectos de los sismos en suelos granulares. Los efectos debidos a sismo se traducen en asentamientos rápidos y en disminución brusca de la resistencia al esfuerzo cortante. La licuación de los suelos granulares es producida por la reducción importante de su resistencia al corte, que es debida al desarrollo de presiones de poro altas, inducidas por la aplicación de esfuerzos cíclicos (impacto, sismo, porejemplo), bajo condiciones no drenadas.

A continuación se presenta una explicación del fenómeno de licuación en arenas saturadas:

Bajo esfuerzo cortante, las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, en tanto que en las arenas compactas ambos aumentan. Se intuye de lo anterior la existencia de un valor intermedio de e , tal que, teóricamente, la arena no cambiaría su volumen bajo la acción de un esfuerzo cortante. Este valor ha sido llamado por Casagrande relación de vacíos crítica. Dicho valor se puede obtener mediante pruebas de compresión triaxial rápida, efectuadas en arenas totalmente saturadas. La relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, y no es un solo valor preciso, por lo que algunos autores hablan de un intervalo crítico de la relación de vacíos. La importancia de dicha relación de vacíos crítica se observa cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas; dicha resistencia, queda expresada por la ley:

$$s = (\sigma - U_n) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \dots (3.81)$$

En arenas finas compactas de permeabilidad baja, sujetas a una sollicitación rápida (sismo), se presenta una tendencia de aumento de volumen y de la relación de vacíos, lo que genera que el agua exterior, tienda a entrar a la masa de arena, pero si esa adsorción no ocurre con rapidez, el agua interior quedará sujeta a una presión de poro menor que la inicial, aumentando la diferencia $\sigma - U_n$, o sea el esfuerzo efectivo, y por ende, la resistencia s , es decir, una arena compacta que se trata de deformar bajo sollicitaciones sísmicas, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante. Pero si es suelta, al deformarse tiende a compactarse, aumentando la presión de poro, si el agua no se drena con rapidez suficiente, produciendo una disminución en la presión efectiva y por lo tanto disminución del esfuerzo cortante. Nunca se ha observado en pruebas de laboratorio o experiencias en campo que un resaca tanto, que la diferencia $\sigma - U_n$ sea nula. El fenómeno de licuación de arenas saturadas y sueltas, se presenta cuando hay una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores casi nulos, debida a un aumento igualmente rápido de la presión de poro, que ocurre cuando dicho suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico (sismo por ejemplo). Lo que sucede es que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masa grandes de suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar bruscamente presiones adicionales muy por encima de la presión hidrostática, que reducen la presión efectiva a prácticamente cero, comportándose el suelo como una suspensión densa; lo que ocasiona que las estructuras desplantadas en él, sufran grandes daños, como sucedió en Coatzacoalcos y Chile.

En arenas sueltas y secas puede ocurrir fenómenos de licuación por un mecanismo semejante al anteriormente mencionado para las arenas saturadas, con la diferencia de que la presión de poro se genera ahora en el aire de los vacíos y no en el agua. Al ser el aire compresible y por tener mayor facilidad que el agua para drenarse, la licuación en un material seco, solo será posible si una masa grande de suelo de estructura suelta tiende a disminuir de volumen bruscamente en todos los puntos, y el lapso en "estado líquido" es más corto. Se conocen dos materiales que se han licuado en seco: loess, durante un temblor en Kanzu en 1920 y roca, con dos deslizamientos catastróficos en Elm, Suiza (1932) y en Alberta, Canada (1903).

Juarez Badillo y Rico hablan de licuación en arcillas, pero en este trabajo se apoya la tesis de Demeneghi que dice que lo que más bien se presenta es un remoldeo de la arcilla, en esto los autores no han unificado criterios y después del sismo del 19 de septiembre se discutió el si había existido o no remoldeo de la arcilla. Podría ser una explicación del origen de la falla del edificio localizado en la esquina de Zacatecas y Orizaba en la colonia Roma en el que fue evidente una pérdida de resistencia al corte de la arcilla.

El fenómeno de licuación es un ejemplo claro de la influencia del terreno en la respuesta sísmica, tema que ha sido objeto de estudio de este capítulo, y del cual deben tener conciencia los ingenieros civiles al momento de diseñar estructuras.

III.11 PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

En el caso en que la excitación sísmica no induzca al suelo deformaciones residuales de consideración, la respuesta de éste está gobernada principalmente por el módulo de cortante dinámico G , y el porcentaje de amortiguamiento crítico (este concepto se estudiará con detalle el capítulo IV). Otros parámetros importantes son el módulo de Poisson, el módulo de compresibilidad volumétrico, la resistencia al corte estática de las arcillas y la compacidad de los suelos granulares. En la siguiente tabla (fig. 3.21), tomada de la ref. 50 se presentan los métodos recomendables para determinar las propiedades del suelo mencionadas.

En general el comportamiento de los suelos bajo carga dinámica depende de la magnitud de la deformación unitaria y del número de ciclos de carga. Algunos suelos incrementan su resistencia bajo carga cíclica rápida, mientras que las arenas saturadas o arcillas sensitivas pueden perder resistencia con la vibración.

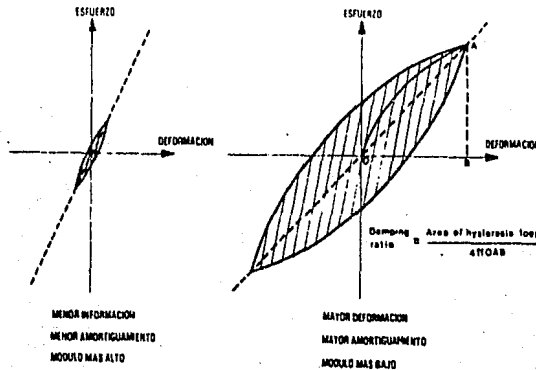
Por lo que respecta a las propiedades antes mencionadas, a continuación se presenta un estudio somero que intenta motivar al lector a informarse más sobre el tema, presentando las referencias donde puede documentarse. Se presenta a continuación la fig. 3.21:

Propiedad	Tipo de ensaye	Tipo de suelo	Método de prueba recomendable
Módulo de cortante G	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Lab.	Cualquiera	Triaxial, corte simple, columna resonante
Amortiguamiento	Lab.	Cualquiera	Triaxial, columna resonante
Relación de Poisson, ν	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Lab.	Cualquiera	Triaxial, normalmente se estima
Resistencia estática	Lab.	Cohesivo	Compresión no-confinada
Compacidad relativa	Campo	Granular	Penetración estándar
	Lab.	Granular	"Muestra inalterada" si es posible

3.21

III.11.a MÓDULO DE CORTANTE DINAMICO

La mayoría de los suelos presentan relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas. Por esta razón el módulo G se determina en el laboratorio como el módulo secante. El módulo G es función de la magnitud de la deformación. Lo comentado previamente se puede comprender mejor observando la figura 3.22:



3.22

Se dispone, como ya se comentó en la tabla de la fig. 3.21 de varios métodos de campo y laboratorio para determinar el valor de G. Las pruebas de campo se enfocan hacia la determinación de la velocidad de

las ondas de cortante V_s , como se comentó en un subcapítulo anterior (ver III.5); calculándose el módulo de cortante a partir de:

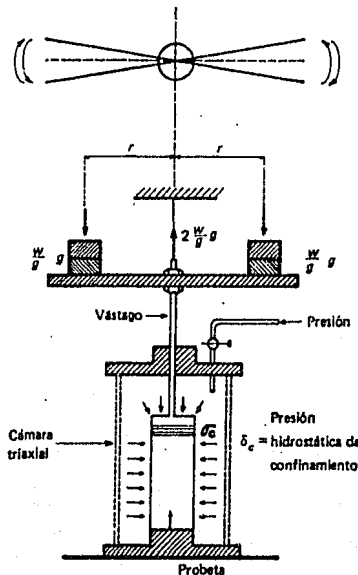
$$G = \rho V_s^2 \dots (3.52)$$

donde ρ es la densidad de masa del suelo. Otra prueba de campo es la prueba del vibrador de superficie y un cierto tipo de prueba de carga y descarga.

Entre los métodos de laboratorio tenemos la prueba triaxial cíclica, la prueba de la columna resonante, la prueba de corte cíclico, la prueba del péndulo de torsión entre otras. El autor recomienda utilizar la prueba del péndulo de torsión, ya que ha dado buenos resultados en el medio ingenieril mexicano, además de que se pueden hacer ensayos poco costosos.

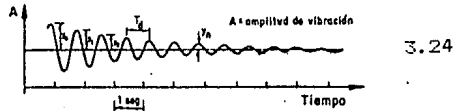
III.11.b. PENDULO DE TORSION

El péndulo de torsión o vibrotorsiómetro es un cámara triaxial modificada, es decir, es una cámara triaxial a cuyo vástago de carga se le aplica un giro θ pequeño, el cual se transmite a la muestra del suelo previamente colocada en la cámara, y consolidada a la presión confinante deseada. Un esquema del aparato se observa en la figura 3.23:



3.23

Una vez girado el vástago se libera para observar la forma en que regresa a su posición original. Si el suelo fuera un material con amortiguamiento mayor que el crítico, el vástago recobraría su posición original sin oscilar. Sin embargo el caso general es que se presenten oscilaciones que disminuyen de amplitud con el tiempo hasta llegar a cero. La vibración se registra con un dispositivo eléctrico o mecánico. Un registro típico del ensayo se muestra en la fig. 3.24:



Del registro se obtienen el período de vibración libre amortiguada del sistema aparato-suelo T_d , y el decremento logarítmico de la amplitud de vibración definido como:

$$\Delta = \log \frac{a_n}{a_{n+1}} \quad \dots (3.82)$$

del cual se obtiene el porcentaje de amortiguamiento crítico:

$$f = \Delta / 2\pi \quad \dots (3.83)$$

Finalmente el módulo G se determina con la fórmula:

$$G = Wd Z \quad \dots (3.84)$$

en la cual:

$$Wd = 2\pi / T_d \quad \dots (3.85)$$

y Z es una constante del aparato, cuyo valor depende de las características geométricas del espécimen y del aparato (Momento polar de inercia, masas del equipo, fricción, etc.). Para una descripción más profunda de la prueba se recomienda al lector consultar las referencias 1 y 9.

Los resultados de pruebas con el péndulo de torsión indican que G aumenta con el confinamiento, tanto en suelos cohesivos como en suelos no cohesivos; en estos materiales parece necesario determinar la variación causada por la amplitud usada en pruebas y por el método de aplicación del esfuerzo confinante.

III.11.c. PRUEBA TRIAXIAL CÍCLICA

El ensayo triaxial cíclico consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la presión deseada. Posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado), o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida (normalmente cuadrada o senoidal). Ya

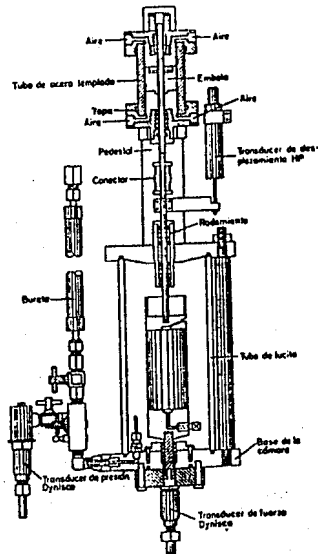
sea que se realice la prueba con esfuerzo controlado o deformación controlada, para cada ciclo de carga se obtiene la gráfica esfuerzo normal vs deformación axial; se determina el módulo secante dinámico de Young E , calculándose G mediante:

$$G = E / [2(1 + \nu)] \dots (3.86)$$

El porcentaje de amortiguamiento puede también obtenerse con esta prueba a partir de diagramas de histeresis resultante.

Las ventajas de esta prueba son: se puede aplicar una variedad de condiciones de esfuerzo; puede ser aplicable a todos los tipos de suelo con excepción de grava; equipo disponible y muy preciso en su control. Las desventajas son: incapacidad para reproducir las condiciones de esfuerzo de campo, por ejemplo que los esfuerzos cíclicos no están aplicados simétricamente en la prueba. Dicha prueba se lleva a cabo bajo deformaciones unitarias iguales o mayores que las deformaciones que ocurren en sismos fuertes, en virtud de que las pruebas geofísicas involucran deformaciones unitarias pequeñas, los valores de G para deformaciones unitarias intermedias pueden determinarse interpolando entre los valores de G encontrados por los dos métodos: geofísico y triaxial cíclico.

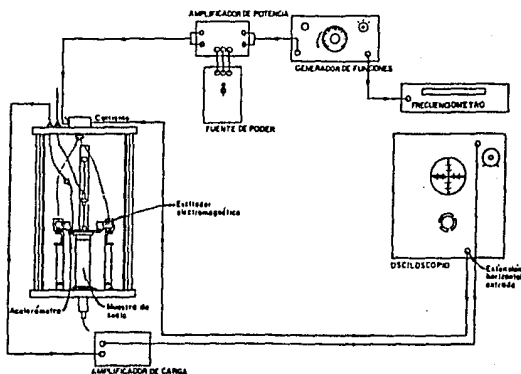
Para que el lector que desee profundizar sobre el tema el autor recomienda las referencias 50 y 3. A continuación se presenta un esquema de la cámara triaxial cíclica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.



3.25

III.11.d. PRUEBA DE LA COLUMNA RESONANTE

El ensayo de columna resonante consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionales. El aparato y el equipo periférico para manejarlo son sofisticados y costoso, en la fig. 3.26 se presenta un esquema del aparato de columna resonante y del equipo eléctrico periférico:



3.26

El mencionado ensayo para determinar G y el amortiguamiento, se basa en la teoría de propagación de ondas. La prueba, ya sea de torsión o longitudinal consiste en hacer variar la frecuencia de la vibración forzada inducida en el espécimen, hasta obtener la condición de resonancia (resonancia es la condición en la que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen es máxima, se profundizará en el tema en el capítulo IV). Es recomendable determinar las frecuencias de resonancia en los tres primeros modos de vibrar para obtener una estimación más precisa de la velocidad de onda bajo consideración. Conocidas dichas frecuencias y tomando en cuenta las condiciones de frontera del espécimen de suelo y el tipo de onda generado, se determinan las velocidades de onda V_s o V_p (ver ref. 50); pudiéndose determinar los módulos dinámicos E y G mediante:

$$E = \rho V_p^2 \dots (3.87)$$

$$G = \rho V_s^2 \dots (3.88)$$

Determinados G y E se puede determinar ν mediante 3.52, pero como esta prueba considera deformaciones unitarias bajas y no existen métodos de extrapolación apropiados, no son muy recomendables dichos módulos de Poisson.

Para profundizar sobre el tema se recomienda recurrir a las ref. 3 y 50.

III.11.e. AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento del material ocurre cuando pasa a través del suelo una onda de vibración. Puede considerarse como una medida de la pérdida de energía de vibración que resulta principalmente por histeresis del suelo, es decir, es una medida de la capacidad de disipación de energía del material (suelo). El amortiguamiento es expresado convencionalmente como una fracción del amortiguamiento crítico, en cuyo caso se define como una relación de amortiguamiento (se abundará sobre el tema en el capítulo IV).

Las pruebas previamente presentadas, también permiten estimar el amortiguamiento del material, como se especificó en cada una. Aun no se han hecho determinaciones in situ del amortiguamiento del material, por lo que los valores de éste, se tomará de acuerdo a resultados de laboratorio, que deben ser aplicados con las precauciones del caso.

Algunos autores (ref. 3) han considerado la existencia de otro fenómeno de amortiguamiento de naturaleza diferente al descrito y al que han llamado: Amortiguamiento por Radiación. Dicho amortiguamiento es la cantidad de pérdida de energía de la estructura a través de la radiación de ondas que se alejan de la cimentación, es decir, un efecto puramente geométrico. Es muy difícil determinarlo en campo; en la referencia 3 se proponen valores experimentales del mencionado amortiguamiento, que puede el lector tomar en cuenta o no, aplicando su experiencia.

III.11.f. RELACION DE POISSON

Aun cuando existen técnicas de laboratorio y campo para determinar la relación de Poisson, normalmente se estima su valor. Se puede emplear un valor de 0.25 para materiales granulares parcialmente saturados y un valor de 0.42 a 0.45 como límite para suelos cohesivos no consolidados (ref. 1 y 33). En la ref. 50 se dice menciona que varía de 0.5 para arcillas saturadas a 0.33-0.35 para suelos granulares.

CAPITULO IV

RESPUESTA SISMICA DE EDIFICACIONES

RESPUESTA SISMICA DE EDIFICACIONES

IV.1 PREFACIO

Los efectos de un temblor sobre una cierta edificación depende de los factores siguientes:

- Las características de la estructura.
- Las características de las ondas sísmicas que llegan.
- La naturaleza del suelo en el lugar.

Al mencionar las características de la estructura, se debe tener conciencia que debido a la gran variedad de formas de edificación y de materiales se tiene un conocimiento incompleto de lo que ocurre en un edificio en particular, al sujetarlo a movimientos repentinos en su base, y que solo las formas mas simples se pueden analizar de una manera mas o menos precisa; la disposición irregular de los elementos de la estructura viene a complicar aun mas el análisis.

Respecto a los materiales, estos constituyen otra incógnita de gran importancia, ya que, en general sus propiedades varían de un caso a otro y dependen del tipo de cargas a que se someten. A esto se debe en parte, el hecho de que dos o más edificios aparentemente iguales sufran daños diferentes durante un temblor, como fue el caso de tres edificios de la unidad habitacional "Benito Juárez", donde de tres edificios aparentemente iguales, uno colapsó durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985.

Las características de las ondas sísmicas y la naturaleza del terreno, deben ser tratadas en forma conjunta, ya que como se demostró en el capítulo pasado, las propiedades del subsuelo tienen una enorme influencia sobre las ondas sísmicas que lo atraviesan, prueba de ello la tenemos en el hecho de que un mismo temblor puede hacerse sentirse con mayor fuerza en un terreno blando que en terreno duro, tema ampliamente tratado en el subcapítulo III.7 del capítulo III. El estudio del efecto combinado de estos dos factores es de mayor utilidad que el de cada uno por separado, ya que en esta forma es posible obtener sus características comunes; dichas características las proporcionan los registros de los temblores (acelerogramas).

Surge la pregunta: ¿Como considerar el efecto simultáneo de los tres factores antes mencionados?. La respuesta es: "Mediante el empleo del Espectro de Respuesta", que es una característica intrínseca de cada temblor, y que es el tema a continuación que se tratará en este capítulo.

IV.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE DINAMICA,

IV.2.a PERIODO

Todas las características de una estructura como peso, dimensiones, etc., pueden combinarse en tal forma que la estructura quede definida por las propiedades de sus oscilaciones, siendo la principal su periodo de oscilación T , o sea, el tiempo que tarda en efectuar una oscilación completa o ciclo, es decir, el tiempo en requerido para completar un viaje de ida y vuelta.

Recordando que el recíproco del periodo es la frecuencia, que es el número de oscilaciones o ciclos por unidad de tiempo $f=1/T$.

Es importante señalar que el periodo, de acuerdo con la teoría de oscilaciones es función de la frecuencia angular ω , es decir $T=2\pi/\omega$; la frecuencia angular ω difiere de la frecuencia en un factor 2π y esta determinada por la masa m de la partícula vibrante y una constante k , que en el caso de estructuras es la rigidez, o sea $\omega=\sqrt{m/k}$

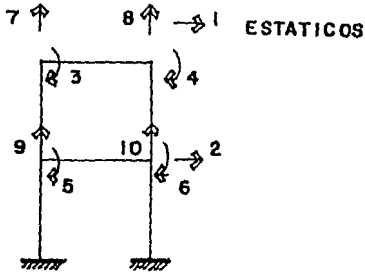
Un edificio de varios pisos no tiene un solo periodo de oscilación. Si suponemos movimiento en una sola dirección, por ejemplo transversal, tendrá tantos periodos como pisos, todos diferentes entre sí. Si se consideran dos direcciones, longitudinal y transversal, tendrá dos por cada piso. Es decir, cada modo de vibrar, tiene su propio periodo de oscilación (se entiende por modo de vibrar, cada una de las posibilidades de movimiento del sistema).

Puede representarse cualquier estructura por medio de sus periodos de oscilación únicamente. La manera de comodeterminar el periodo fundamental de una estructura se determinara en un subcapítulo posterior.

IV.2.b GRADOS DE LIBERTAD

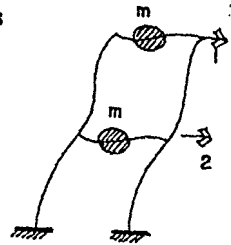
Grado de libertad es la posibilidad que tiene un nudo de moverse en forma independiente, es decir giros y desplazamientos que puede experimentar. Desde el punto de vista dinámico, los grados de libertad que interesan son aquellos en los que se consideran fuerzas generalizadas de inercia, es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración y momentos iguales al momento de inercia de masa por aceleración angular.

Por ejemplo en la figura 4.1, se muestra un marco que, de acuerdo con la definición clásica de grados de libertad, tiene 10 grados de libertad si se ignoran las deformaciones axiales en las vigas; sin embargo, si las fuerzas de inercia son solamente las que se generan las masa m_1 y m_2 , al moverse lateralmente, entonces en dinámica se habla de un sistema de dos grados de libertad, que son los desplazamientos laterales 1 y 2.



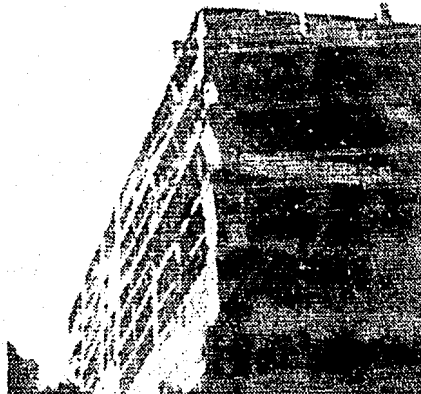
DINAMICOS

4.1



IV.2.c AMORTIGUAMIENTO;

Amortiguamiento es la capacidad de una estructura para disipar una parte de la energía que el sismo le comunica, es decir, una parte de la energía sísmica no se transforma en movimiento de la estructura sino que se pierde, transformándose principalmente en calor. El amortiguamiento proviene de las fuerzas que se oponen al movimiento, como son la resistencia del aire, las fuerzas de fricción en las diversas superficies de contacto entre partes de la estructura, la fricción interna de los materiales, así como de la devolución de energía al terreno. Por lo tanto, el amortiguamiento varía con los materiales usados, la forma de la estructura, la naturaleza del subsuelo y la naturaleza de la vibración. Los edificios con anchos muros de cortante y/o recubrimientos y/o muros divisorios pesados, tienen mayor amortiguamiento que las estructuras esqueléticas, como se demostró durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, ya que muchos edificios no colapsaron gracias al gran amortiguamiento debido al estallamiento de muros, por falla de tensión diagonal, provocada por el cortante sísmico. En la fotografía se muestra un edificio donde estallaron mas del 50% de los muros de la fachada lateral:



Se debe tener presente que el amortiguamiento de una estructura está íntimamente relacionado con las características de amortiguamiento del subsuelo.

En el desarrollo del presente capítulo se utilizará el concepto de amortiguamiento viscoso, que es aquel, que produce una fuerza de restauración proporcional a la velocidad relativa de la masa respecto al suelo, es decir: $F=cV$, donde F es la fuerza que se opone al movimiento, c es el coeficiente de proporcionalidad y v es la velocidad mencionada.

El grado de amortiguamiento es diferente en cada estructura, por lo que suele expresarse el amortiguamiento como una fracción del amortiguamiento crítico " C_{cr} ", que es aquel valor de amortiguamiento, que impide la oscilación de una estructura, cuando esta es sacada de su posición de equilibrio, debido a la presencia de una sollicitación dinámica. Dicha fracción, determinada por C/C_{cr} se le llama grado, por ciento, coeficiente o relación de amortiguamiento " ξ ". Cuando $\xi=C/C_{cr}<1$ hay oscilación, pero si $\xi=C/C_{cr}\geq 1$ no la hay.

Se han obtenido experimentalmente diferentes valores de amortiguamiento, algunos de ellos se presentan en la siguiente tabla, propuesta por D. J. Dowrick.

Tipo de construcción	Amortiguamiento ξ , por ciento del valor crítico
Marco de acero, soldado, con todos los muros de construcción flexible	2
Marco de acero, soldado o apernado, con revestimiento rígido, y con todos los muros interiores flexibles	5
Marco de acero, soldado o apernado, con muros de cortante de concreto	7
Marco de concreto, con todos los muros de construcción flexible	5
Marco de concreto, con revestimiento rígido y todos los muros interiores flexibles	7
Marco de concreto, con muros de cortante de concreto o mampostería	10
Edificios con muros de cortante de concreto y/o mampostería	10
Construcción de muros de cortante de madera	15

Notas

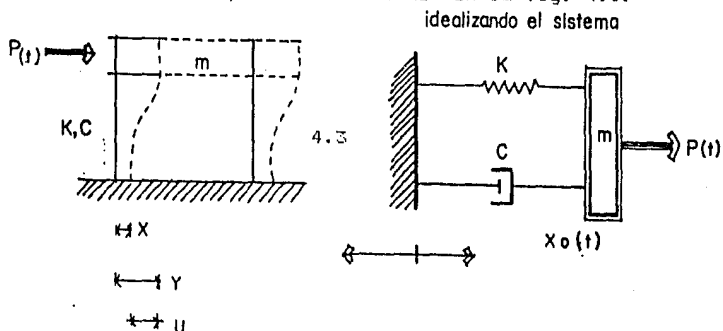
(1) El término marco indica estructuras a flexión del tipo de viga y columna para distinguirlas de las estructuras a cortante.

(2) El término concreto incluye tanto el concreto reforzado como el prefabricado en los edificios. Para miembros individuales de concreto prefabricado, como los tableros de puente; son apropiados valores de amortiguamiento menores del 5 por ciento, p. ej: 1-2 por ciento si la estructura se mantiene sustancialmente sin grietas.

IV.2.d SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Las respuestas sísmicas de estructuras complejas, como son la mayoría que se presentan en la práctica, de comportamiento elástico e inelástico, pueden estimarse aceptablemente a partir de las respuestas simples o de un grado de libertad, a un mismo temblor. Es decir,

conociendo la respuesta máxima de una estructura simple, relacionándola con las características de las ondas sísmicas y combinándola con la influencia de subsuelo, se puede predecir las respuestas de cualquier estructura, o sea, por medio del espectro de respuesta. Por ello resulta importante conocer el comportamiento dinámico de una estructura de un grado de libertad, como el mostrado en la fig. 4.3.



donde:

m = masa de la estructura, concentrada en el cabezal.

k = rigidez, en este caso es: fuerza cortante/desplazamiento.

c = constante de amortiguamiento viscoso o lineal.

x = desplazamiento del terreno.

y = desplazamiento absoluto de la masa.

$U = y - x$ = desplazamiento de la masa relativo a la base.

$P(t)$ = fuerza externa.

Se supone a la estructura sometida al movimiento del suelo definido por un acelerograma, por lo que responderá con un movimiento oscilatorio, es decir hay una primera etapa de vibración forzada. Se opone una fuerza elástica debida al resorte en el modelo y que es la fuerza cortante que se desarrolla en las columnas y que en el rango elástico es proporcional a la rigidez.

Al terminar el sismo, el sistema se sigue moviendo porque ha sido sacado de su posición de equilibrio, retornando a dicha posición debido a la fuerza de amortiguamiento viscoso. Recordando que una masa desarrolla una fuerza de inercia proporcional a la aceleración y que se opone a ella (Principio D'Alambert), lo que permite que la siguiente ecuación de movimiento, se exprese como una ecuación de equilibrio dinámico:

fza. elástica+fza. amortiguamiento+fza. inercia=fza. externa... (4.1)

es decir:

$$kU+c\dot{U}+m\ddot{U}=p(t) \dots (4.2)$$

donde $\dot{U}=\dot{y}-\dot{x}$; $\ddot{U}=\ddot{y}-\ddot{x}$ o sea $\dot{y}=\dot{U}+\dot{x}$; sustituyendo y en 4.2 se tiene:

$$m\ddot{U}+c\dot{U}+kU=p(t)-m\ddot{x} \dots (4.3)$$

dividiendo 4.3 entre m

$$\ddot{U}+(c/m)\dot{U}+(k/m)U=p(t)/m-\ddot{x} \dots (4.4)$$

4.4 es la ecuación que gobierna un sistema elástico lineal de un grado de libertad. Se trata de un problema de vibraciones forzadas, ya que existen sollicitaciones externas (segundo miembro de 4.4). Si está sometido solamente a movimiento del terreno (caso de un sismo), entonces de 4.4, $p(t)=0$, quedando por lo tanto:

$$\ddot{U}+(c/m)\dot{U}+(k/m)U=-\ddot{x} \dots (4.5)$$

Interesa el caso de vibraciones libres, es decir, en el cual las sollicitaciones externas no existen, esto es, cuando el movimiento del suelo es nulo y no hay fuerza externa aplicada al sistema, por lo que oscila libremente. Esto se presenta cuando las ondas sísmicas han cesado y la estructura sigue vibrando, ya que ha sido sacada de su posición de equilibrio. Se tiene entonces la siguiente ecuación:

$$\ddot{U}+(c/m)\dot{U}+(k/m)U=0 \dots (4.6)$$

sustituyendo en 4.6 los conceptos de frecuencia angular $w = k/m$ y la relación entre amortiguamiento y la frecuencia angular que es $c=2\xi mw$ (ref. 2 y 6), por lo tanto:

$$\ddot{U}+2\xi w\dot{U}+w^2 U=0 \dots (4.7)$$

cuya solución general es (ref. 2 y 8):

$$U(t)=e^{-\xi w t} [A \text{ Sen } w't + B \text{ Cos } w't] \dots (4.7)$$

donde $w' = w \sqrt{1-\xi^2}$ que es la frecuencia natural amortiguada. La diferencia entre w y w' es comúnmente pequeña, por lo que no se induce mucho error si se considera a w en vez de w' .

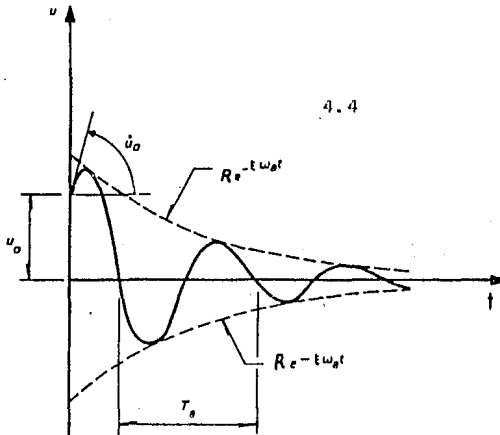
En la ecuación 4.7, A y B son constantes que para las siguientes condiciones iniciales: para $t=0$ se tiene que $U=U_0$ y $\dot{U}=\dot{U}_0$; por lo que 4.7 se puede escribir como:

$$U(t)=e^{-\xi w t} [(\dot{U}_0 + \xi w U_0)/w' \text{ Sen } w't + U_0 \text{ Cos } w't] \dots (4.8)$$

también 4.7 se puede escribir como (ref. 4):

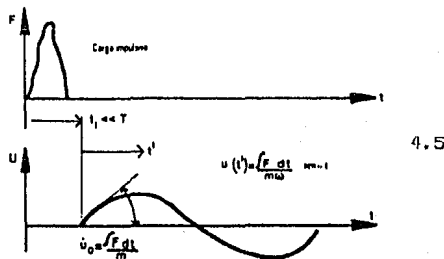
$$U(t)=R e^{-\xi w t} \text{ Cos}(w't - \theta) \dots (4.9)$$

donde $R = \sqrt{A+B}$ y $\theta = \tan^{-1}(A/B)$ y cuyo comportamiento se muestra en la fig. 4.4:



IV.2.e INTEGRAL DE DUHAMEL

La evaluación de un sistema elástico ante un acelerograma implica descomponer dicho acelerograma en una sucesión de impulsos elementales. Un impulso es una sollicitación sencilla que ocurre en un tiempo muy corto, como se muestra en la fig. 4.5:



Se notan dos fases:

-Fase I.- carga actuante, se tiene una vibración forzada, se ocasiona un incremento en la velocidad del terreno. Considerando un sistema de un grado de libertad no amortiguado, se llega a que la ecuación de movimiento sería par $\omega \int \ddot{u}_g dt$:

$$m\ddot{u} + ku = P_0 \text{ o } m\dot{u} = P_0 - ku \dots (4.10)$$

donde de la segunda Ley de Newton:

$$F = P_0 - kU \dots (4.11)$$

cuya solución para condiciones iniciales de reposo: $t=0, u=0$ (ref. 2) es:

$$y = (P_0/k) (1 - \cos \omega t) \dots (4.12)$$

-Fase II.- ya no actúa la carga, hay vibración libre, por lo que para $t > t_1 > 0$:

$$m\ddot{U} + kU = 0 \dots (4.13)$$

cuya solución es (ref. 2):

$$U(t) = (\dot{U}(t_1)/\omega) \text{Sen} \omega(t-t_1) + U(t_1) \text{Cos} \omega(t-t_1) \dots (4.14)$$

Si el intervalo en que ocurre el impulso $t_1 \ll T$, donde T es el periodo de vibración, se puede considerar $U(t_1) = 0$, entonces se tiene:

$$U(t) = (\dot{U}(t_1)/\omega) \text{Sen} \omega(t-t_1) \dots (4.15)$$

Determinado $u(t_1)$ en base al principio de impulso-momentun, partiendo de $F = m \, du/dt$; considerando $m = \text{constante}$ e integrando 4.15:

$$\int_0^{t_1} F dt = m(U_1 - U_0) \dots (4.16)$$

donde

$$\Delta U = U_1 - U_0 \dots (4.17)$$

U es una función Velocidad, ya que es la primera derivada de la función desplazamiento U . Por lo tanto, al sustituir 4.11 en 4.16, queda:

$$m \Delta U = \int_0^{t_1} [P(t) - kU(t)] dt \dots (4.18)$$

Despreciando nuevamente $U(t)$ y recordando 4.17, se obtiene:

$$m \Delta U - m U_0 = \int_0^{t_1} P(t) dt \dots (4.19)$$

Si $U_0 = 0$, entonces $m \Delta U = mU$, por lo tanto:

$$\Delta U = \dot{U}(t_1) = (1/m) \int_0^{t_1} P(t) dt \dots (4.20)$$

Sustituyendo 4.20 en 4.14:

$$U(t) = (1/m\omega) \left[\int_0^{t_1} P(t) dt \right] \text{Sen} \omega(t-t_1) \dots (4.21)$$

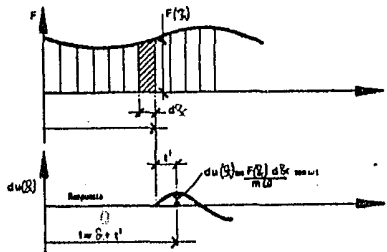
Ahora bien, la respuesta de un grado de libertad a una carga arbitraria, puede encontrarse considerando la carga como una serie de impulsos cortos. La respuesta de desplazamiento debida a un impulso que termina en el tiempo t_1 (ver fig. 4.6), y de duración $d t_1$, puede describirse como:

$$dU(t) = (1/m\omega) P(\xi) \text{Sen}\omega(t-\xi) d\xi \dots (4.22)$$

La historia completa de la respuesta es la suma de todos los impulsos de duración $d\xi$, o sea:

$$U(t) = (1/m\omega) \int_0^t P(\xi) \text{Sen}\omega(t-\xi) d\xi \dots (4.23)$$

Esta es una expresión exacta llamada Integral de Duhamel, que por estar basada en el principio de superposición, es aplicable solamente a estructuras elásticas lineales.



4.6

IV.2.f. RESPUESTA SISMICA

La respuesta de estructuras amortiguadas de un grado de libertad se obtiene considerando que $P(\xi)/m = \ddot{x}(\xi)$, que es la aceleración del suelo; utilizando 4.8 y 4.23, y considerando $\omega \approx \omega'$ (dicha consideración es razonable para amortiguamientos pequeños). Por lo tanto se tiene la siguiente ecuación (ref. 3):

$$U(t) = (1/\omega) \int_0^t \ddot{x}(\xi) e^{-\zeta\omega(t-\xi)} \text{Sen}\omega(t-\xi) d\xi \dots (4.24)$$

IV.3 ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICOS

En algun instante del temblor, o pocos segundos después de que ha cesado, la estructura alcanza el máximo valor absoluto de la respuesta. Es para dicho valor para el cual se debe diseñar la estructura, es por ello que en base a los acelerogramas se obtienen los llamados espectros de respuesta.

Los espectros de respuesta son gráficas que relacionan periodos de oscilación de varias estructuras de un grado de libertad, considerando además su amortiguamiento expresado como una fracción del crítico, con el efecto máximo (desplazamiento, velocidad, aceleración), que produce en cada una de ellas un movimiento conocido de su base, definido por los acelerogramas. De acuerdo con la anterior definición los espectros relacionan entre si los factores que determinan el efecto de un temblor

en una estructura, y que son: las características de la estructura expresadas como periodo de oscilación y las características de las ondas sísmicas combinadas con la influencia de la naturaleza del subsuelo, lo que se obtiene de los acelerogramas.

A partir de los espectros de respuesta se puede conocer el esfuerzo máximo para diseño en los distintos elementos de la estructura. Dicho máximo esta en función de la rigidez k y del periodo de vibración T . Retomando a la ecuación 4.24:

$$U(t) = (1/w) \int_0^t (\xi) e^{-\xi w(t-\xi)} \text{Sen} w(t-\xi) d\xi \dots (4.24)$$

y considerando a la integral $\int_0^t (\xi) e^{-\xi w(t-\xi)} \text{Sen} w(t-\xi) d\xi$ como función respuesta. Al máximo valor de esta se le conoce como pseudo-velocidad espectral, es decir:

$$Sv = I \int_0^t (\xi) e^{-\xi w(t-\xi)} \text{Sen} w(t-\xi) d\xi J_{\max} \dots (4.25)$$

Se puede utilizar w o w' en 4.25. Con 4.25 para cada estructura de un grado de libertad (con T y f característico), se encuentra el máximo absoluto; graficándose posteriormente T contra Sv , constituyendo el espectro de respuesta de velocidades.

De 4.24 y 4.25 se tiene que el desplazamiento máximo o desplazamiento espectral es:

$$Sd = Sv/w = T Sv / 2\pi \dots (4.26)$$

y la aceleración espectral (pseudo-aceleración espectral) es:

$$Sa = w Sv = 2\pi Sv / T \dots (4.27)$$

y la fuerza sísmica efectiva o cortante en la base es:

$$Vt = m Sa \dots (4.28)$$

y la respuesta máxima de desplazamiento sísmico es:

$$U_{\max} = Sd \dots (4.29)$$

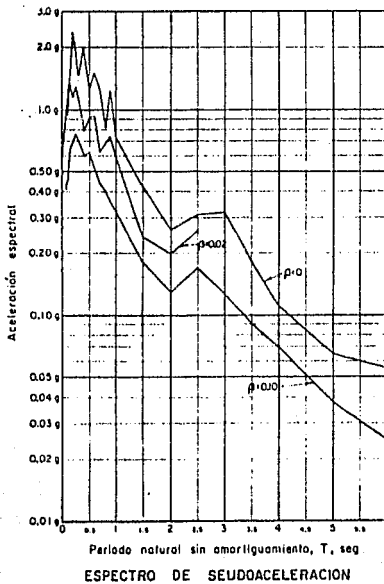
De lo anterior se pueden establecer las siguientes relaciones:

$$Sa = w Sv = w^2 Sd \dots (4.30)$$

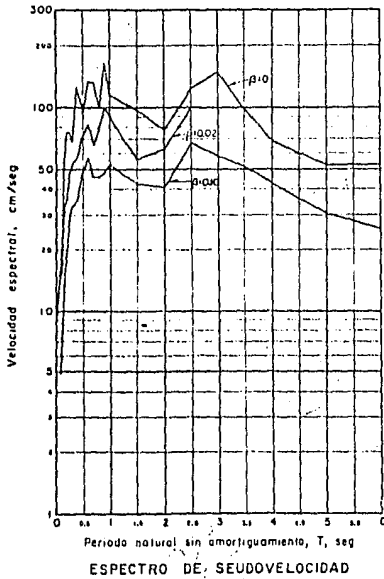
Para aclarar los conceptos presentados previamente, se presentan las figuras 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11. En la figura 4.8 se reproduce el espectro de pseudoaceleración del temblor del 18 de mayo de El Centro California. En la fig. 4.9 se presenta el espectro de pseudovelocidad del mismo temblor y en la 4.10 el de desplazamiento. La relación entre los espectros de las fig. 4.8, 4.9 y 4.10 es simple, basta calcular uno de ellos para obtener a partir de 4.30 los otros dos. La representación más común de los espectros de respuesta es incluir en una sola gráfica y utilizando escala logarítmica los tres espectros antes mencionados, tal y como se muestra en la fig. 4.11

Hasta antes del 19 de septiembre de 1985, el sismo de El Centro era el temblor mas fuerte registrado, pero sin duda después de los registros del terremoto de la Ciudad de Mexico del 19 de septiembre de 1985, este último será presentado en los libros de Ingeniería Sísmica como modelo a estudiar. Por ello se presenta a continuación los espectros de respuesta para las componentes NS y EW, en la estación de S.C.T. (ver fig. 4.12)

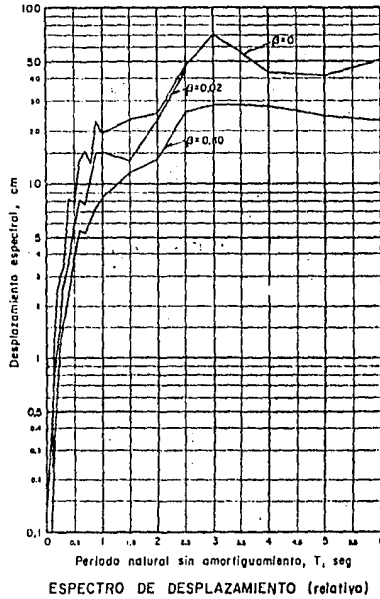
Es importante hacer notar que los espectros también son aplicables a estructuras de varios grados de libertad aun cuando la definición se refiere a uno solo; los diversos periodos (tantos como grados de libertad se presenten), se consideran por separado. En otras palabras, para el uso del espectro, un edificio de varios pisos se descompone en varios edificios de un piso, cada uno con periodo igual a uno de los periodos de la estructura original, entrando al espectro con cada uno de los valores y combinando resultados para obtener el efecto total.



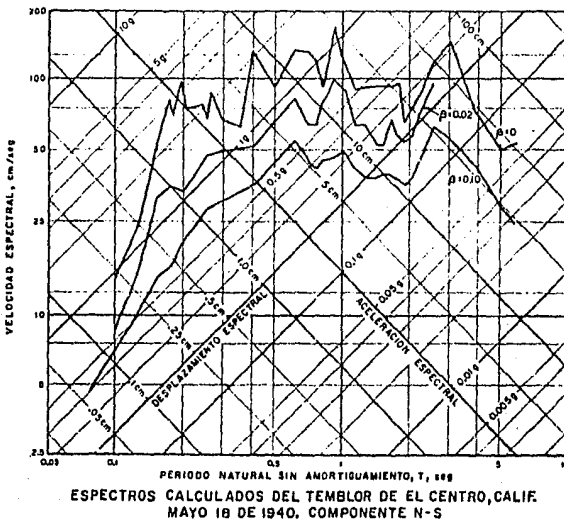
4.8



4.9

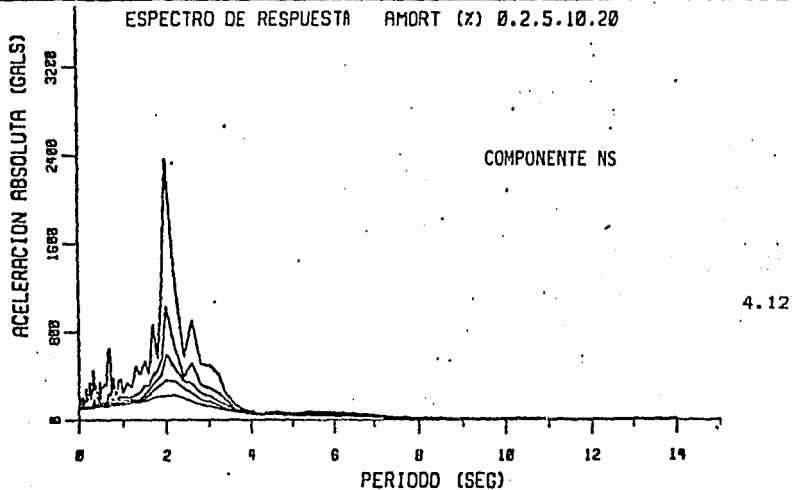


4.10

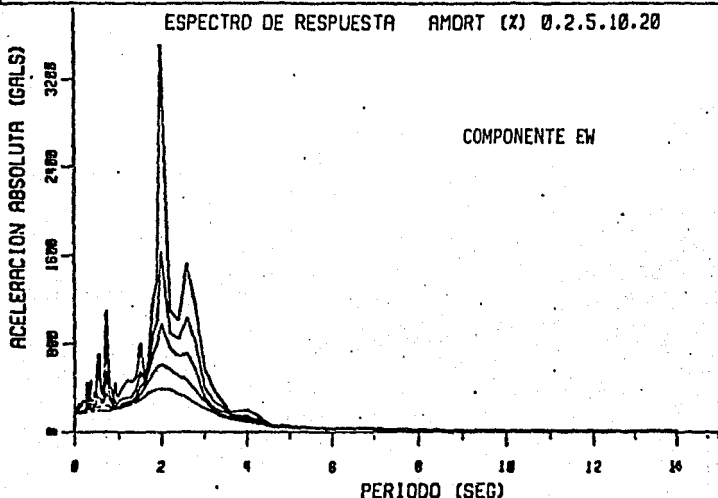


4.11

SISMO	GR0-MICH		REGISTRO	SCT1850919AL.T	CORRECCION		
DATOS	IDEI		ESTA	SCT1	METODO	CALTECH.	
FECHA	850919		INST	03-144	FILTRO	0.070	0.100 23.0 25.0
HORA	13:19:44		COMP	LONG	ΔT	0.010	
EPIC	17.680	102.470	HORA	13:19:43	MAX ACEL	89.95	-97.85
M	7.0		DIR	59.99	MAX VEL	30.68	-33.75
H	33		DIST	400	MAX DESP	17.40	-14.29



SISMO	GR0-MICH		REGISTRO	SCT1850919AT.T	CORRECCION		
DATOS	IDEI		ESTA	SCT1	METODO	CALTECH.	
FECHA	850919		INST	03-144	FILTRO	0.070	0.100 23.0 25.0
HORA	13:19:44		COMP	TRAN	ΔT	0.010	
EPIC	17.680	102.470	HORA	13:19:43	MAX ACEL	158.74	-167.79
M	7.0		DIR	59.99	MAX VEL	56.62	-61.47
H	33		DIST	400	MAX DESP	21.24	-28.88



IV.4 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ZEEVAERT

Todo lo expuesto previamente sigue siendo válido para el espectro de respuesta de Zeevaert. Hay un cambio de nomenclatura, Zeevaert llama R_a a lo que en el presente trabajo se ha llamado S_a .

Zeevaert introduce el concepto de amplificación, que es el cociente R_a/a_m , donde a_m es la máxima aceleración del suelo, que el estimo en 50 cm/seg². Zeevaert ha sido tachado de conservador en sus diseños y la aceleración estimada de 50 cm/seg² parecía exagerada, en comparación con los acelerogramas registrados hasta antes del 19 de septiembre de 1985, pero aun Zeevaert y sus criterios conservadores quedaron lejos de la aceleración de 0.20 g (g = aceleración de la gravedad) que se registro en la dirección S60°E, en la estación situada en el edificio de la S.C.T.

El espectro de Zeevaert es un espectro adimensional, que grafica en el eje de las ordenadas a la relación R_a/a_m ($R_a=S_a$) y en el eje de las abscisas a la relación T_0/T_{0s} , que es la relación de período de la estructura T_0 (sobre el Tema se estudiará profundamente en IV.6 y considerando interacción suelo/estructura en el capítulo V), entre T_{0s} que es el período de resonancia del suelo (sobre calculo de T_{0s} consultar III.8 y IV.7).

Los espectros de aceleración adimensionales de Zeevaert, deben ser calculados con la nueva $a_m=0.20$ g. Dichos cálculos escapan al alcance de la presente Tesis Profesional, quedando tanto al autor de la misma como al lector los informe que presente Zeevaert sobre el particular.

IV.5 ESPECTROS DE RESPUESTA INELASTICOS

Introduciendo primeramente el concepto de ductilidad, que es la capacidad de una estructura de sufrir deformaciones por encima del límite elástico sin llegar a la falla. Esta se puede presentar por la aparición de grietas de gran tamaño, destrucción de elementos de albañilería o la destrucción parcial o total de algun elemento estructural. El factor de ductilidad "Q" se define como la relación entre la deformación máxima que sufre la estructura, sin llegar a la falla, y la deformación correspondiente al límite de fluencia (se habla de un comportamiento elasto-plástico). Dicho factor depende del tipo de carga que se aplique al elemento estructural y de la deformación que se utilice para definirlo.

La ductilidad se debe en estructuras hiperestáticas, cuando en dichas estructuras, sometidas a grandes esfuerzos, y en determinadas condiciones, se produce una redistribución de momentos, mediante la aparición de articulaciones plásticas, o sea, que al permitirse giros y desplazamientos, se absorbe gran cantidad de energía.

El considerar la ductilidad, nos conduce a diseños mas económicos, ya que se consideran efectos sísmicos menores. Hay que tener en cuenta que

déformaciones excesivas pueden producir la falla, modificar las condiciones originales de rigidez, o el choque entre dos estructuras.

El espectro de respuesta de un sistema elasto-plástico se puede obtener aproximadamente a partir del correspondiente a un sistema elástico, dividiendo el valor de las ordenadas espectrales entre el factor de ductilidad.

Por otra parte el concepto de ductilidad es más teórico que práctico, ya que si bien es cierto que los especialistas lo manejan con frecuencia, no se ponen de acuerdo en el cómo se logra, y se duda de los valores dados por los investigadores, por lo que si se va a utilizar un espectro de respuesta como el descrito en párrafos anteriores, el autor recomienda se haga uso de él, con mucho criterio.

IV.6 PERIODO FUNDAMENTAL DE ESTRUCTURAS

En un subcapítulo anterior se dijo que todas las características de una estructura (peso, dimensiones, etc.) definen propiedades dinámicas de ésta, de entre las cuales la principal es el período fundamental, el cual es importante determinar para que comparándolo con el del subsuelo se evite el fenómeno de resonancia (del cual se hablará en un subcapítulo posterior).

El período fundamental de vibración de edificios varía de 0.1 seg para una estructura rígida de un piso (casa habitación por ejemplo), a 3.5 seg que es el período fundamental de la Torre Latino Americana (ref. 1) o 8 seg para el Empire Estate de New York (ref. 2). Una regla práctica empleada algunas veces para estimar este período es:

$$T=0.1n \dots (4.31)$$

donde T es el período fundamental medido en segundos, n es el número de pisos. En mediciones hechas, se observa que esta regla puede dar valores con un error considerable.

En la referencia 13 se propone la siguiente expresión:

$$T_i = [4 / (2i - 1)] \sqrt{WH / gk} \dots (4.32)$$

donde T_i es el período natural del i -ésimo modo de vibración (seg), es el peso por unidad de altura de edificio (ton/seg), H es la altura del edificio (m), g es la aceleración de la gravedad (m/seg^2) y k es la rigidez de marco definida como la fuerza que debe aplicarse estáticamente en la punta del edificio homogéneo para lograr un desplazamiento unitario relativo a su base (ton/m).

El párrafo II del artículo 240 del título IV del Reglamento de Construcciones para el D. F. (ref. 10), con respecto al cálculo del período fundamental dice lo siguiente: "El período fundamental de vibración T, se tomara igual a:

$$T=6.31(1/q)\sum W_i x_i^2 / 2 \pi x_i^2 \dots (4.33)$$

en donde W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el inciso I, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y q la aceleración de la gravedad.

Con respecto al inciso l del mencionado artículo 240 dice así: "Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentrada la masa. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales puede ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la misma. El factor de proporcionalidad se tomara de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a $1/0$ ". Donde 0 es el factor de ductilidad que se modificó en las Normas de Emergencia (ref. 11) en su artículo decimo y c es el coeficiente modificado por el artículo noveno de las mencionadas Normas de emergencia (ref. 11). En realidad el inciso l del artículo 240, no es más que el Análisis Estático Sísmico, expuesto ampliamente en las referencias 4 y 6.

En la referencia 4, para un edificio con altura total H en metros y estructurado a base de marcos, se propone la expresión:

$$T=Ct H^{3/4} \dots (4.34)$$

siendo $Ct=0.06$ si los marcos son de concreto, e igual a 0.035 si son de acero. Como esta expresión sólo proporciona el orden de magnitud del período, es conveniente (ref. 4) un solo valor de Ct independiente del material, por ejemplo $Ct=0.075$.

Para edificios que no estén estructurados a base de marcos, como los que tienen una cantidad apreciable de muros o contraventeos, en la referencia 4 se sugiere:

$$T=0.09H/\sqrt{I} \dots (4.35)$$

En la actualidad existencia gran cantidad de programas de computadora, que calculan el período fundamental del edificio, que el lector debe conocer sus algoritmos a fondo antes de emplearlos. Como una aproximación para el cálculo del período fundamental del edificio, que sirva como una primera idea de este, se presenta una tabla que ha sido simplificada de la que aparece sobre el toma en la referencia 8. Queda el lector en la libertad de elegir el camino que mas considere conveniente.

IV.7 RESONANCIA

Para la Física el fenómeno de Resonancia se define (ref. 7) como

aquella condición que se presenta a la cual las oscilaciones forzadas tienen su amplitud máxima; otra definición es: la frecuencia a la cual se transfiere la máxima potencia desde la unidad impulsora hasta el sistema oscilatorio, o cuando la rapidez de la masa oscilante es máxima. Para fines de Ingeniería Civil, la unidad impulsora sería el terreno sobre el cual esta desplantada la estructura que sería dicho sistema oscilatorio.

En términos ingenieriles, la resonancia es un fenómeno que consiste en la excitación o aceleración de un sistema oscilante (en este caso, una construcción) por una vibración que tiene el mismo período de oscilación que el período natural de dicho sistema.

Durante el sismo del 19 de septiembre de 1905, se habla de que muchas estructuras entraron en resonancia. Apoyándose en las definiciones anteriores es probable que el período de vibración y por lo tanto la frecuencia natural de los depósitos de arcilla de la zona de mayor concentración de daños (ver capítulo III), localizada en la zona de lago (ref. 10), calculada en el rango de los 2-2.5 segundos, coincidió con el período de vibración y por lo tanto con la frecuencia natural de vibración de edificios de 5 a 14 pisos, entrando estos en resonancia provocándose el colapso de dichas construcciones, pero también es probable que la frecuencia dominante del sismo (2 segundos en el acelerograma registrado en las instalaciones de S. C. T., ref 15), como se muestra en la figura 3.15; coincidió en algunas zonas de la ciudad (como en las zonas vecinas de S. C. T. y/o en algunas partes de Xochimilco), con la vibración natural del terreno, lo que provocó una primera amplificación del terreno. También se ha mencionado la posibilidad de que las ondas sísmicas que llegaron al Valle de México hayan tenido componentes de un período igual al de los llamados depósitos profundos, constituidos generalmente por suelos arenosos finos en estado muy compacto, que en ocasiones contienen lentes delgados de arcilla (ref. 15), provocando el fenómeno de resonancia. Lo anterior expuesto es muy difícil de comprobar o de rebatir, ya que de las construcciones que supuestamente entraron en resonancia, ningún está en pie para estudiarla, y respecto a los depósitos profundos es un buen tema de investigación, en el cual PENEX esta trabajando al momento de redactar el presente trabajo.

Por otra parte es igualmente probable que ciertos edificios hayan tenido un período natural relativamente lejano del período del movimiento telúrico, pero que hayan recibido los efectos en su cimentación, de tal forma que sin necesidad de entrar en resonancia sufrieron deformaciones mayores a las que podían resistir.

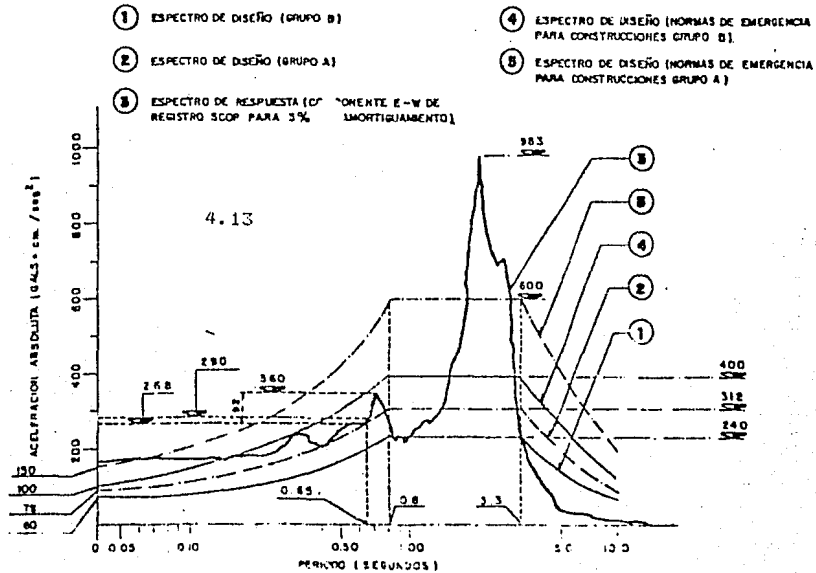
Si entraron ciertos edificios en resonancia o no, de lo anterior expuesto resulta innegable la necesidad de determinar en la etapa de diseño el período natural de vibración de la estructura que se esté proyectando, como se presenta en un subcapítulo anterior, y comparar dicho período con el período natural del subsuelo, tema que fue tratado ampliamente en el capítulo III. Evitando que dichos periodos coincidan; modificando el período de la construcción, lo cual se logra ya sea rigidizando la estructura o haciéndola mas dúctil. También al calcular el periodo natural de una construcción, nos permite hacer uso de los

espectros de diseño, lo que nos permite ver la necesidad de modificarlos, como antes se mencionó, para estar del lado de la seguridad.

IV.8 ESPECTROS DE DISEÑO

En general no es práctico, para fines de diseño, predecir el comportamiento sísmico de una estructura basandose en los espectros de respuesta. Para el diseño sísmico puede adoptarse un espectro obtenido como la curva media o envolvente del teórico. En una región con frecuentes temblores cuyas medias tienen diferentes características, es razonable trazar la curva media de cada uno de ellos, reducir todos a una intensidad común y adoptar para diseño la envolvente de todos los espectros medios reducidos, multiplicada por un valor que tomen en cuenta la intensidad esperada, las consecuencias de la falla de la estructura, su importancia, etc.

Para el diseño sísmico, el Reglamento de Construcciones para el D.F. (R.C.D.F. ref. 10), propone espectros de aceleraciones que constan de 3 ramas: una ascendente, hasta un período T1, otra de ordenadas constantes de T1 a T2, y otra que desciende hiperbólicamente al crecer el período. Tanto T1 y T2 como el grado de la hipérbola dependen del tipo de terreno. El artículo 236 del mencionado reglamento supone como hipótesis el hecho de que la estructura se comporten elásticamente. En la siguiente figura se presentan los espectros de diseño y de respuesta para la zona compresible de la Ciudad de México.



La ordenada del espectro de aceleraciones "a", expresada como fracción de la gravedad, esta dada por las siguientes expresiones:

$$a=ao+(c-ao)T/T_1, \text{ si } T < T_1 \dots (4.36)$$

$$a=c, \text{ si } T \text{ esta entre } T_1 \text{ y } T_2 \dots (4.37)$$

$$a=c(T_2/T)^n, \text{ si } T > T_2 \dots (4.38)$$

donde:

T= periodo natural de interes, en seg. y calculado segun lo presentado en IV.6

T1 y T2 se determinan de acuerdo a lo establecido por el R.C.D.F. (ref. 10) en su articulo 236 y a las modificaciones emanadas del artículo noveno de las Normas de Emergencia del 18 de octubre de 1985 (ref. 11).

c= coeficiente sísmico obtenido de acuerdo a lo especificado en el artículo noveno de las Normas de Emergencia (ref. 11).

ao= ordenada espectral obtenida de lo establecido por el artículo noveno de las Normas de Emergencia (ref.11)

En la figura anterior se han presentado los espectros de diseño de acuerdo con lo establecido por el R.C.D.F de 1976 (referencia. 10), junto con los espectros establecidos con las Normas de Emergencia, para que el lector pueda observar el incremento considerable de los nuevos espectros, pero, al incluir el espectro de respuesta derivado del acelerograma obtenido en la S.C.T., es fácil concluir que los nuevos espectros de diseño son superados por mucho margen.

El Ingeniero Civil debe por lo tanto, ampliar sus conocimientos de dinámica estructural y dinámica de suelos para hacer frente a la posibilidad de que sus diseños tengan un comportamiento satisfactorio ante otro macrosismo de características similares al ocurrido el 19 de septiembre de 1985

CAPITULO V

ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES

ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES

V.1 PREFACIO

Se ha definido a la cimentación como la parte de la estructura, cuya función es transmitir las cargas al suelo, de una manera segura y económica. El éxito en el diseño y construcción de una cimentación se logra cuando el comportamiento de las cimentaciones en el campo concuerda aproximadamente con las predicciones y los factores de seguridad usados, obteniéndose un comportamiento satisfactorio de la cimentación sin sacrificar economía. Es por ello que el Ingeniero Civil está obligado a investigar y mejorar sus conocimientos con respecto a las leyes físicas del comportamiento del subsuelo, elaborando teorías y procedimientos de cálculo cada vez más apegados a la realidad. En el campo de la dinámica de suelos, todavía falta mucho por hacer, no obstante se debe tratar de comprender el comportamiento dinámico de los suelos y la interacción suelo-estructura, para poder realizar cimentaciones que al estar sujetas a sollicitaciones dinámicas, tales como sismo, tengan un comportamiento satisfactorio.

De lo anteriormente expuesto se deduce la importancia del análisis sísmico de cimentaciones, tema a tratar en el presente capítulo.

V.2 RESPUESTA SISMICA DE CIMENTACIONES

La función de una cimentación durante un sismo, es transmitir adecuadamente al suelo las acciones resultantes de las fuerzas generadas por el temblor en la superestructura y soportar apropiadamente los esfuerzos inducidos por las deformaciones del suelo.

Cuando una superestructura responde ante un sismo, se producen en su base esfuerzos de interacción con la cimentación. Dichos esfuerzos son debidos a un sistema constituido por dos fuerzas cortantes horizontales ortogonales, una fuerza vertical, dos momentos de volteo con respecto a dos ejes horizontales ortogonales localizados en la zona de cimentación, y un momento torsionante con respecto a un eje vertical, es decir, que un cuerpo rígido desplantado sobre un suelo, tiene 6 grados de libertad.

Estas fuerzas de interacción son funciones del tiempo y al actuar sobre la cimentación, ocasionan deformaciones de ésta, que hacen que el movimiento del terreno difiera del que ocurriría de no estar presente la construcción.

Los esfuerzos de contacto entre el suelo y la cimentación debidos a los efectos sísmicos, causan, asimismo, deformaciones en el suelo, constituyéndose una interacción dinámica suelo-estructura (o retroalimentación de energía al terreno).

Resumiendo, el comportamiento de la estructura es función de la

naturaleza del suelo de cimentación y, análogamente, el comportamiento de dicho suelo es modificado por la presencia de la estructura. Con respecto a las condiciones locales del terreno y las características geológicas del sitio y su influencia en el comportamiento sísmico de una construcción, el lector debe referirse al capítulo 3 del presente trabajo, donde el tema es tratado ampliamente.

Debe quedar claro que durante la excitación sísmica las estructuras interactúan con el suelo de cimentación, dicho fenómeno se conoce como "Interacción Dinámica Suelo-Estructura".

V.3 SOLICITACIONES POR SISMO

Para el diseño de las cimentaciones deben considerarse las acciones que se establecen en los artículos 209, 210, 211, 212 del R.C.D.F. (Reglamento de Construcciones del D. F., ref. 10) y que son acciones permanentes, que son las que obran en forma continua y su intensidad no varía con el tiempo y que son la carga muerta debida al peso propio de los elementos que forman la superestructura (columnas, trabes, losas, muros, etc.), peso de las instalaciones y acabados, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos de consolidación regional, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de cimentación; acciones variables, o sea, que obran con intensidad variable con el tiempo y son las debidas a carga viva, a deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo y a las vibraciones, impacto y frenaje debidos al funcionamiento de maquinaria y equipo; acciones accidentales que no se deben al funcionamiento de la construcción y que pueden alcanzar valores significativos durante lapsos breves y que son las debidas a sismo y viento principalmente.

Ya se mencionó en V.2, que cuando una estructura responde a la acción accidental sismo, la cimentación, debido a su interacción con la superestructura esta sujeta a las siguientes solicitaciones: dos fuerzas cortantes horizontales ortogonales, una fuerza vertical, dos momentos de volteo con respecto a dos ejes horizontales ortogonales y un momento de volteo con respecto a un eje vertical (torsión).

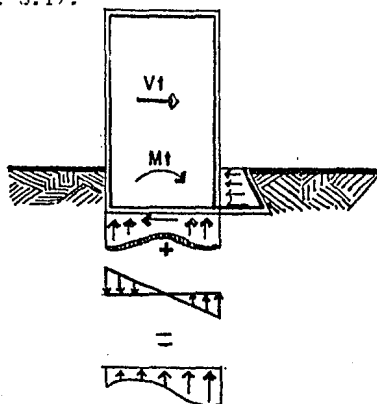
De acuerdo con el artículo 237 del R.C.D.F. (ref. 10), el análisis sísmico se debe hacer considerando la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, es decir, considerando las solicitaciones actuando en dos direcciones ortogonales, a las que puede bautizarse como X y Y. Para facilidad del análisis primero se consideran los efectos en una dirección, es decir se realiza un análisis plano, posteriormente se superponen los efectos en la otra dirección, tal y como lo establece el mismo artículo 237 del R.C.D.F.

Para el análisis sísmico presentado en este trabajo se considerara principalmente la fuerza cortante horizontal y el momento de volteo, ya que a través de la experiencia en sismos anteriores, incluyendo el

terremoto del 19 de septiembre de 1905, son las solicitaciones mas desfavorables para la subestructura. Esto se hace, en aras de simplificar el problema que por sus características dinámicas presenta muchas complicaciones, no obstante, esto no significa que se desprecian las otras solicitaciones, sino que considerando dicha fuerza cortante y dicho momento de volteo se llegan a diseños del lado de la seguridad, en un tratamiento análogo al diseño de vigas de concreto y de acero, donde por ejemplo el elemento mecánico utilizado para el diseño es el momento flexionante, revisándose por cortante generalmente, sin considerar la torsión; o como el caso del diseño de columnas donde el efecto mas importante a considerar es el pandeo.

Vale la pena aclarar que el momento de volteo no es un elemento mecánico nuevo para el Ingeniero Civil, simplemente es un momento flexionante a nivel de la subestructura o cimentación.

El momento de volteo causado por las fuerzas de inercia actuando en la dirección horizontal, provoca giro en la cimentación, mientras que la fuerza cortante horizontal provoca desplazamiento en la subestructura. Dicho momento genera incremento de esfuerzos de compresión en un lado de la cimentación y origina la aparición de esfuerzos de tensión en el otro, el mencionado efecto es alternativo debido a la naturaleza ciclica del sismo, aumentando o disminuyendo según el caso a los esfuerzos debidos a las acciones permanentes y variables (ver fig. 5.1).

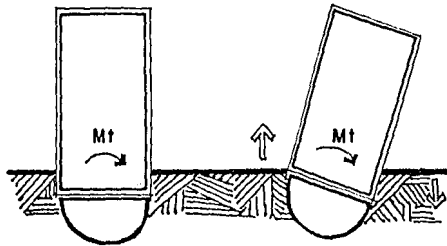


5.1

Resulta obvio lo importante de calcular el momento de volteo para determinar si el incremento de esfuerzos provoca o no la falla del subsuelo por excederse su resistencia al corte lo que puede originar desde desplomes en la construcción hasta fallas espectaculares como la que se presentó en el edificio de la fotografía 5.a

En donde, en opinión del autor, las fuerzas de inercia provocaron un gran momento de volteo que provocó que el suelo excediera su resistencia al corte, presentándose el giro del edificio.

En las siguientes figuras se presenta una explicación gráfica de lo que pudo haber ocurrido y la fotografía 5.a. Los efectos debidos a momento de vuelco, así como los debidos a la fuerza cortante en la base, se trataran de una manera mas amplia en los siguientes subcapítulos.



FALLA DEL SUBSUELO POR CORTE

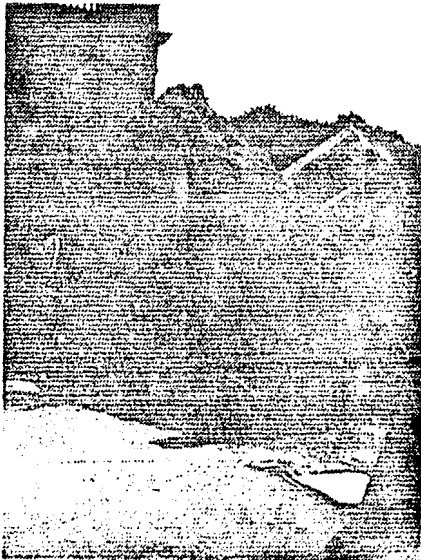


Foto 5.a

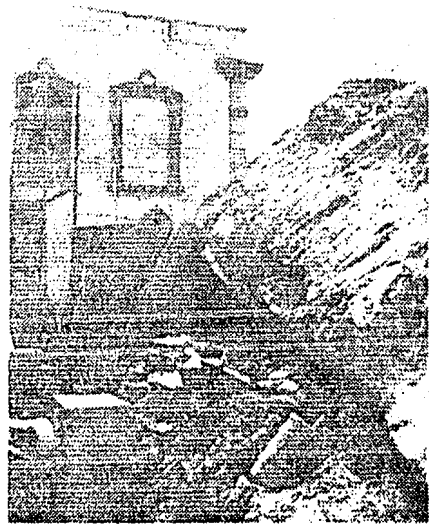


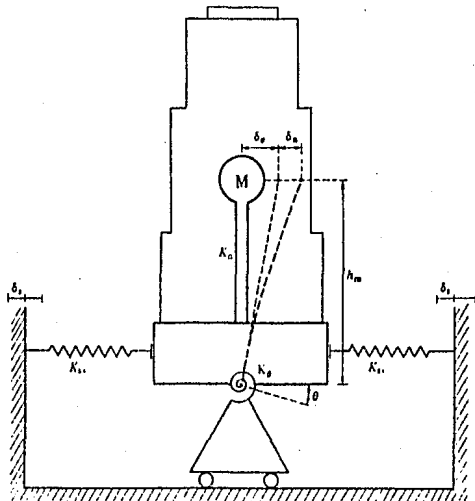
Foto 6.a

V.3.a CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA Y EL MOMENTO DE VOLTEO (METODO DINAMICO)

Se presenta la manera de calcular la fuerza cortante sísmica horizontal y el momento de volteo mediante la metodología propuesta por Zeevaert (ref. 1), ya que toma en cuenta en forma integral al subsuelo y a la estructura, así como el efecto dinámico del fenómeno.

La cuestión se tratará bajo la hipótesis de que el momento flexionante sísmico (de volteo) provoca una variación de esfuerzos de forma lineal como se mostro en la fig. 5.1. Esto desde luego no es necesariamente cierto, ya que es obvio que las hipótesis de la Resistencia de Materiales aplicables rigurosamente a barras prismáticas donde exista un relacion de longitud > 5 veces el peralte, dejan de ser válidas en un medio semicontinuo como el suelo y donde se deben de aplicar los conceptos de la Mecánica del Medio Continuo. Pero para fines ingenieriles y por cuestión de sencillas para entender el fenómeno se puede aceptar.

Zeevaert parte del siguiente modelo (ver fig. 5.3), donde se considera la interacion suelo-estructura y el fenómeno de oscilacion de la cimentacion.



5.3

Considerando el momento de volteo inducido por las fuerzas de inercia aplicadas en el centro de masa localizado a una altura h_m del nivel de desplante de la cimentación (ver fig. 5.3) proporcional a θ que es el ángulo debido a la oscilación de la cimentación

$$M_t = K_e \theta \dots (5.1)$$

y tomando a la fuerza cortante sísmica proporcional a dn causado por la deformación elástica (ver fig. 5.3), es decir:

$$Vt = K_n dn \dots (5.2)$$

donde K_o y K_n son constantes de proporcionalidad. También considerando que al nivel del centro de masa se presenta una deflexión do debida a la rotación de la cimentación + dn . Zeevaert propone la siguiente relación (ref. 1):

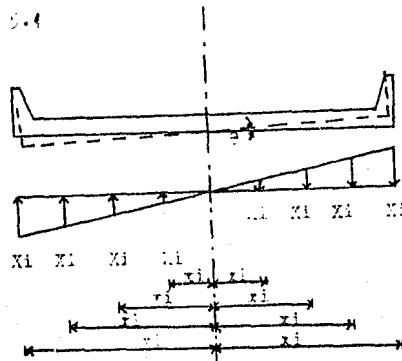
$$T_o^2 = T_n^2 + T_e^2 \dots (5.3)$$

donde:

T_o es el periodo de vibración del sistema superestructura-cimentación. El hecho de incluir el término en función de T_o puede sacar a la construcción del período fundamental de vibración del suelo, o puede acercarla a él, por eso es importante el incluirlo.

T_n es el período para cada modo de vibración ($n=1,2,\dots$), obtenido por métodos numéricos de aproximaciones sucesivas como el Método de Newmark, el Método de Holzer o el Método de Iteración Inversa, presentados de una manera clara por Meli (ref. 4). Considerando a la estructura formada por la superestructura y la cimentación, sin considerar la interacción con el suelo, es decir de la manera "estructurista", o sea, ignorando la interacción con el suelo.

T_e es el término que considera el fenómeno de oscilación o giro de la estructura, con lo que se considera la interacción suelo-estructura implícitamente. Para su determinación se considera una cimentación rígida y la existencia del giro de la cimentación, como se muestra en la figura 5.4



Donde X_i son las reacciones, x_i las distancias del centro de rotación a las reacciones, θ es el ángulo de giro de la cimentación rígida. Para el cálculo de las reacciones es necesario hacer un cálculo de la

interacción suelo-estructura, por ejemplo como el que presenta Zeevaert en el capítulo VI de la referencia 1. Una vez obtenidas las reacciones, se calcula la constante K_e como (ref. 1):

$$K_e = (X_i/\theta) X_i \dots (5.4)$$

Así, el período debido al fenómeno de oscilación de la subestructura esta dado por (ref. 1):

$$T_e = 2 \text{ hm} (M/K_e)^{1/4} \dots (5.5)$$

con lo que se puede calcular

$$T_o^2 = T_n^2 + T_e^2 \dots (5.3)$$

con lo que se puede entrar al espectro de aceleración propuesto por Zeevaert y determinar el factor de amplificación f_a , determinando la fuerza de inercia con

$$V_b = f_a m a_m \dots (5.6)$$

y el momento de volteo con

$$M_v = (f_a m a_m) \text{ hm} \dots (5.7)$$

En las anteriores expresiones m es la masa de la estructura, obtenida sabiendo que $m = W/g$, donde W es el peso de la misma considerando las acciones permanentes y variables; g es la aceleración de la gravedad que vale 9.81 m/s^2 .

Como se comentó en el capítulo IV, se tendrá que esperar a que Zeevaert corrija el espectro de respuesta adimensional propuesto por, incluyen la $a_m = 0.2 g$.

En V.4 se presentan otros modelos para considerar la interacción dinámica suelo-estructura, con lo que se puede calcular T_o .

Sin manejar el espectro de Zeevaert, con el T_{on} calculado (que toma en cuenta la superestructura+cimentación, así como la interacción dinámica suelo-estructura), se puede proceder de la siguiente forma:

Se conoce el período de vibración T_{on} ($n=1,2,3,\dots$) para cada modo, se obtiene del espectro de pseudoaceleración (ver capítulo IV), S_n (pseudoaceleración en función de T_{on} , como se presentó en el capítulo IV). O considerando el espectro de respuesta propuesto por las Normas de Emergencia (ref. 11) y el cual se presentó en el capítulo IV de este trabajo, con lo cual se está cumpliendo el R.C.D.F., pero se está del lado de la seguridad ya que se está considerando el efecto de oscilación de la cimentación que considera implícitamente la interacción suelo-estructura.

Por lo tanto la fuerza cortante sísmica se calcula de igual forma que con 5.6 mediante:

$$V_n = m \text{ San} \dots (5.8)$$

y el momento de volteo de manera análoga a 5.7 con:

$$M_n = m \text{ San hm} \dots (5.9)$$

Esto es desde luego para cada modo de vibración. Para considerar la influencia de cada modo en la respuesta total, consideremos el coeficiente de participación C_n , donde $C_n=1$. Por lo tanto el cortante total es:

$$V_t = m \text{ C}_n \text{ San} \dots (5.10)$$

Lo que implica que el momento total es:

$$M_t = V_t \text{ hm} \dots (5.11)$$

El artículo 241 del R.C.D.F. (ref. 10) señala que se deberá incluir el efecto de todos los modos de vibración con período mayor o igual a 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos de 3 modos. Para fines de este trabajo se considerarán el período fundamental T1 y los subsecuentes T2 y T3, con lo que se cumple el reglamento, además de que la experiencia en Ingeniería Sísmica ha demostrado que para fines prácticos es suficiente el solo incluir la respuesta de 3 modos de vibrar. Dicha respuesta no ocurre al mismo tiempo, pero estando del lado de la seguridad tenemos (ref. 1):

$$V_t = m (C_1 S_{a1} + C_2 S_{a2} + (1 - C_1 - C_2) S_{a3}) \dots (5.12)$$

donde los C_n se pueden calcular mediante (ref. 1 y 4):

$$C_n = (\sum m_i d_{ni}^2) / (\sum m_i d_{ni}^2) M \dots (5.13)$$

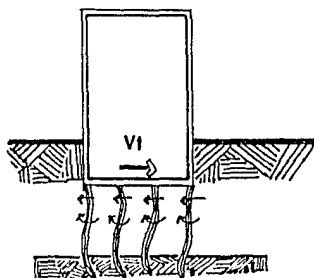
donde m_i es la masa concentrada en el i -ésimo piso, d_{ni} es el desplazamiento horizontal en el i -ésimo piso producido por el n -ésimo modo de vibrar (se obtiene de los métodos para el análisis modal recomendados de la ref. 4), M es la masa total del edificio.

El método dinámico para calcular la fuerza cortante sísmica y el momento de volteo previamente descrito, considera la interacción de la superestructura con la cimentación. Para una construcción cimentada a base de zapatas (aisladas o corridas), o losa de cimentación, o con cajón de cimentación, lo propuesto es perfectamente válido.

Surge la interrogante: Será válida para una edificación que utiliza cimentación a base de pilotes o a base de pilas?

Para el caso de pilotes, se hace la hipótesis de considerarlos lo suficientemente flexibles, de tal manera que siguen el movimiento del terreno (sobre el comportamiento sísmico de pilotes se abundará en V.9, ver fig. 5.5), por lo que la metodología planteada sigue siendo válida, es decir, no se considera el efecto de los pilotes para el cálculo del momento y cortante sísmico. Esto, que a primera instancia parece ser incorrecto, en la práctica (ver ref. 1 y 44) ha conducido a cálculos de

momentos de volteo y cortantes sísmicos conservadores.



5.5

Para el caso de pilas, estos elementos estructurales son de una mayor rigidez que los pilotes (dicho tema se trata en V.8.b), por lo que la interacción de las pilas con la superestructura no puede despreciarse, no siendo aplicable la metodología propuesta. Para el cálculo del momento y cortante inducidos por temblores, el autor recomienda utilizar la técnica del elemento finito (dicha técnica se expondrá someramente en V.4.c, recomendándose en tal subcapítulo bibliografía sobre el tema). Sobre lo referente al análisis sísmico de pilas, el lector debe referirse a V.8.d.

Concluyendo: la metodología presentada solo es válida para determinar solicitaciones sísmicas en el caso de las edificaciones con cimentaciones a base de zapatas, losa de cimentación, cajón de cimentación, pilotes y mixtas (cajón y pilotes).

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA Y EL MOMENTO DE VOLTEO (METODO ESTATICO)

Otros autores (ref. 45) calculan la fuerza cortante sísmica al nivel de la base y el momento de volteo de una manera análoga a como se haría el análisis estático para el caso de superestructuras (ref.10 y 4), es decir:

$$V_t = W_t C \dots (5.14)$$

donde:

W_t = el peso total de la construcción considerando acciones permanentes y variables.

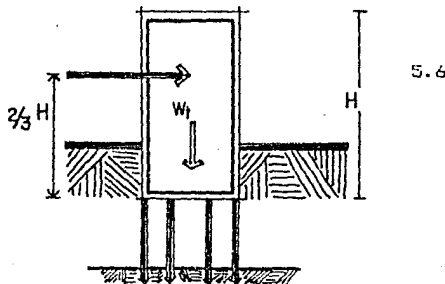
C = el coeficiente sísmico establecido por el R.C.D.F., que de acuerdo a los establecido por el artículo noveno de las Normas de Emergencia (ref. 11), que modifica al artículo 234 del R.C.D.F. (ref. 10) vale:

Zona	Grupo B	Grupo A
I	0.16	0.24
II	0.27	0.405
III	0.40	0.6

Para el cálculo del momento de volteo tenemos:

$$M_t = W_t C h \dots (5.15)$$

donde h es la altura de aplicación de la carga y se considera $h = 2/3 H$, donde H es la altura total del edificio, como se muestra en la siguiente figura



El autor recomienda calcular la fuerza cortante y el momento de volteo considerando las características dinámicas del problema, para obtener sollicitaciones, más apegadas al comportamiento real de la edificación. En los siguientes subcapítulos se mostrará el cómo utilizar dichas sollicitaciones.

V.4 INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

Previamente, en V.2, se expuso que durante la excitación sísmica las estructuras interactúan con el suelo de cimentación, dicho fenómeno se conoce como "Interacción Dinámica Suelo-Estructura".

La interacción dinámica suelo estructura se manifiesta por una diferencia entre el movimiento en la base de la estructura y el movimiento que se presentaría en la superficie del terreno, de no existir la estructura, es decir en campo libre. Se presenta en suelos de mediana a alta compresibilidad, como el de la Ciudad de México, en su zona de lago (referencia). Dicho movimiento puede ser vertical, horizontal, de cabeceo y/o de torsión.

En la práctica es común que el diseñador ignore los efectos de la

interacción dinámica suelo-estructura considerando a las estructuras empotradas, sin tomar en cuenta las condiciones del suelo, lo que conduce a un análisis erróneo.

Durante la vida útil de la construcción, no sólo se presenta la interacción dinámica suelo-estructura, que es la que se está tratando en este subcapítulo, sino que también debido a hundimientos de la subestructura que inducen elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal) adicionales a la estructura y que no son considerados en el análisis estructural, se presenta interacción suelo-estructura (ver ref. 35), que no debe ser ignorada y la idea de considerar a la estructura empotrada para el análisis sísmico o para el análisis estructural considerando cargas vivas y muertas, cuando se trate de suelos de mediana a alta compresibilidad, debe ser desechada.

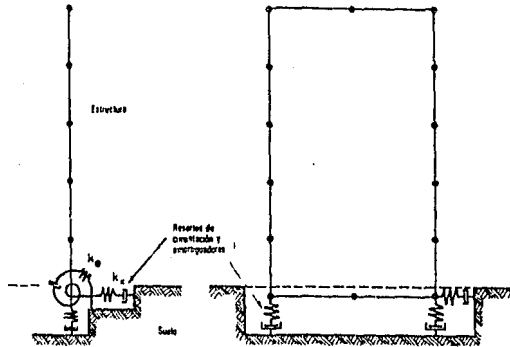
El análisis dinámico de sistemas suelo-estructura tiene que hacerse basándose en los postulados de la Mecánica de los Medios Continuos, que resulta más general que la Resistencia de Materiales, además requiere del uso de computadoras, y en el caso de utilizar la técnica del elemento finito, muchas veces es necesario contar con equipos de cómputo muy grandes, como la BURROUGHS 7800 de la UNAM, lo que implica que no son modelos baratos y accesibles para toda la comunidad ingenieril. Los métodos de análisis más utilizados, son aquellos que aplican el movimiento en campo libre (aquel que ocurriría en la superficie en ausencia de la estructura), a la base de la estructura. En muchos de los modelos el comportamiento dinámico se expresa en términos del dominio de la frecuencia y no del dominio del tiempo, esto implica que los registros de aceleración-tiempo sean transformados a términos de aceleración-frecuencia, mediante alguna función de transferencia (se utilizan métodos de transformación de Fourier), como ejemplo de dichos modelos, que utilizan también la técnica del elemento finito tenemos el programa PLUSH, en FORTRAN, utilizado en el Instituto de Ingeniería, en la sección de Geotecnia, para estudiar la interacción suelo-estructura que se presentó en algunos edificios cimentados con pilotes de fricción y en los cajones del Metro, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

En general un modelo para análisis sísmico requiere la representación de la rigidez del suelo, el amortiguamiento del material, tomar en cuenta la no linealidad de la relación esfuerzo-deformación, la variación en las propiedades en el suelo en tres dimensiones y algunos autores (ref. 3) hablan de considerar el amortiguamiento por radiación que definen como la cantidad de pérdida de energía de la estructura a través de la radiación de ondas que se alejan de la cimentación.

El considerar las mencionadas variables y otras más que el Ingeniero Civil juegue conveniente añadir, sería lo más conveniente, pero en la actualidad ningún modelo las considera todas, sólo son aproximaciones del comportamiento real, por lo que el Ingeniero Civil debe interpretar los resultados, utilizando su experiencia. A continuación se comentan algunos modelos utilizados para considerar la interacción dinámica suelo-estructura.

V.4.a RESORTES EN EL NIVEL DE LA BASE

Para analizar la respuesta dinámica de la estructura se colocan entre la base de esta y el terreno un conjunto de elementos deformables que toman en cuenta la flexibilidad de la cimentación, dichos elementos son resortes y amortiguadores viscosos, es decir, la interacción dinámica se modela mediante resortes estáticos equivalentes y amortiguamiento viscoso en el nivel de la base, como se muestra en la figura 5.7:



5.7

El establecer las rigideces de los resortes, ha sido tema de investigación de varios autores, y se han establecido solo para cimentaciones particulares, como una cimentación circular y una rectangular. Se reproduce la siguiente tabla tomada de la referencia 3 (fig. 5.8). Para la utilización de dicha tabla se requiere el uso de la gráfica anexa (fig. 5.9), tomada de la misma referencia. Se nota que las rigideces del resorte son dependientes del módulo de cortante G , que se puede obtener para las condiciones locales, como se menciona en el capítulo III.

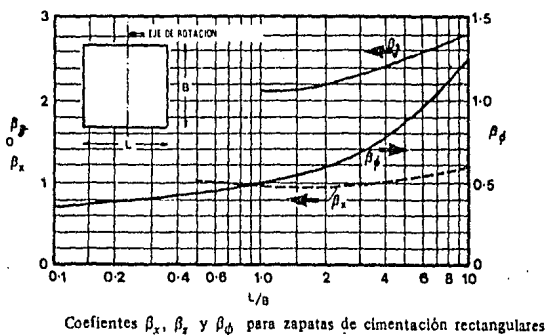
Rígidez k del resorte para una base rígida que descansa sobre una semiespacio elástico

Movimiento	Zapatatas de cimentación circulares	Zapatatas de cimentación rectangulares
Vertical	$\frac{4GR}{1-\nu}$	$\frac{G}{(1-\nu)} \beta_x \sqrt{BL}$
Horizontal	$\frac{32(1-\nu)GR}{7-8\nu}$	$2G(1+\nu) \beta_x \sqrt{BL}$
Balaceo	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{G \beta_y BL^2}{1-\nu}$
Torsión	$\frac{16GR^3}{3}$	

5.8

G es el módulo de cortante del suelo, donde $G = E / [2(1+\nu)]$ y es la relación de Poisson del suelo, R es el radio de la cimentación, B, L , son las dimensiones en planta de las losas rectangulares, y $\beta_x, \beta_y, \beta_\theta$ son coeficientes que se encuentran en la Fig. 5.

Dicho modelo, tan simple, presenta dificultades para representar con precisión los efectos del amortiguamiento del material y del amortiguamiento por rotación. Para mejorar el método algunos autores (ref. 27) han determinado curvas de rigidez dinámica en función de la frecuencia, también en la referencia 32, se pueden encontrar otras gráficas para determinar la rigidez, en función de propiedades geométricas de la sección.



5.9

El modelo presentado, dista de ser general y es demasiado simplista, por lo que el lector, en caso de utilizarlo deberá hacerlo con mucho criterio.

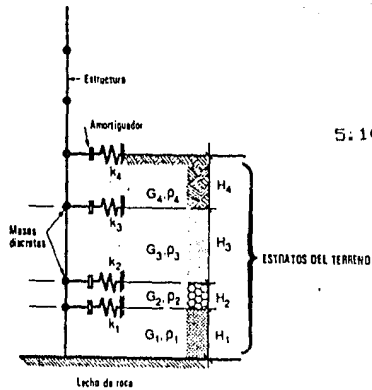
V.4.b VIGA DE CORTANTE

Este modelo que ha sido descrito ampliamente en el capítulo III, se le puede utilizar, acoplado un modelo como el mostrado en la figura que simula a la estructura desplazada sobre el terreno, modelado como viga de cortante, discretizando las masas de la estructura, como se observa en la figura 5.10.

La no linealidad de la respuesta puede tomarse en cuenta usando análisis lineales iterativos, tales como los utilizados en estudios de amplificación de ondas, en suelos blandos (ver capítulo III), o por resortes no lineales en la cimentación.

Este modelo conduce a resultados bastante aceptables cuando se aplica a suelos blandos estratificados que sobreyacen a terreno duro, como el caso de la arcilla del Valle de México.

Por lo tanto, la aplicación de este modelo para determinar la interacción dinámica suelo-estructura en la Ciudad de México es muy recomendable.



Modelo analítico suelo-estructural que representa el perfil vertical del suelo por medio de un sistema de resorte y amortiguadores con parámetros discretizados.

V. 4. c ELEMENTO FINITO

El método del elemento finito es el modelo más completo que existe para modelar la interacción suelo-estructura, ya que permite considerar el amortiguamiento del material, el comportamiento tridimensional, la variación de propiedades a lo largo de tres dimensiones, permite tomar en cuenta la no linealidad y la heterogeneidad del suelo, se pueden simular condiciones de frontera más representativas que con los otros modelos y al ser un método que se puede programar, su utilización no es difícil, ya que los programas se pueden adquirir y no se requiere ser experto en computación para su aplicación. La desventaja que presenta es que en algunos casos es necesario contar con una computadora muy poderosa, como la BURROUGHS 7800 del Centro de Servicios de Computo de la UNAM, ya que se requiere de mucho tiempo de proceso, que en algunas ocasiones llega incluso a medirse en horas, como es el caso del estudio de la respuesta sísmica de una presa. Para tener una idea de lo que esto significa hay que tener presente que los programas utilizados en muchas aplicaciones de la Ingeniería requieren de fracciones de segundo para su proceso, por lo que es un modelo muy caro de utilizar. En la actualidad ya se han implementado programas de Elemento Finito para las llamadas microcomputadoras P C.

En general el autor del presente trabajo recomienda la utilización de la técnica del elemento finito para analizar la interacción dinámica suelo-estructura.

El elemento finito, de acuerdo a su definición formal (ref. 3B), es un método numérico que pertenece a la familia de los métodos

variacionales, que sirven para resolver problemas de maximización o minimización de funcionales, los cuales a su vez sirven para resolver ecuaciones diferenciales, ya que estas pueden transformarse en funcionales.

Es importante señalar que una funcional es un función de la siguiente forma:

En una dimensión y considerando $y=f(x)$

$$F = \int_0^1 O(y', y'', y''', \dots, x) dx \dots (5.16)$$

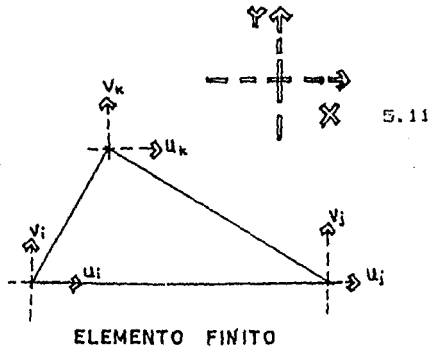
Se busca que función $y=f(x)$, maximiza o minimiza el valor de F en el intervalo dado. El encontrar dicha función analíticamente es un problema casi imposible de resolver, pero utilizando métodos variacionales como el de Garlekin, el de Ritz y el del elemento finito, el problema tiene solución.

Ahora bien, la pasada definición es muy compleja, ya que involucra conceptos de cálculo variacional. Para un estudio mas profundo del elemento finito el lector puede referirse a la referencia 38.

La interacción dinámica suelo-estructura es un problema físico que puede presentarse matemáticamente mediante un sistema de ecuaciones diferenciales, que pueden plantearse como un problema de maximización o minimización de funcionales, que puede ser resuelto mediante el método numérico del elemento finito. El lector no debe suponer que requiere de sólidos conocimientos de cálculo variacional para utilizar la técnica del elemento finito, al contrario debe tener en cuenta que es un método numérico, que no obstante que está basado en conceptos matemáticos complejos, es muy fácil y práctico de aplicar, gracias a esa poderosa herramienta que es la computadora; como se muestra en la referencia 39, donde Demenegui hace un exposición sencilla y por lo mismo entendible del elemento finito.

La idea del autor del presente trabajo, de incluir la definición del elemento finito dada por Magaña (ref. 38), es para hacer ver al lector que dicho método numérico no es un método para resolver sistema de ecuaciones, sino que es una técnica para resolver problemas de Mecánica de Medios Continuos, en los cuales, deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio, las relaciones cinemáticas y las ecuaciones constitutivas (relaciones de Hooke para casos elásticos, etc.), que mediante los artificios matemáticos del método numérico del elemento finito, se reducen a un sistema de ecuaciones, que si es resuelto mediante métodos numéricos para resolver sistemas de ecuaciones.

En una explicación somera, el aplicar elemento finito consiste en discretizar el medio a estudiar, en este caso en particular la estructura y el suelo subyacente, por medio de elementos finitos que pueden ser de forma triangular o para facilitar mas la aplicación de la mencionada técnica pueden ser de forma rectangular, en la siguiente figura se muestra un elemento de forma triangular (fig. 5.11):



Para cada elemento finito hay que resolver la siguiente ecuación (ref. 39):

$$[F] = [D]^{-1} [D] [B] [U] A t \dots (5.17)$$

donde $[F]$ es el vector de fuerzas actuantes; $[B]$ es la matriz geométrica, que depende exclusivamente de las coordenadas de los nudos del elemento; $[B]^T$ es la matriz transpuesta de la matriz geométrica; $[U]$ es el vector de los desplazamientos; A es el área del elemento finito y t es su espesor.

Llamando $[K]$ matriz de rigidez del elemento a $[B]^T [D] [B]$, tenemos que (5.17) se puede escribir como:

$$[K] [U] = [F] \dots (5.18)$$

Esta ecuación válida para un solo elemento se puede generalizar considerando a todos los elementos de la región en estudio, considerando a $[K]$ como la suma de las matrices de rigideces de todos los elementos, siendo para este caso $[U]$ el vector de desplazamientos de todo el medio y $[F]$ el vector de cargas en todos los nudos del medio, generándose un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son los desplazamientos. Conocidos éstos, se puede determinar las deformaciones y el estado de esfuerzos en el medio.

Para la formación de la matriz de rigidez y de los vectores antes mencionados, en el medio discretizado se determinan las coordenadas de los nudos de cada elemento finito con respecto a un sistema de referencia previamente fijado. Se asigna a cada nudo sus respectivas restricciones con referencia a los grados de libertad del mismo, es decir, si puede desplazarse, si está empotrado, etc.

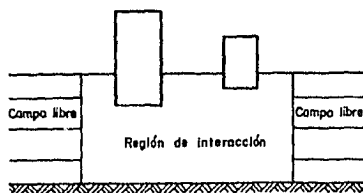
Se asigna a los elementos las propiedades de los materiales, que se obtienen de pruebas de campo o de laboratorio. Al ser un método que puede ser iterativo, dichas propiedades se pueden mejorar con cada iteración. También se asignan las solicitaciones actuantes, en este

caso el acelerograma del sismo de diseño, que puede manejarse mejor en el dominio de las frecuencias. Sobre el particular, si no se tiene dicha información, esta se puede calcular mediante el manejo de la probabilidad y estadística, recomendando el autor ver referencias 2 y 3, donde el tema se trata ampliamente.

Los métodos para estudiar el problema de interacción dinámica suelo-estructura se clasifican en métodos de subestructura y métodos completos.

Los primeros dividen el problema de interacción en dos partes. En la primera se analiza el depósito del suelo de cimentación como si fuera un semi-espacio continuo. En la segunda parte las propiedades obtenidas se usan como condiciones de frontera y se lleva a cabo un análisis dinámico de la estructura con un sistema de cargas que se obtiene de los movimientos de campo libre. En los métodos completos, a diferencia de los de subestructura, se determinan las respuestas de la masa del suelo y la estructura simultáneamente.

A continuación se presenta un modelo para estudiar la interacción dinámica suelo-estructura mediante elemento finito (para una información sobre el estado del arte ver ref. 40). El modelo consiste en tres regiones: dos zonas estratificadas semi-infinitas (campo libre) y una zona central dentro de la cual pueden existir estratos de geometría irregular, como se muestra en la figura 5.12:



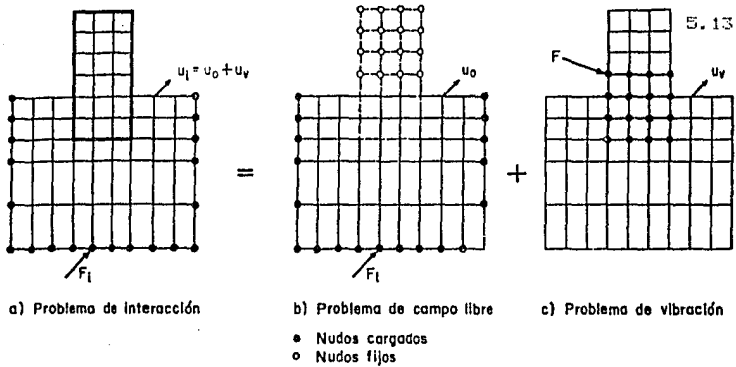
5.12

Modelo para el problema de interacción suelo-estructura

La frontera inferior del campo libre se supone rígida pero no necesariamente fija. La frontera inferior del problema de interacción puede ser rígida o flexible, con una condición de frontera viscosa para simular la existencia de un semiespacio elástico debajo de esta región. Para explicar el procedimiento de solución se presenta la figura 5.13.

El sistema que se va a analizar corresponde a la estructura y el suelo que la rodea (ver fig. 5.13.a). Este sistema se descompone en dos modelos, el de campo libre (fig. 5.13.b) y el incremental que es equivalente a un problema de vibración de maquinaria (fig. 5.13.c).

Superponiendo las soluciones de estos dos modelos (el teorema de superposición es aplicable puesto que los materiales se suponen visco-elásticos lineales) se obtiene la respuesta dinámica del sistema suelo-estructura.



Etapas de superposición para el problema de interacción

Entonces los desplazamientos del sistema suelo estructura, $\{U_i\}$, se obtienen de la siguiente ecuación:

$$\{U_i\} = \{U_o\} + \{U_v\} \dots (5.19)$$

Donde $\{U_o\}$ y $\{U_v\}$ son los vectores de desplazamientos en el campo libre y en el modelo incremental, respectivamente.

Los modelos presentados en la fig. 5.13 son idénticos en el sentido de que están discretizados igualmente con elementos finitos. Además, todas las masas y rigideces son las mismas, excepto que la parte estructural del modelo presentado en fig. 5.8b no tiene masa ni rigidez y para este modelo los nudos en la estructura arriba de la superficie del terreno se suponen fijos.

Suponiendo que las fronteras están lejos de la estructura (fig. 5.13.a) la ecuación del movimiento para el problema de interacción es:

$$[M]\{\ddot{U}_i\} + [C]\{\dot{U}_i\} + [K]\{U_i\} = \{F_i\} \dots (5.20)$$

Donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices totales de masa amortiguamiento y rigidez, respectivamente; y $\{F_i\}$ es la excitación dinámica actuando en las fronteras del modelo.

Debido a que los nudos fijos de la estructura no afectan la respuesta del depósito de suelo (fig. 5.13.b) la ecuación de movimiento para el problema de campo libre es:

$$[M_o]\{\ddot{U}_o\} + [C_o]\{\dot{U}_o\} + [K_o]\{U_o\} = \{F_i\} \dots (5.21)$$

Donde $[M_o]$, $[C_o]$ y $[K_o]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente del campo libre.

Sustituyendo las ecuaciones (5.19) y (5.20) en la ec. (5.21) se obtiene la ecuación del movimiento para el movimiento incremental:

$$[M] \{\ddot{U}_i\} + [C] \{\dot{U}_i\} + [K] \{U_i\} = \{F\} \dots (5.22)$$

donde:

$$\{F\} = ([M_0] - [M]) \{\ddot{U}_0\} + ([C_0] - [C]) \{\dot{U}_0\} + ([K_0] - [K]) \{U_0\} \dots (5.23)$$

es el vector de carga y puede determinarse de los desplazamientos de campo libre calculados con la ecuación (5.21). Es importante notar que el vector de carga $\{F\}$ depende solo de la diferencia entre las propiedades de la estructura y del suelo excavado.

Los desplazamientos totales $\{U_i\}$ del problema de interacción dinámica suelo-estructura se calculan por superposición como se indica en la ec. (5.19).

V.3.d OTROS MODELOS

Algunos autores han intentado mediante el empleo adecuado de integrales de convolución, de la transformada de Laplace, o la de Fourier, calcular la interacción dinámica suelo-estructura de cualquier edificación de comportamiento lineal que descansa en un cimiento rígido apoyado a su vez en un suelo de comportamiento lineal (ver ref. 2). Se han logrado soluciones respecto a una placa rígida, circular o rectangular, que se apoya en un semiespacio isótropo, homogéneo y linealmente elástico, ante la acción de vibraciones estacionarias. Esto es interesante pero impráctico, por no ser soluciones generales y son sólo aplicables a casos ideales.

Respecto al Reglamento de Construcciones para el D.F., es importante hacer notar que no se dan cláusulas que traten específicamente el fenómeno tratado en este subcapítulo.

Antes de iniciar el análisis sísmico de cualquier tipo de cimentación, es necesario llevar a cabo una investigación del subsuelo y sus propiedades, así como una investigación de las construcciones colindantes, dichos temas se tratan a continuación.

V.5 INVESTIGACION DEL SUBSUELO Y SUS PROPIEDADES

En el artículo 262 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 10), se divide el Distrito Federal en cuatro zonas (ver fig. 3.10):

Zona I, con suelos compresibles de espesor $H < 3$ m.

Zona II, con suelos compresibles de espesor $3 \text{ m} < H < 20 \text{ m}$.

Zona III, con suelos compresibles de espesor $H > 20$ m.

Zona IV, poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de

suelos.

Ademas se especifica en tabla anexa al referido artículo, los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo.

Las fallas en muchísimas estructuras durante el macrosismo del 19 de septiembre de 1985, demostró que es necesaria una evaluación más cuidadosa de la estratigrafía y de las propiedades estáticas y dinámicas del suelo para fines de diseño que la exigida por el Reglamento. Sobre el particular se ha hecho énfasis en el presente trabajo, presentandose en el capítulo III, las propiedades dinámicas más importantes a considerar en el diseño sísmico (modulo G dinámico, amortiguamiento, relación de Poisson), ademas de presentar las pruebas de campo y laboratorio más utilizadas para valuarlas.

Debe prestarse atención especial a las heterogeneidades del subsuelo que pueden dar lugar a asentamientos diferenciales que debilitan considerablemente las construcciones ante sollicitaciones sísmicas.

V.6 INVESTIGACION DE LAS CIMENTACIONES COLINDANTES

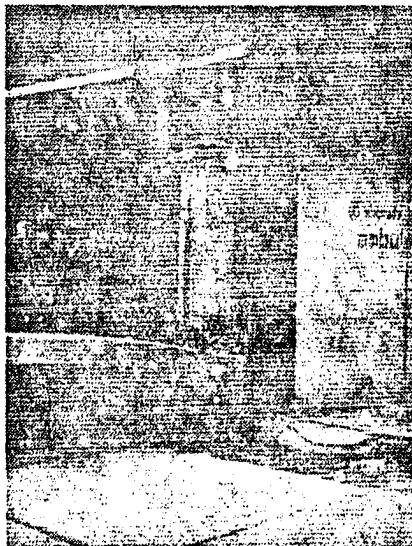
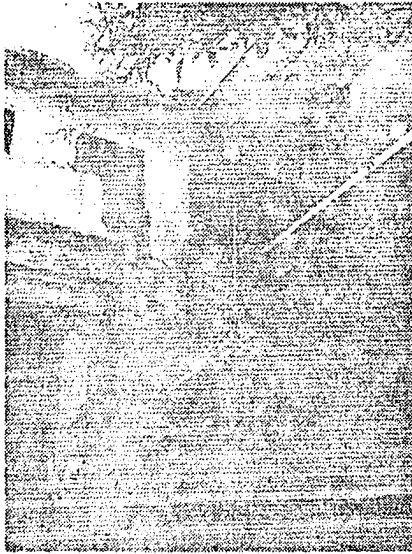
El autor considera la posibilidad de que cierto número de construcciones, durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985, hayan colapsado, o hayan quedado con daños muy severos por haber sufrido reducción de su capacidad estructural a causa de falla incipiente en la cimentación, que en muchos casos pudo ser debida a incompatibilidad en los sistemas de cimentación. Es decir, los movimientos debidos a interacciones entre sistemas no compatibles debilitaron muchas construcciones o redujeron la separación entre las mismas ocasionando daños estructurales importantes por impacto.

En las fotografías que se presentan, se observa como un edificio de 10 niveles cimentado con pilotes, sufrió asentamientos debido al sismo y arrastro a la casa contigua cimentada sobre zapatas (fotografía 5.c.), ocasionandole inestabilidad y choque entre las dos construcciones (fotografía 5.d).

En el artículo 263 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 10), se establece la obligación de investigar las condiciones de cimentación, estabilidad, hundimientos, emergiones, agrietamientos y desplomes de las construcciones colindantes y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Las funestas consecuencias de los sismos de 1985, señalan que debe prestarse mayor atención que la que ha sido usual a la compatibilidad de los sistemas de cimentación.

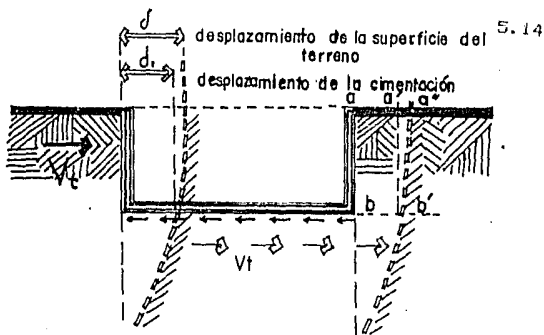
En la construcción de la Torre Latinamericana se utilizaron tabla-estacas, que aíslan la cimentación de dicho edificio, evitando daños en las pequeñas construcciones vecinas, ademas de que estos elementos permiten que se genere presión pasiva que ayuda en la respuesta sísmica como se vera en V.6.a.



V.7 CIMENTACIONES SOMERAS

Como cimentaciones someras se considerará a las zapatas aisladas o corridas, que pueden ser de mampostería o concreto reforzado y a las losas de cimentación de concreto reforzado. También son conocidas en el medio ingenieril como cimentaciones superficiales. El término "someras" se utiliza para estar en concordancia con el R.C.D.F. (ref. 10).

El efecto del movimiento del terreno durante un sismo es transmitido a la estructura por medio de fuerzas cortantes que se desarrollan en la frontera entre la cimentación y el suelo, como se muestra en la fig. 5.14.



La cimentación también está sujeta a momentos de volteo y fuerzas cortantes sísmicas inducidas por las fuerzas de inercia que actúan en la superestructura. Dichos elementos mecánicos se pueden calcular mediante un análisis estático como el propuesto en V.3.b.

Un análisis dinámico modal no se hace necesario, ya que en general las construcciones con cimentaciones someras son de pocos niveles, con períodos naturales de vibración menores que un segundo, (ejemplo casas habitación $T=0.1$ seg, iglesia $T=0.4$ seg, según ref. 9). Muchas de ellas se han estructurado mediante muros de carga, que suelen ser de mampostería, que sumados a los muchos muros divisorios existentes hacen que dichas estructuras sean muy rígidas. Un ejemplo son las casa habitación, donde económicamente hablando, un estudio de mecánica de suelos no es costeable, descartándose un análisis de la interacción dinámica suelo-estructura, por la misma razón. Se descartan edificios industriales (bodegas, hangares, fábricas horizontales), generalmente de estructura de acero; ya que generalmente la acción accidental que rige en el diseño es la acción del viento.

Cabe mencionar que muchas cimentaciones someras, como las zapatas de mampostería, se diseñan sin adecuado análisis, más bien, son producto de recetas.

En la práctica se ha observado que en general las construcciones con

cimentaciones superficiales tienen un buen comportamiento cuando sobreviene un sismo, como sucedió durante los macrosismos de septiembre de 1985, donde según la ref. 46 e inclusive en la zona de lago de la Ciudad de Mexico, las edificaciones con las características mencionadas en párrafos previos, se comportaron adecuadamente, colapsándose muy pocas y no presentándose grandes hundimientos diferenciales; pese a falta de un estudio de mecánica de suelos, a la falta de un diseño sísmico y al recetismo señalado.

En la ref. 46 se informa que se presentaron problemas en 36 construcciones de mampostería, presentándose el colapso en 13 de ellas, donde muchas de ellas eran vecindades muy antiguas, con múltiples adaptaciones y nula conservación, además de planteles escolares en los que las fallas se debieron a errores constructivos, mala supervisión y a la "corrupción", mas que fallas debidas a un mal comportamiento de la cimentación.

Por lo anterior expuesto, no se justifica un exagerado refinamiento en el análisis sísmico de este tipo de cimentación. El autor recomienda el análisis estático propuesto en V.3.b, para el cálculo de las sollicitaciones sísmicas.

Se considera que la mayor parte de la resistencia a la carga lateral es proporcionada por fricción entre el suelo y la cimentación. Algunos autores (ref. 3) consideran que las losas de cimentación, proporcionan resistencia al cortante si están conectadas apropiadamente a los principales elementos resistentes; esto en opinión del autor, no debe considerarse en el análisis sísmico, considerando dicha resistencia como una reserva de resistencia, estando del lado de la seguridad la estructura. Otros autores (ref. 1 y 3), consideran como contribuyente a la resistencia a la fuerza cortante sísmica a la presión pasiva del terreno; pero debido a la poca profundidad de desplante de las cimentaciones superficiales, el autor recomienda no considerar dicha resistencia en un análisis sísmico, lo que significa estar del lado de la seguridad.

Para considerar el efecto del cortante horizontal sísmico, se propone utilizar un factor de seguridad mayor o igual a 3 para deslizamiento, es decir:

$$F.S. = \text{Fuerza resistente} / \text{Fuerza cortante sísmica} \dots (5.24)$$

donde la fuerza resistente es la fuerza de fricción que se genera en la frontera del suelo y la cimentación y el cálculo de la fuerza cortante sísmica se presenta en V.3.b. Se sabe de la Estática que:

$$f = \mu N \dots (5.25)$$

donde:

f = fuerza de fricción.

μ = coeficiente de fricción; en este caso se considera como $\tan \phi$, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material.

N = fuerza normal; en este caso se considera como la suma de la carga muerta C.M. más la carga viva C.V., con su valor instantáneo (ver artículos 226 y 227 ref. 10 y artículo octavo ref. 11).

Reescribiendo 5.25 de acuerdo a la nomenclatura usada en el presente escrito, se tiene:

$$\text{Fuerza resistente} = (C.M.+C.V.) \tan \phi \dots (5.26)$$

Se presenta una tabla auxiliar (fig. 5.15), tomada de la ref. 3, para determinar el coeficiente de fricción.

Materiales en la superficie de contacto	Angulo de fricción (grados)	Adherencia (kN/m ²)	5.15
<i>Concreto en masa sobre los siguientes materiales de cimentación:</i>			
Roca sólida y limpia	35-45		
Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29-31		
Arena limpia, de fina a mediana, arena limosa de mediana a gruesa, grava limosa o arcillosa	24-29		
Arena limpia y fina, arena limosa o arcillosa de fina a mediana	19-24		
Limo arenoso fino, limo no plástico	17-19		
Arcilla residual o preconsolidada, muy firme y dura	22-26		
Arcilla medianamente dura o dura, y arcilla limosa	17-19		
<i>Concreto colado sobre los siguientes materiales de cimentación:</i>			
Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con lascas	22-26		
Arena limpia, mezclas de arena limosa y grava, relleno de roca dura de un solo tamaño	17-22		
Arena limosa, mezcla de grava o arena con limo o arcilla	17		
Limo fino arenoso, limo sin plasticidad	14		
Arcilla suave y limo arcilloso		10-35	
Arcilla firme y dura y limo arcilloso		35-60	

Para considerar la contribución a la resistencia a fuerzas laterales, de las presiones pasivas en el suelo, desarrolladas contra elementos enterrados, algunos autores (ref. 3) sugieren disminuir la fuerza de fricción, hasta en un 50%. El autor recomienda no realizar dicha disminución para estar del lado de la seguridad, con reservas de resistencia lateral. Para asegurar que se desarrolle la presión pasiva, es necesario compactar adecuadamente el relleno contra los lados de la losa o de las zapatas, aunque se insiste que debido a la poca profundidad de desplante, dicha presión pasiva es muy pequeña.

Otro criterio para determinar la fuerza resistente de la ecuación 5.24 se basa en considerar la Ley de Coulomb modificada por Terzaaghi, acerca de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos:

$$s=c+(\sigma-U_n)\tan \phi \dots (5.27)$$

donde:

s = resistencia al esfuerzo cortante.

c = cohesión.

σ = esfuerzo total normal.

U_n = presión de poro.

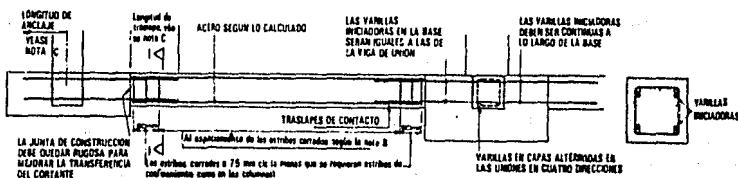
ϕ = ángulo de fricción interna.

Se tiene el inconveniente de que es necesario la realización de pruebas de laboratorio como puede ser la prueba de corte o la utilización de la cámara triaxial, para obtener c y ϕ . Como ya se mencionó en la mayoría de los casos esto resulta antieconómico.

En suelos blandos con cimentaciones superficiales algunos autores (ref 2, 3 y 4) consideran buena práctica proporcionar elementos de unión (trabes) entre las zapatas aisladas para evitar desplazamientos diferenciales y verticales durante un temblor. Sobre el diseño de dichos elementos, para resistir tensión y compresión, se conocen sólo reglas toscas aproximadas. Se propone (ref. 2 y 3) diseñar los mencionados miembros estructurales para tomar cargas del 10% de la carga vertical máxima en la columna a la cual se conecta la viga. Como las cargas axiales pueden ser de tensión o compresión, las siguiente reglas son apropiadas (ref. 3):

- Porcentaje mínimo de acero longitudinal = 1% y máximo = 6%
- Diámetro mínimo de estribos = 8mm y el mínimo para acero longitudinal = 12mm.
- El diseño por compresión debe llevarse a cabo como diseño de columnas.

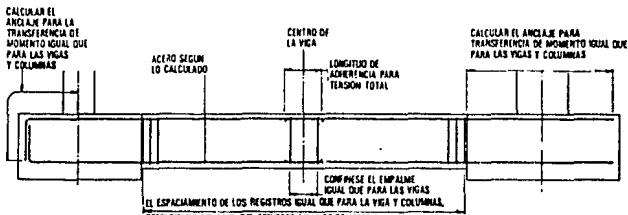
En las fig. 5.16 y 5.17, se presenta una recomendación para los detalles del armado de vigas de unión (tomada de la ref. 3):



VIGAS DE UNION PARA RESISTIR TENSION Y COMPRESION AXIAL

1-1

5.16



VIGAS DE UNION PARA RESISTIR MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA AXIAL

5.17

NOTAS

- A. Ø ES EL DIAMETRO DE LA BARRA EMPALMADA
- B. ESPACIAMIENTO DE LOS ESTANOS DEBE SER EL MENOR DE:
1) 12 Ø
2) 300 mm
- C. LONGITUD DE TRASLAPE SEGUN LO CALCULADO, PERO NO MENOR DE 30 Ø

El autor del presente trabajo deja al criterio del lector, el utilizar o no dichas traveses de unión.

Aunque las construcciones con cimentaciones superficiales tengan buen comportamiento sísmico, sin un análisis sísmico refinado; es necesario impedir desplazamientos horizontales de la edificación, ya que pueden provocar daños en las construcciones colindantes o daños en las tuberías de agua potable y drenaje.

Hasta aquí se ha presentado el como considerar el efecto de la fuerza cortante horizontal. A continuación se estudia el efecto del momento flexionante sísmico. Para el caso de zapatas (aisladas o corridas) el momento de volteo, calculado de acuerdo al procedimiento estático presentado en V.3.b; sumado a los momentos debidos a las acciones permanentes y variables (con su valor instantáneo) y multiplicado por un factor de carga=1.1 (según el R.C.D.F., ref 10) se compara con el resultado de multiplicar 1.4 (factor de carga del R.C.D.F., ref. 10) por los momentos debidos a las acciones permanentes y variables (con su intensidad máxima) y el momento mayor es el que regira el diseño. El lector puede utilizar los factores de carga que mas considere convenientes, pero mayores que el 1.1 y el 1.4 propuestos por el R.C.D.F. El momento resultante se puede sustituir por una carga exéntrica, es decir:

$$M_t = P \cdot e \dots (5.28)$$

donde:

M_t = momento flexionante (la combinación que rija), que es dato.

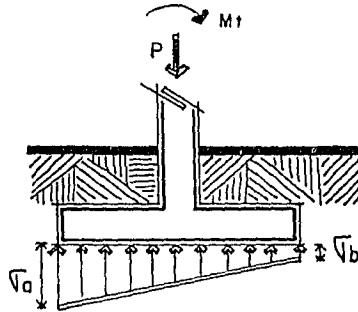
P = carga exéntrica, que es la carga vertical debida a las acciones permanentes y variables (con su intensidad máxima), que es dato.

e = excentricidad y que se puede calcular mediante:

$$e = M_t / P \dots (5.29)$$

El problema principal en el proyecto de zapatas sujetas a momentos o

su equivalente carga exéntrica, es la determinación de la presión en el suelo, que no es uniforme, como se observa en la fig. 5.18.



5.18

La distribución de esfuerzos puede suponerse con variación lineal y utilizar los conceptos de la Resistencia de Materiales, o sea, utilizando la fórmula de la escuadría, teniendo presente que las hipótesis de la Resistencia de Materiales, no son aplicables al suelo, es decir, la Resistencia de Materiales solo es aplicable a barras prismáticas, de sección constante y donde L (largo de la barra) es $> 5 H$ (peralte). Pero los resultados que arroja la fórmula de la escuadría han conducido a diseños de zapatas que en la práctica se han comportado adecuadamente. Así el cálculo de los esfuerzos de compresión puede utilizarse la siguiente expresión:

$$= (P/A) + (M_t y/I) \dots (5.30)$$

donde:

P= carga debida a la C.M.+C.V.

M_t= momento de volteo.

A= área de la zapata.

y= distancia del eje neutro a una fibra.

I= momento de inercia, si es la zapata de sección rectangular es $I=bh^3/12$.

Para el cálculo de los esfuerzos de tensión sólo es necesario cambiar el signo + por - al término My/I de 5.30.

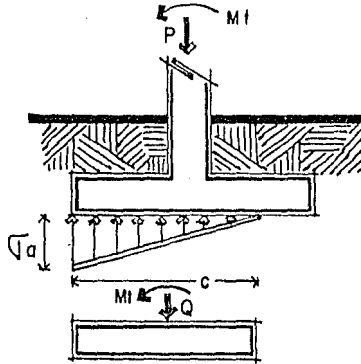
Para zapatas de sección rectangular aisladas o corridas considerándolas de ancho unitario, llamando B a la dirección paralela al momento, $I=B^3/12$ y el área $A=b$, por lo que al sustituir dichos valores en 5.30 se tiene:

$$a = (P/B) + (6M_t / B^2) \dots (5.31)$$

$$b = (P/B) + (6Mt / B^2) \dots (5.32)$$

La zapata de concreto reforzado se diseñará utilizando los valores de los esfuerzos dados por 5.31 y 5.32, sin tomar en cuenta el peso del relleno y el peso de la zapata ya que se está trabajando con reacciones netas. Para el diseño no hay que olvidar la inversión del momento de volteo, debido a la naturaleza cíclica del fenómeno sísmico.

Cuando el momento es alto se puede presentar teóricamente un esfuerzo de tensión en el contacto entre la zapata y el suelo. En estas condiciones se puede suponer una distribución triangular de la reacción, tal y como se indica en la fig. 5.19:



5.19

donde Q es la carga vertical que actúa al nivel de desplante de la zapata y en ella están consideradas el peso de la zapata, el peso del relleno y la carga P. Tomando momentos con respecto a A, se tiene:

$$\sum M_A = -Mt + QB/2 - (V_a C/2) (C/3) = 0 \dots (5.33)$$

de $\sum F_v = 0$

$$F_v = -Q + V_a C/2 = 0 \dots (5.34)$$

de 5.34:

$$V_a = 2Q/C \dots (5.35)$$

introduciendo dicho valor en 5.33, se llega a:

$$-Mt + QB/2 - 2QC/6 = 0 \dots (5.36)$$

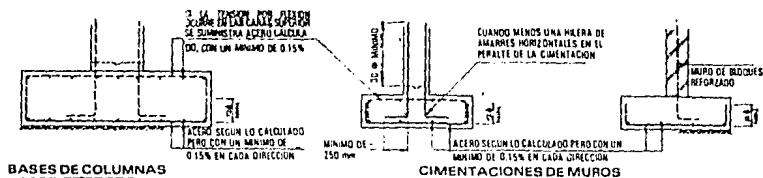
despejando C de 5.36, vale:

$$C = 3B/2 - 3Mt/Q \dots (5.37)$$

sustituyendo el valor de C en 5.35, se tiene la siguiente expresión:

$$V_a = 2Q / (3B/2 - 3Mt/Q) \dots (5.38)$$

con lo que están completos los datos para diseñar la zapata. Se muestra a continuación el detalle del diseño de zapatas (ref. 3):



En cuanto a la consideración del momento de volteo actuando en una losa de cimentación, hay que tener presente que una losa de cimentación es una losa de concreto reforzado que soporta las columnas y muros de una estructura, distribuyendo su carga en los suelos subyacentes.

Usualmente, esta losa se considera y se proyecta como una losa plana, con apoyo rígido en las columnas y en los muros. Por lo que dicho momento sísmico debe considerarse en el diseño de la losa, combinándolo con los momentos debidos a carga muerta y carga viva como se especificó previamente. Para el diseño de la losa se puede consultar la ref. 59.

En la ref. 3 se establece que las losas de cimentación no requieren consideraciones sísmicas especiales y es usual colocar meramente una capa de acero nominal en cada dirección para prevenir el agrietamiento y la contracción. Este acero usualmente se coloca en la parte superior de la losa. Los elementos estructurales en contacto con la losa (columnas por ejemplo), deben continuar su acero de refuerzo, de manera que queden anclados perfectamente en la losa y se logre continuidad.

En el caso de zapatas de mampostería, ésta debe de utilizar mortero de buena calidad y se recomienda que los castillos queden ahogados en la dala de cimentación, anclando el acero de los primeros en el armado de la dala.

En general las cimentaciones someras o superficiales no requieren de un detallado análisis sísmico (acción accidental), ya que la experiencia ha demostrado que son las acciones permanentes y variables las que rigen el diseño. Pero debe prestarse atención a la reducción de la capacidad de carga resultante de la excentricidad de las cargas (considerando el momento de volteo equivalente a una carga exéntrica como en 5.28). Para considerar el efecto de la excentricidad de las cargas se puede considerar el ancho real del cimiento como:

$$B' = B - 2e \dots (5.39)$$

En V.10 se presenta un método para la verificación de la capacidad de carga de una cimentación bajo solicitaciones sísmicas.

V.8 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Se catalogará como cimentación profunda aquella con una profundidad de desplante mayor o igual a 2.5 m, quedando comprendidos las cimentaciones compensadas, pilotes (de cualquier tipo), las pilas y las cimentaciones mixtas (combinación de compensadas y pilotes).

V.8.a CIMENTACIONES COMPENSADAS

Se entenderá para fines del presente trabajo como cimentación compensada aquella en la cual el incremento neto de esfuerzo en el contacto cimentación-suelo es menor que la presión total de la estructura (ref. 14). Esto se logra mediante una excavación en la que se aloja un cajón de cimentación de peso menor que el del volumen total del suelo excavado.

Según que la carga total impuesta por la estructura sobre el área de cimentación sea mayor, igual o menor que el peso del suelo excavado, la cimentación resultante se llama parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada respectivamente. En el primer caso, el incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero inferior a la presión de contacto cimentación-suelo; en el segundo, el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo, y en el tercer caso se tiene, al nivel de desplante un decremento de presión con respecto a la originalmente soportada por el suelo. Lo expuesto a continuación es válido por los tres tipos de cimentación compensada.

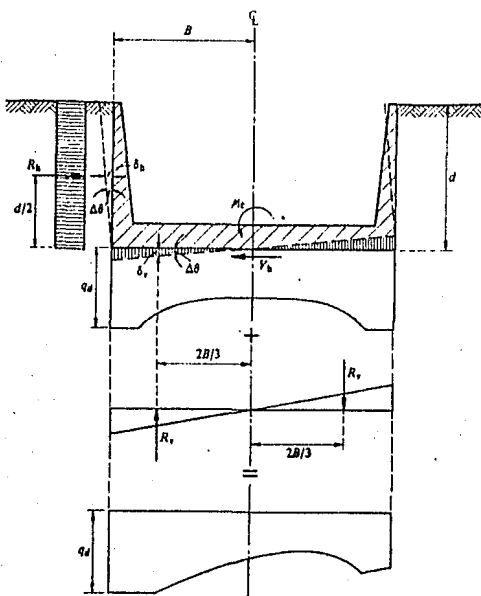
La idea básica que se manejará es que cuando se utilice como cimentación a un cajón, el sismo lo toma éste, es decir, tanto el momento de volteo y la fuerza cortante sísmica, que como se estableció previamente (ver V.3) son las solicitaciones a que está sujeta la subestructura; son resistidos por la losa de cimentación y por los muros del cajón.

Cuando se halla optado utilizar pilotes de fricción, no conviene que éstos tomen los incrementos de carga sísmica, inducidos por el momento de volteo, debido a que se puede presentar una disminución de la resistencia al corte de la arcilla, debida a un aumento de la presión de poro en el suelo por el sismo. Para ello se recomienda utilizar una cimentación mixta, es decir, combinar pilotes de fricción y cajón de cimentación, siendo la losa y los muros de este los que toman el momento y el cortante sísmico, como antes se aclaró. Sobre el comportamiento y análisis sísmico de pilotes de fricción, se abundará en el siguiente subcapítulo; pero lo presentado en éste, es válido para una cimentación mixta como la descrita.

Debido al fenómeno sísmico, al nivel de la cimentación se presenta un momento de volteo M_t y una fuerza cortante V_t . Bajo estas circunstancias, se atacará el problema del análisis sísmico de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- El cajón de cimentación es rígido.
- EL cortante en la base es resistido por la fuerza de fricción entre la losa y el suelo, siendo válido lo presentado en V.7.
- La respuesta del suelo se considera elástica.
- La rotación del cajón de cimentación es alrededor de la línea media de la losa de cimentación.
- El suelo está sujeto a una distribución uniforme de esfuerzos de compresión, inducidos por la acción de las paredes del cajón, resistiendo a la fuerza cortante sísmica horizontal.
- El incremento en los esfuerzos en el suelo, en la dirección vertical debidos al momento de volteo tienen una variación lineal, es decir, se puede utilizar la fórmula de la escuadría. Considerándose válido el principio de superposición de efectos, por lo que dichos incrementos de esfuerzos se pueden sumar a los debidos por la acción de la carga muerta y carga viva (caso estático).

Lo previamente señalado se ha esquematizado en la fig. 5.20:



5.20

De acuerdo a los anteriores supuestos, el momento de volteo, se puede expresar en función de las reacciones verticales R_v (variación lineal)

y las reacciones horizontales (en las paredes del cajón, ver fig. 5.20) R_h , mediante:

$$M_t = 1/2 d R_h + 4/3 B R_v \dots (5.40)$$

donde de la fig. 5.20

d = profundidad de desplante del cajón.

B = ancho del cajón.

De la geometría de la fig. 5.20, se deducen las siguientes expresiones:

$$h = d \Delta \theta / 2; \quad v = 2B \Delta \theta / 3 \dots (5.41)$$

Llamando K_v y K_h al módulo que relaciona esfuerzos (R_h y R_v) con deformaciones (h y v) en la dirección horizontal y vertical, respectivamente, se tiene:

$$R_h = K_h \delta_h; \quad R_v = K_v \delta_v \dots (5.42)$$

Realizando el cociente R_h/R_v :

$$R_h/R_v = (K_h/K_v) (\delta_h/\delta_v) \dots (5.43)$$

Substituyendo (5.41) en (5.43), se obtiene:

$$R_h/R_v = (3K_h/4K_v) (d/B) \dots (5.44)$$

Utilizando la ecuación (5.40) y llamando $@ = K_h/K_v$, se llega a las siguientes ecuaciones

$$R_h = 2M_t / [d (1 + (32B^3/9d^3) @)] \dots (5.45)$$

$$R_v = 3M_t / [4B (1 + (9d^3 @ / 32B^3))] \dots (5.46)$$

De 5.45 y 5.46 se deduce la importancia que juega la profundidad de desplante del cajón d , para lograr una buena estabilidad del edificio.

Se debe tener presente que la profundidad de desplante d , es una variable independiente a control del diseñador y que implica el incremento neto de presión. d está en función de la magnitud de los asentamientos que pueden tolerarse sin poner en peligro la estabilidad y el buen funcionamiento de la estructura.

Los incrementos de esfuerzos en las márgenes del cajón, se pueden determinar mediante:

$$\Delta \sigma_h = R_h/d; \quad \Delta \sigma_v = 2R_v/B \dots (5.47)$$

De 5.41 y 5.42 el ángulo de rotación está dado por:

$$\Delta \theta = 3R_v/2K_v B \dots (5.48)$$

Llamando Mtb al momento de volteo tomado por la losa de cimentación, entonces el módulo de rotación lineal es:

$$Kb = Mtb / \Delta\theta \dots (5.49)$$

que se puede escribir también como:

$$Kb = 8KvB^4 / 9 \dots (5.50)$$

De la misma forma, para el caso de la pared del cajón, y llamando Mtw al momento tomado por la pared del cajón, se llega a la siguiente ecuación:

$$Kw = Mtw / \Delta\theta \dots (5.51)$$

que se puede escribir como:

$$Kw = Kh d^4 / 4 \dots (5.52)$$

Realizando el cociente Kw/Kb se tiene:

$$Kw/Kb = (9Kh / 32Kv) (d^4 / B^4) \dots (5.53)$$

y llamando $\alpha = Kw/Kb$, se puede escribir 5.45 y 5.46 de la siguiente forma:

$$Rh = [2\alpha / d (1 + \alpha)] Jnt \dots (5.54)$$

$$Rv = [3 / 4B (1 + \alpha)] Jnt \dots (5.55)$$

y la rotación elástica de las ecuaciones 5.48, 5.49, 5.50, 5.51, 5.52, 5.53, 5.54, 5.55 es:

$$\Delta\theta = Mt / Kb (1 + \alpha) \dots (5.56)$$

Los valores de Kb y Kw por unidad de longitud pueden ser determinados, calculando los desplazamientos verticales y horizontales producidos respectivamente por Mtb y Mtw actuando sobre el suelo, tomando en consideración la respuesta elástica del suelo. En la referencia 1, se propone la siguiente expresión para calcular $\alpha = Kw/Kb$:

$$\alpha = (3d^4 / 2 B^4) (Mev / Meh) \dots (5.57)$$

donde:

B = dimensión perpendicular al momento de volteo.

d = profundidad de desplante.

Mev = módulo longitudinal de deformación, que varía en función de la profundidad y que se valúa mediante:

$$Mev = 1 / E = 2(1 + \nu) / G \dots (5.58)$$

Meh = módulo horizontal de deformación, que se calcula utilizando:

$$Meh = 1/E = 2(1+\nu)/G \dots (5.59)$$

en 5.58 y 5.59, G es el módulo de rigidez al cortante dinámico valuado de acuerdo a lo presentado en III.10 y el valor de la relación de Poisson se determina según lo presentado en III.10.

Conocido $@_0$ se puede calcular R_h y R_v mediante 5.54 y 5.55 respectivamente. Las paredes del cajón se diseñan para resistir una carga uniforme R_h actuando perpendicularmente a su plano, además de las solicitaciones debidas a las acciones permanentes y variables. La losa de cimentación se diseña, considerando la acción de la carga R_v , siendo válidos los comentarios sobre losas de cimentación hechos en V.7.

La metodología presentada también es válida para el caso de cimentaciones superficiales, considerando $@_0=0$ (ref.1), lo que implica de 5.54 que $R_h=0$, y $R_v=3Mt/4B$.

Hasta aquí se ha considerado el efecto del momento de volteo sobre el cajón. La fuerza cortante sísmica es contrarrestada por la fuerza de fricción que se genera en la frontera entre la losa del cajón de cimentación y el suelo, como se ha establecido en V.7. Debe tenerse una Factor de Seguridad (F.S.) = 3 contra deslizamiento, es decir, retomando 5.23:

$$F.S. = \text{fuerza resistente} / \text{fuerza cortante sísmica} \dots (5.23)$$

donde la fuerza resistente se puede valuar la expresión propuesta en V.7, basada en el cálculo de la fuerza de fricción de los conceptos de la Estática:

$$\text{Fuerza resistente} = (C.M. + C.V.) \tan \phi \dots (5.26)$$

donde:

C.M. = carga muerta;

C.V. = carga viva (con su valor instantáneo).

ϕ = ángulo de fricción, que se puede tomar de la fig. 5.16.

Otro criterio para determinar la fuerza resistente de 5.23, es emplear la ecuación 5.2 que es la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos:

$$s = c + (\sigma - U_n) \tan \phi \dots (5.27)$$

donde:

s = resistencia al esfuerzo cortante.

c = cohesión.

σ = esfuerzo normal total.

U_n = presión de poro.

ϕ = ángulo de fricción interna.

c y ϕ se determinan mediante pruebas de laboratorio, teniendo presente que no son propiedades intrínsecas del material, es decir, no son valores constantes sino que dependen del tipo de prueba. El autor recomienda el utilizar éste último criterio, ya que al estar basado en pruebas de laboratorio de muestras del suelo de cimentación es más confiable. Para la elección del tipo de prueba para determinar c y ϕ , basándose en la ref. 1 se sugiere que:

En suelos arcillosos, la resistencia al esfuerzo cortante (ec. 5.2) obtenida de pruebas de compresión no confinada o simple en el laboratorio bajo aplicación de cargas del orden de 0.3 a 1 seg. es aplicable. La resistencia al esfuerzo cortante bajo estas condiciones, es un poco más grande debido a efectos viscosos por la aplicación rápida de la carga, que una determinación en condiciones estáticas.

En el caso de arcillas limosas, limos, arenas y limos cementados con minerales de arcilla, las pruebas para determinar c y ϕ deben ser hechas en la cámara triaxial bajo condiciones de consolidación no drenada. En el campo, el subsuelo está sujeto a esfuerzos efectivos debidos a la carga del edificio. Cuando el sismo ocurre el material no tiene tiempo de drenar, por lo tanto la falla ocurre rápidamente a volumen constante. Por consiguiente, la prueba rápida consolidada (se permite la consolidación en la primera etapa y en la segunda no se permite el drenaje) se aplica en este caso.

Una vez obtenidos c y ϕ de pruebas de laboratorio, mediante 5.2 se calcula la resistencia al esfuerzo cortante. La fuerza resistente de 5.23, se obtiene mediante:

$$\text{fuerza resistente} = s A \dots (5.60)$$

donde:

s = resistencia al esfuerzo cortante.

A = área de la cimentación.

Si el Factor de seguridad calculado mediante 5.23 es menor que 3, se puede recurrir a considerar el efecto del empuje pasivo. El empuje pasivo que se desarrolla a lo largo de las paredes del cajón (las paredes se apoyan sobre el suelo), no debe ser considerado ya que el efecto de la oscilación de la cimentación (ver V.3), hace su uso incierto. El único camino posible es construir pantallas impermeables muy rígidas, dentro del terreno y de dimensiones los suficientemente grandes para que se desarrolle el empuje pasivo. Es decir considerando el empuje pasivo el Factor de deslizamiento se calcula como:

$$F.S. = (sA + E_p) / V_t \dots (5.61)$$

donde:

SA= fuerza resistente.

Ep= empuje pasivo.

Vt= fuerza cortante sísmica.

De acuerdo a la fig. 5.21, el empuje pasivo para un suelo limoarcilloso se calcula mediante (ref. 1):

$$E_p = [q_u + (P_v1 + P_v2) / 2] (Z_2 - Z_1) 2B \dots (5.62)$$

donde:

$$P_v1 = \gamma Z_1$$

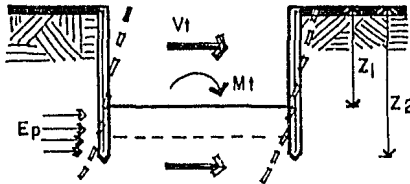
$$P_v2 = \gamma Z_2$$

Z1= profundidad de desplante de la losa del cajón.

Z2= profundidad del pie de la pantalla impermeable.

qu= resistencia a la compresión simple no confinada.

B= ancho del cajón.



5.21

De 5.62 es evidente que el empuje pasivo es directamente proporcional a $Z_2 - Z_1$, es decir, entre más profunda sea la pantalla impermeable (más grande Z_2), más grande será el empuje pasivo. El diseñador deberá jugar con la variable Z_2 , proponiendo la pantalla impermeable más económica.

Para otros tipos de subsuelos, se deberá calcular el empuje pasivo que se desarrollará en la pantalla impermeable, para lo cual se recomienda consultar las ref. 1, 31 y 58.

No debe ignorarse la reducción de la capacidad de carga resultante de la excentricidad de las cargas. Para tomar en cuenta este efecto, puede aplicarse el criterio definido en el inciso 3.1.1.d de la ref. 37 que especifica que en el caso de cargas excentricas que actúen a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho real del cimiento se considerará igual a:

$$B' = B - 2e \dots (5.63)$$

donde:

B= ancho del cajón.

e= excentricidad de las cargas, que de acuerdo con 5.28, se puede calcular como: $e=Mt/P$ (para los valores de Mt y P ver V.7).

La rigidez y resistencia de la forma "en cajón", debe ser utilizada para distribuir las fuerzas sísmicas del suelo y la superestructura a través de la cimentación. La cimentación y la superestructura deben estar bien ligadas para que exista continuidad. Se pueden utilizar muros internos para proporcionar una rigidización semejante al cascarón de huevo.

V.8.b CIMENTACIONES PROFUNDAS A BASE DE PILAS Y PILOTES

La filosofía de las cimentaciones profundas a base de pilas y pilotes es transmitir las cargas de la estructura a suelo de mejores propiedades que los suelos superficiales, ya sea buscando terrenos de apoyo mas resistentes a mayores profundidades (utilizando por ejemplo pilotes de punta), o utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo (pilotes de fricción).

Los elementos que forman las cimentaciones profundas más utilizados se distinguen por la magnitud de su diámetro o lados. Los especialistas aun no se ponen de acuerdo sobre la magnitud de la dimensión transversal que sirva como frontera para distinguir entre pilas y pilotes, Juárez Badillo (ref. 31) dice que si dicha dimensión transversal es menor o igual a 1 m se considere como pilote y si no como pila. Resendiz y Springall (ref. 14) definen como pila a todo elemento prismático colado en una perforación y que se apoya en roca o en suelos compactos. La perforación se realiza con maquinaria en la mayoría de los casos y puede o no tener una ampliación en su extremo inferior denominada campana.

La diferencia entre pilas y pilotes de punta se basa en su método de construcción (los pilotes se hincan). Demeneghi (ref. 60) establece que cuando la dimensión transversal es > 60 cm se considere como pila. El autor deja al criterio del lector, el establecer la frontera entre pila y pilote.

Para fines de la presente Tesis Profesional, el factor de distinción entre pila y pilote se basa en la mayor rigidez de las pilas en comparación con la rigidez de los pilotes. Esta consideración es de suma importancia ya que las pilas al ser mas rígidas, tendrán un comportamiento sísmico completamente diferente a los pilotes.

En los pilotes y pilas son inducidas deformaciones debidas a los movimientos del terreno durante un sismo. Los pilotes (menos rígidos) tratan generalmente de seguir los desplazamientos del suelo. Mientras que las pilas, apoyadas en estratos duros subyaciendo estratos blandos

(estratos de arcilla en la Ciudad de México), ofrecen resistencia al movimiento del terreno e inducen importantes fuerzas de inercia en ellas.

De lo previamente expuesto se deduce que la rigidez de pilas y pilotes es un factor importante que no debe ser menospreciado en el análisis sísmico, ya que induce momentos y fuerzas cortantes.

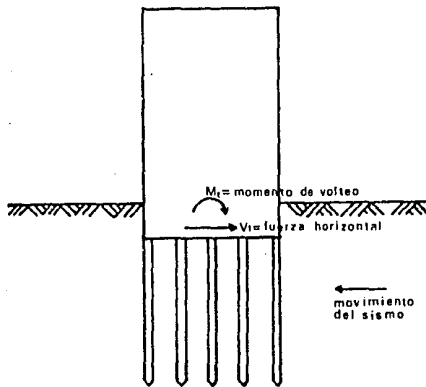
Es deseable diseñar a los pilotes con la mayor flexibilidad posible, para tratar de seguir los desplazamientos de suelo y reducir al mínimo los efectos sísmicos. Teniendo cuidado que las juntas entre diferentes tramos (si existen) o entre los pilotes y la losa de cimentación o del cajón de cimentación sean diseñadas para transmitir las fuerzas cortantes inducidos en ellos debidos a los movimientos del terreno. Esto último también es aplicable a pilas, pero no es posible diseñar pilas flexibles debido a que son de secciones robustas.

Debido a que las cimentaciones piloteadas y a base de pilas en general están asociadas a estructuras que transmiten una elevada presión de contacto suelo-estructura, es decir con estructuras altas y pesadas, no es raro que estas edificaciones sean las más susceptibles de mal comportamiento durante un sismo, como fue notorio durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985 donde gran número de edificios cimentados con pilotes de fricción sufrieron grandes hundimientos (ejemplo el edificio de la Secretaría de Protección y Vialidad que sufrió un hundimiento mayor que un metro). No puede descartarse la posibilidad de que cierto número de edificios hayan colapsado por haber sufrido reducción de su capacidad estructural debido a falla incipiente de cimentaciones, por ejemplo fallas estructurales de los pilotes en una sección próxima a su conexión con la base de cimentación, con la losa de cimentación o del cajón, o en secciones en donde el perfil estratigráfico tiene cambios bruscos de rigidez.

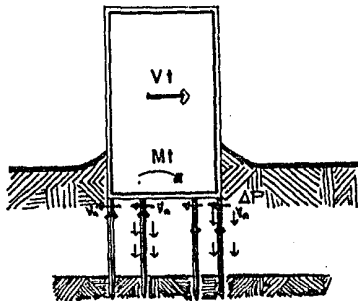
Además se presentaron casos en que edificios, la superestructura quedó intacta, pero debido a una aplicación de cargas cíclicas en el suelo compresible, en condiciones no drenadas (por la corta duración del fenómeno sísmico), que generan presiones de poro acumulativas; se presentaron asentamientos bruscos, inclusive mayores que un metro. Además se indujo un incremento en la velocidad de hundimiento de la estructura, como la que se muestra en la fotografía 5.2; donde se observa claramente que la superestructura quedó intacta, pero sean inducidos elementos mecánicos adicionales por el gran hundimiento diferencial, que es muy probable que después de una minuciosa revisión estructural, la edificación sea inestable.

En general las solicitaciones a que están sujetas las cimentaciones profundas son: momentos de volteo y fuerzas cortantes horizontales, cuyo cálculo debe ser por el método dinámico presentado en V.3.a (ver fig. 5.21).

Lo expuesto en V.3.a solo es aplicable a pilotes, ya que debido a la mayor rigidez de las pilas, dicho método no es aplicable para determinar las solicitaciones sísmicas actuando sobre las pilas (el tema se tratará en una sección posterior).



Si la cimentación no es tan profunda, como en la zona de transición de la Ciudad de México, las pilas o pilotes toman la fuerza cortante (ver fig. 5.22).

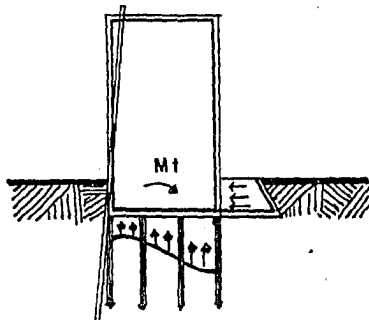


5.22

Para cimentaciones más profundas es muy recomendable; la combinación de cajón de cimentación con pilotes. El sistema formado por cajón y pilotes de fricción mejora el comportamiento sísmico de la estructura, ya que durante el macrosismo del 19 de septiembre de 1985, un alto número de edificios con pilotes de fricción tuvieron grandes hundimientos.

El autor recomienda utilizar para el diseño de los pilotes de fricción un Factor de seguridad=1. Las paredes del cajón y la losa (mediante la fricción suelo-losa) toman la mayor parte de la fuerza cortante sísmica. El uso de cimentación mixta está muy extendido en la Ciudad de México y en general ha dado magníficos resultados en relación a asentamientos (ver fig. 5.23).

En este caso la profundidad del cajón es muy importante para resistir las fuerzas de inercia debidas al sismo. Para el análisis sísmico del cajón se propone utilizar los conceptos presentados en V.8.a.



En general es buena práctica utilizar en la Ciudad de México, cajones de cimentación para edificios de hasta 9 niveles, pilotes de fricción con cajón (cimentación mixta) para edificios de 9 a 18 niveles y mayores de 18 niveles pilotes de punta.

Si la cimentación es a base de pilotes de punta, la fuerza cortante y el momento sísmico se toman con los propios pilotes, las paredes del cajón ayudan poco a tomar dichos elementos mecánicos. La carga que transmiten el cajón y los pilotes al suelo son:

- La carga estática (carga muerta+carga viva) disminuidas por el efecto de compensación.
- La sobrecarga debida al momento de volteo.
- La fuerza cortante sísmica (para mayor detalle ver subcapítulo V.3).

La filosofía del porque tienen mejor comportamiento edificios con cimentación mixta (cajón y pilotes) se basa en que es más difícil que algo empotrado (por ejemplo un árbol) sufra un volcamiento, que algo que solo esté apoyado en la superficie (por ejemplo una estatua, considerando solo la figura).

Concluyendo los antecedentes que debe conocer el Ingeniero Civil antes de iniciar un análisis sísmico de cimentaciones profundas son:

- Tipo de cimentación: pilas, pilotes de punta, de fricción, de control, etc., o si será cimentación mixta.
- Solicitaciones debidas al fenómeno sísmico: momento flexionante sísmico o de volteo, fuerza cortante horizontal sísmica (ver subcapítulo V.3).
- Estratigrafía y propiedades dinámicas del suelo (ver capítulo III).

Atacando el problema del análisis sísmico de cimentaciones habrá que separar entre análisis sísmico de pilotes y de pilas. A continuación se presenta un método para análisis sísmico de pilotes sujetos a solicitaciones sísmicas.

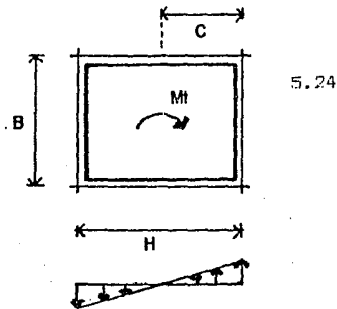
V.B.c ANALISIS SISMICO DE PILOTES

Se ha establecido previamente que durante la ocurrencia de un sismo, un edificación cimentada sobre pilotes se ve sujeta a un momento de volteo M_t que ocasiona incrementos de carga en un extremo y decrementos de carga en el otro, estos incrementos y decrementos son alternados debido a la naturaleza cíclica del fenómeno. También está sujeta a una fuerza cortante horizontal V_t que provoca un desplazamiento horizontal de la estructura con respecto al subsuelo, generándose en cada pilote fuerzas cortantes y momentos flexionantes a lo largo de la pieza.

Con respecto a los incrementos de carga debidos al momento de volteo, estos se pueden calcular mediante la fórmula de la escuadría:

$$\sigma = M_t y / I \dots (5.64)$$

donde de la figura 5.24 que muestra una vista en planta de la losa de cimentación:



M_t = momento flexionante sísmico (calculado según el método dinámico propuesto en V.3.a).

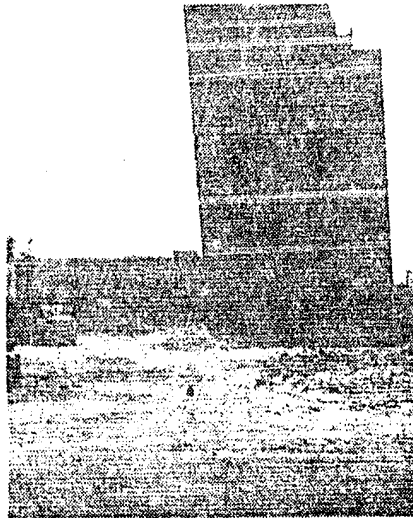
I = momento de inercia de la planta de la losa de cimentación, que vale para una sección rectangular $I = bh^3/12$, pero que se puede calcular para cualquier geometría haciendo uso del teorema de ejes paralelos. El momento de inercia de algunas secciones se presenta en la tabla anexa (fig. 5.29).

c = es la distancia del eje neutro a la sección más esforzada.

Es importante aclarar que el cálculo de la distribución de esfuerzos mediante la expresión de la escuadría es una manera burda de calcular esfuerzos de compresión y de tensión inducidos por el momento de volteo, ya que al estar basada la mencionada ecuación en los principios de la Resistencia de Materiales cuyas hipótesis solo son aplicables a barras prismáticas de secciones constantes, que presentan por lo menos un plano de simetría y en dicho plano actúa el plano de cargas; dista de representar el comportamiento real de los esfuerzos en un medio semi-infinito como es el suelo, pero sin embargo los resultados

obtenidos con la fórmula de la escuadría, son del orden de magnitud y se pueden utilizar; ya que como dice Zeevaert (ref. 1): "El tratamiento de estos problemas debe ser tan simple como sea posible, ya que complicados refinamientos no se justifican". El autor deja al criterio del lector el utilizar la expresión de la escuadría o recurrir (lo más recomendable) a sus conocimientos de Mecánica del Medio Continuo para calcular los esfuerzos inducidos por el momento sísmico.

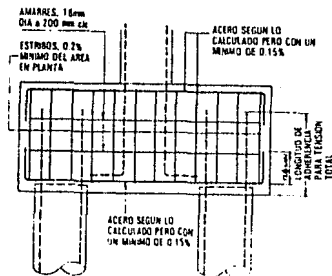
Una vez calculados los incrementos de esfuerzos de compresión (incrementos de carga) se suman a las cargas que transmite la superestructura a la cimentación y se compara con la capacidad de carga del conjunto de pilotes para revisar que esta no sea excedida (para el cálculo de la capacidad de carga se recomienda las ref. 1, 14, 31); ya que si durante un temblor es superada la capacidad de carga de los pilotes, pueden ocurrir asentamientos diferenciales con desplomes permanentes que pueden provocar incluso la no estabilidad de la edificación, como ocurrió en el terremoto del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, en varios edificios como el de la fotografía 5.6:



Algunos pilotes, particularmente aquellos colocados en los ejes o esquinas de los sistemas de pilotes pueden estar sujetos a grandes tensiones y compresiones debidas al momento de volteo. Debe, por lo tanto, suficiente refuerzo de continuidad entre los pilotes y sus "cabezas", para tener resistencia a la tensión y compresión, esto se logra mediante el adecuado acero de refuerzo en pilotes de concreto reforzado. Por la misma razón aunada a los problemas para la buena

conservación para los pilotes de madera, el autor, recomienda que sea desechado su uso. Cuando sea probable la formación de articulaciones plásticas en los extremos superior e inferior de los pilotes de concreto reforzado, debe proporcionarse un refuerzo de confinamiento adecuado. Para lo anterior y para el refuerzo para la tensión y compresión se recomienda:

- Porcentaje mínimo de acero=0.15% en cada dirección.
- Las barras deben de estar ancladas en el extremo tal como se muestra en la fig. 5.25
- Los pilotes y sus cabezas deben estar cuidadosamente ancladas entre sí para asegurar la acción integral en sismos; debiéndose proveer suficiente refuerzo para prevenir la separación del pilote y de la cabeza, inducida por el movimiento del suelo.



5.25

CABEZALES DE PILOTES.
SERÁN APROPIADOS SOLAMENTE PARA CUERPOS DE 2 o 4 PILOTES

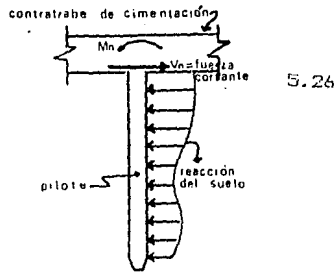
NOTAS

- a. SI ES LO SUFICIENTEMENTE GRANDE EN LAS REGIONES DE ALGO SISMO MEDIANO Y ALTO LA JUNTA DE CONSTRUCCIÓN EN LAS COLUMNAS DE CIMENTACIÓN DEBE IR A LA MITAD DE LA ALTURA DE LA COLUMNA
- b. ES EL DIÁMETRO DE LA BARRA CONSIDERADA

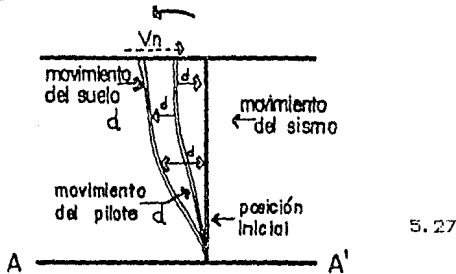
Referente a los pilotes de acero, debe asegurarse que los esfuerzos de tensión y compresión inducidos por el momento sísmico sean menores que el esfuerzo de fluencia del acero, para que los pilotes trabajen en el rango elástico (las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos) y una vez cesado el movimiento sísmico recuperen su forma, sin sufrir deformaciones plásticas (permanentes).

Respecto al análisis de pilotes sujetos a fuerza cortante, se presenta un método desarrollado por Deméneghi (ref. 33).

Como se indicó anteriormente la fuerza cortante horizontal sísmica V_t ocasiona en la cabeza de un pilote una fuerza cortante que se puede valuar dividiendo la fuerza total V_t entre el número total de pilotes, obteniéndose la fuerza cortante en la cabeza de un pilote individual, que se denominará V_n , como se muestra en la fig. 5.26:

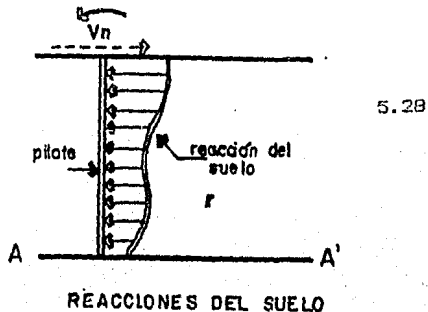


Por efecto del sismo se presenta un movimiento horizontal del suelo con respecto a un plano de referencia A-A', que tratándose de pilotes de punta sería el estrato resistente en el cual se apoyan (capa dura que subyace a los estratos de arcilla en la Ciudad de México), como se muestra en la fig. 5.27:



DESPLAZAMIENTOS

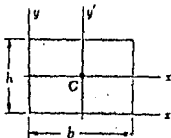
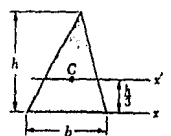
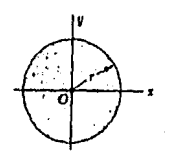
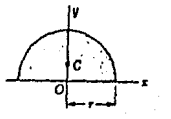
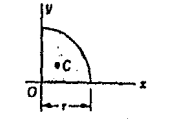
dicho desplazamiento se puede determinar utilizando viga de cortante (ver III.). Por el efecto de la fuerza cortante V_n , el pilote experimenta un desplazamiento horizontal d_p , con respecto al mencionado plano A-A' (fig. 5.27). Por lo tanto hay un desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote $d_s - d_p = dt$, como se indica en la fig. 5.27. Dicho desplazamiento ocasiona una reacción repartida de suelo sobre pilote, como se muestra en la fig. 5.28:



RÉACCIONES DEL SUELO

El desplazamiento horizontal relativo entre suelo y pilote es función de la magnitud de la fuerza de la fuerza cortante actuante en la cabeza del mismo V_h , de la rigidez del pilote y de la rigidez del suelo.

La rigidez del pilote está en función del producto EI , siendo E el módulo de elasticidad del material que conforma al pilote. Para pilotes de concreto según el R.C.D.F. (ref. 10) $E=10\ 000\sqrt{f'c}$ kg/cm² y para el American Construction Institute (A.C.I.) $E=14\ 000\sqrt{f'c}$ kg/cm², siendo $f'c$ la resistencia en compresión no confinada del concreto a los 28 días de fabricado. El diseñador debe tener presente que dichas expresiones sobreestiman el valor del módulo de Young en la Ciudad de México, ya que el concreto fabricado con agregados andesíticos y basálticos vesiculares que son los empleados comúnmente en el D.F., no tienen la calidad requerida para garantizar un comportamiento satisfactorio de las estructuras construidas con el, por lo que Mendoza (ref. 59) recomienda utilizar $E=8\ 500\sqrt{f'c}$.

Rectángulo		$I_x = \frac{1}{12}bh^3$ $I_y = \frac{1}{12}b^3h$ $I_x = \frac{1}{12}bh^3$ $I_y = \frac{1}{12}b^3h$ $I_C = \frac{1}{12}b[(b^2 + h^2)]$
Triángulo		$I_x = \frac{1}{36}bh^3$ $I_y = \frac{1}{36}bh^3$
Círculo		$I_x = I_y = \frac{1}{4}\pi r^4$ $J_o = \frac{1}{2}\pi r^4$
Semicírculo		$I_x = I_y = \frac{1}{8}\pi r^4$ $J_o = \frac{1}{4}\pi r^4$
Cuadrante de círculo		$I_x = I_y = \frac{1}{16}\pi r^4$ $J_o = \frac{1}{8}\pi r^4$

5.29

Para el caso de pilotes de acero se puede tomar como $E=2.1 \times 10^6$ kg/cm². I es el momento de inercia, supuesto de sección constante en toda su longitud. Algunos valores del I , para diferentes secciones se presentan en la fig. 5.29. Para pilotes de sección rectangular por ejemplo, es necesario calcular la rigidez en dos direcciones perpendiculares y tomar el valor de I más desfavorable.

La rigidez del suelo debe valuarse en condiciones dinámicas. Se sabe que la deformación de un estrato de suelo de espesor t está dada por:

$$\delta = Mvt^4 p \dots (5.65)$$

donde:

Mv = módulo longitudinal de deformación del suelo.

Ap = esfuerzo promedio aplicado a la mitad del estrato, que se puede calcular mediante Boussinesq (ver ref. 31).

Es importante aclarar que el módulo Mv debe ser el módulo longitudinal dinámico de deformación, que es función de el módulo cortante de rigidez dinámico G y se calcula mediante:

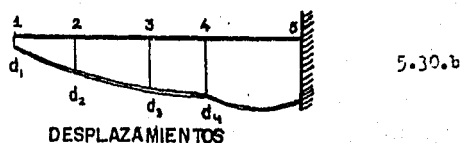
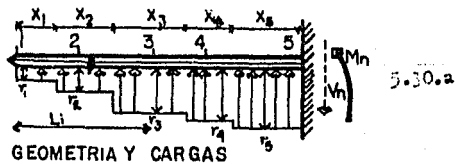
$$Mv = [2(1+\nu)]/G \dots (5.66)$$

donde:

G = módulo cortante de rigidez G , calculado según lo presentado en III.4.a

ν = módulo de Poisson, que para suelos finos saturados sujetos a una sollicitación dinámica, se puede considerar $\nu=0.5$ (ref. 1 y 33). Para materiales granulares el módulo de Poisson tiene un valor de 0.25 y un valor de 0.42 a 0.45 como límite para suelos cohesivos (ver III.).

Previamente se expuso que al ser sometido un pilote a una fuerza horizontal V_h en su cabeza, se produce una reacción del suelo por el desplazamiento relativo dt entre suelo y pilote (fig. 5.28). Es importante conocer la distribución de esta reacción para valuar el diagrama de momento flexionante y el diagrama de fuerza cortante en el pilote para proceder a su diseño estructural.



De la fig. 5.28, el diagrama de presión del suelo sobre el pilote está limitado por una línea continua, pero para fines de análisis se puede sustituir por cargas repartidas en tramos de longitud x , como se observa en la figura 5.30.a.

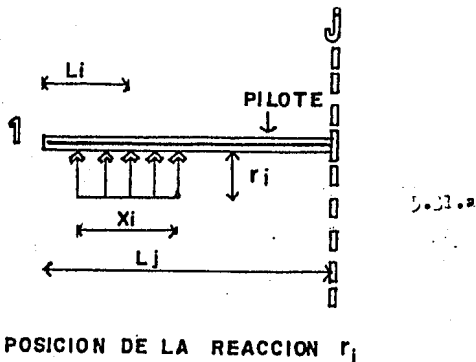
Si se requiere mayor precisión con respecto a la distribución de las reacciones se puede disminuir la longitud x del tramo y aumentar el número n de tramos.

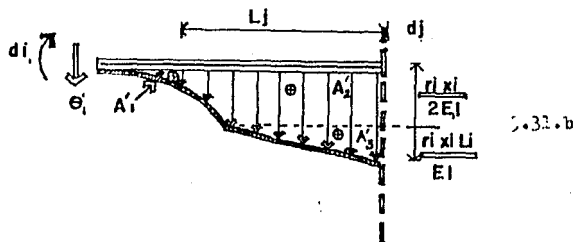
En la fig. 30.b se observa la elástica del pilote, causante de la reacción del suelo. La presión original se refiere a la posición de desplazamiento nulo entre pilote y terreno.

El procedimiento que se propone para el análisis de la interacción suelo-pilote consiste en términos generales en: manejar las reacciones de suelo (fig. 5.30.a) como incógnitas y mediante el análisis estructural del pilote hallar los desplazamientos del suelo d_i (fig. 5.30.b) en función de las reacciones; con ello se obtiene un sistema de ecuaciones en el que se tiene como incógnita los desplazamientos del suelo d_i y las reacciones r_i . Se determinan los desplazamientos d_i quedando en función de las reacciones r_i . Sustituyendo éste último sistema en el obtenido con la aplicación del análisis estructural quedan únicamente como incógnitas las reacciones r_i . Se resuelve el sistema y se determinan las r_i . Como se tienen los d_i en función de los r_i , por lo tanto los d_i quedan determinados.

A continuación se presenta en detalle lo expuesto. Se empezará con el análisis estructural del pilote, se continúa con el cálculo de las deformaciones del suelo, para concluir estableciendo la compatibilidad de desplazamientos.

Para el análisis estructural se utiliza el método de la viga conjugada. Interesa determinar los desplazamientos d_i del pilote en función de las reacciones r_i y de la rigidez de la pieza (fig. 5.30). Se trabajará con una reacción r_i , tomando posteriormente el efecto de todas las r_i . En la fig. 5.31.a se muestra el intervalo del pilote del nudo i al nudo j ; en la fig. 5.31.b se presenta la viga conjugada para la condición de carga de 5.31.a:





VIGA CONJUGADA

en la cual:

$$A'1 = r_i x_i^3 / 6EI \dots (5.67)$$

$$A'2 = r_i x_i^2 L_j / 2EI \dots (5.68)$$

$$A'3 = r_i x_i L_j^2 / 2EI \dots (5.69)$$

llamando $A_i = x_i^3 / 6$; $B_j = x_i^2 L_j / 2$; $C_j = x_i L_j^2 / 2$ y sustituyendo en las tres ecuaciones anteriores se tiene:

$$A'1 = r_i A_i / EI \dots (5.70)$$

$$A'2 = r_i B_j / EI \dots (5.71)$$

$$A'3 = r_i C_j / EI \dots (5.72)$$

Tomando momentos en la viga conjugada con respecto al nudo j :

$$-\theta_i' L_j + d_j' - A'1(L_j + d_i/4) - A'2 L_j / 2 - A'3 L_j / 3 = 0 \dots (5.73)$$

es decir:

$$\theta_i' - d_j' + d_j' + r_i / EI [A_i(L_j + d_i/4) + B_j L_j / 2 + C_j L_j / 3] \dots (5.74)$$

Haciendo $D_j = A_i(L_j + x_i/4) + B_j L_j / 2 + C_j L_j / 3$

5.73 se puede escribir como:

$$\theta_i' X_j - d_j' + d_j' + r_i D_j / EI = 0 \dots (5.74)$$

De manera análoga, para una reacción colocada en el tramo j :

$$\theta_i' X_j - d_j' + d_j' + A_j x_j r_j = 0 \dots (5.75)$$

Para todas las reacciones r_i en intervalo L_j :

$$\theta L_j - d_j + d_j + 1/EI \sum_{i=1}^{j-1} D_j r_i + A_j x_j r_j / 64EI = 0 \dots (5.76)$$

en donde θ es el giro en el nudo 1 debido a la totalidad de las reacciones. Multiplicando ambos miembros de esta última ecuación por EI :

$$EI\theta_1 L_j - EId + \sum_{i=1}^{j-1} D_{ji} r_i + A_j x_j r_j / 64 = 0 \dots (5.77)$$

$2 < j < n-1$

Para la reacción r_i , $i=1$; $L=0$ y $L_{j1}=L_j-x$

Para el resto de las reacciones r_i

$$L_{ji} = L_j - (L_i + x_i / 2) \dots (5.78)$$

$2 < i < n$

En forma similar se obtiene para el nudo n lo siguiente:

$$EI L_n \theta - EId_n + \sum_{i=1}^{n-1} D_{ni} r_i + A_n x_n r_n / 4 = 0 \dots (5.79)$$

$j=n$

La condición de equilibrio de fuerzas en toda la viga conjugada permite establecer la siguiente expresión:

$$1/EI \sum_{i=1}^n [A_i + B_j i + C_j i] r_i + \theta_n = 0 \dots (5.80)$$

pero $\theta_n = 0$, dado que consideramos que el pilote está empotrado en su cabeza, por lo tanto:

$$EI \theta_n + \sum_{i=1}^n [A_i + B_j i + C_j i] r_i = 0 \dots (5.81)$$

En el pilote debe haber equilibrio de fuerzas

$$\sum_{i=1}^n x_i r_i = V_n \dots (5.82)$$

Resumiendo, para el análisis estructural del pilote se emplea 5.77, 5.79, 5.81 y 5.82, teniéndose como incógnitas el giro en el nudo 1, θ , los desplazamientos d_i y las reacciones r_i . Resta entonces obtener los d_i en función de los r_i con un análisis de deformaciones del suelo.

Empleando la ecuación 5.66, la deformación del "cuadro" i, j debido a una reacción aplicada en K valdrá:

$$\Delta_{ijK} = M_{vij} t_j (\Delta T)_{ijK} \dots (5.83)$$

donde:

Δ_{ijK} = deformación del "cuadro" i, j debida a una reacción colocada en K .

M_{vij} = módulo longitudinal de deformación del cuadro i, j .

t_j = espesor del estrato vertical j .

$(\Delta T)_{ijK}$ = incremento del esfuerzo normal horizontal en el cuadro i, j debido a la presión r_k/b , donde b es el ancho o diámetro del pilote.

Pero:

$$(\Delta T)_{ijK} = I_{ijK} r_k / b \dots (5.84)$$

siendo I_{ijK} = valor de influencia en el cuadro i, j debido a una presión unitaria colocada en K . El valor de I_{ijK} se puede determinar calculando

el esfuerzo que ocasiona una presión unitaria en el tramo K sobre el cuadro i, j (consultar ref. 1). Con lo anterior, la deformación del cuadro i, j debida a todas las reacciones r_k será:

$$d_{ij} = (1/b) M v_{ij} t_j \sum_{k=1}^n I_{ijk} r_k \dots (5.85)$$

El desplazamiento horizontal del nudo i valdrá:

$$d_i = \sum_{j=1}^p d_{ij} \dots (5.86)$$

siendo p el número de estratos verticales del subsuelo, por lo tanto introduciendo 5.86 en 5.85 se llega a:

$$d_i = (1/b) \sum_{j=1}^p M v_{ij} t_j \sum_{k=1}^n I_{ijk} r_k \dots (5.87)$$

en esta ecuación los desplazamientos d_i del suelo quedan en función de las reacciones r_k .

En las expresiones obtenidas del análisis estructural del pilote (Ecs. 5.77 y 5.79) aparecen como incógnitas los desplazamientos d_i de la pieza, que deben ser iguales a los obtenidos con 5.85, para que exista compatibilidad entre desplazamientos del pilote y desplazamientos del suelo. Por lo tanto hay que sustituir los valores calculados mediante 5.87 en 5.77 y 5.79; desapareciendo como incógnitas los desplazamientos d_i y quedan por determinar solamente el giro en el nudo 1, θ_1 , y las n reacciones r_i .

5.77 se aplica a los nudos 2 a $n-1$; se cuenta además con 5.79, 5.81 y 5.82; por lo que existen $n+1$ ecuaciones y $n+1$ incógnitas, constituyendo un sistema de ecuaciones que al ser resuelto se obtiene θ y las reacciones, que al sustituirse en 5.87 se obtienen los desplazamientos d_i .

Con las reacciones r_i se obtiene el diagrama de momento flexionante y el de momento flexionante del pilote, suponiéndolo como una viga doblemente empotrada en el caso de pilotes de punta, y como una viga en cantiliver para pilotes de fricción.

Una vez determinados los diagramas de momento flexionante y de cortante se procede al diseño estructural de los pilotes.

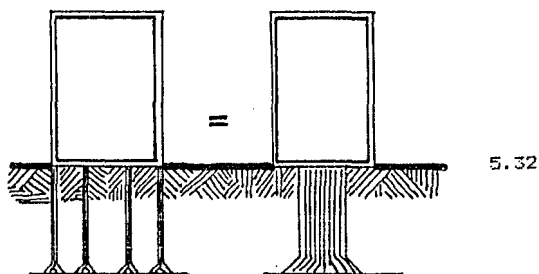
En la ref. 3 se presenta una metodología debida a Broms, para el análisis de pilotes de fricción bajo cargas laterales, que el autor recomienda revisar.

Sin duda, la mejor opción para el análisis sísmico de pilotes, es utilizar los conceptos de la Mecánica de los Medios Continuos y en particular de la Elasticidad Lineal.

Debe el lector profundizar acerca del uso de la función de desplazamientos definida por Galerkin; para una introducción al estudio de los conceptos mencionados se recomienda las ref. 55 y 56.

V.8.b ANALISIS SISMICO DE PILAS

El método dinámico propuesto en V.3.a no es aplicable para determinar las solicitaciones sísmicas a que esta sometida una cimentación a base de pilas, ya que las pilas son elementos estructurales muy rígidos, sus secciones transversales son mayores que 60 cm. Por lo tanto interactúan con la superestructura durante el fenómeno sísmico, y no se puede suponer que siguen los movimientos del terreno, hipótesis que se utilizó para determinar las solicitaciones sísmicas actuantes en pilotes. El momento de volteo y la fuerza cortante sísmica pueden ser determinadas mediante el método del Elemento Finito, sumando todas las pilas y encontrando una pila equivalente como se muestra en la fig 5.32



PILAS PILA EQUIVALENTE

Dicha pila equivalente interactúa con la superestructura. Se propone revisar los programas que utilizan elemento finito presentados en V.4.c o en la ref. 40, en especial el programa PLUSH, desarrollado por Romo y cargado en la BURROUGHS 7800 de la UNAM.

Se puede emplear para determinar los modos y las frecuencias de vibración de la edificación con cimentación a base de pilas el método de Newmark, el método de Holzer o el método de iteración inversa (ver ref. 4), considerando a la estructura con la pila equivalente, es decir, a partir del estrato resistente de apoyo. En la literatura existente no se pudo encontrar ningún tratado sobre el comportamiento sísmico de las pilas. Se propone diseñarlas como columnas cortas, bajo flexocompresión biaxial, para lo cual se recomienda consultar las ref. 2, 3, 4.

Algunas reglas aplicables son (ref. 3):

- El diámetro mínimo para las barras longitudinales debe ser de 12.7 mm (#. 4).
- El diámetro mínimo para estribos debe ser 9.5 mm (# 3).
- El núcleo de concreto debe estar confinado por refuerzo transversal especial, cuando $P_s > 0.4P_u$, donde P_s es la carga axial máxima que actúa durante un sismo (carga muerta+carga viva con su valor instantáneo+incremento de carga debido al momento sísmico) y P_u es la capacidad de carga axial para la deformación unitaria última del concreto simultánea con la fluencia del acero de tensión (condición

balanceada).

- El refuerzo transversal tomará la fuerza cortante sísmica, evitando falla por tensión diagonal.

Cabe mencionar que debido a grandes momentos de volteo las pilas pueden estar sujetas a tensiones. Es deseable que la evaluación de la capacidad de carga de las capas resistentes se base principalmente en pruebas de campo (cono estático, presiometro tipo Menard o similar, etc.). En general las construcciones con cimentaciones a base de pilas tuvieron buen comportamiento durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985, la mayoría de ellas están situadas en la zona de lomas y en la zona de transición, alejadas de la zona de concentración de daños.

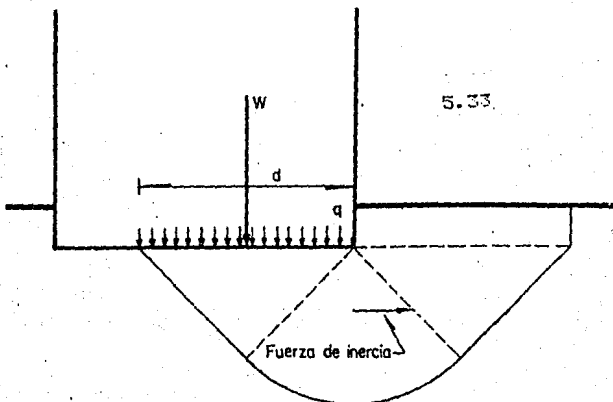
V.9 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA BAJO SOLICITACIONES SISMICAS

Debe verificarse que ante la acción combinada de las acciones permanentes y variables y las acciones debidas a sismo no se exeda la capacidad de carga del suelo, que puede ocasionar fallas en la cimentación o en algunos edificios desplomes, que pueden incrementarse con el tiempo, además, dicho desplome induce una fuerza lateral adicional a los elementos mecánicos considerados para el diseño de la estructura, pudiendo provocar inestabilidad en la misma.

La verificación puede hacerse de manera aproximada constatando que la presión neta, la presión neta de contacto a la falla ante fuerzas verticales (ref. 10), afectada por un factor para considerar el sismo. Dicha verificación puede hacerse mediante la siguiente expresión (ref. 4b):

$$F_c = W_t - W_c \left[\frac{F_r}{A_r} + q \left[1 - (0.12 F_c / a_0 b \sqrt{F_r c}) \right] \right] \dots (5.28)$$

donde haciendo referencia a la siguiente figura:



F_c = factor de carga = 1.1

F_r = factor de resistencia (artículo 260 R.C.D.F.).

W_t = carga gravitacional total (acciones permanentes y variables)

W_c = peso del suelo desplazado por el cajón (en caso de ser cimentación compensada).

A_r = Área reducida de contacto para tener en cuenta al momento de volteo.

q_l = presión neta de contacto a la falla ante fuerzas verticales.

a_o = aceleración horizontal máxima (del espectro de diseño del R.C.D.F. o del espectro de pseudoaceleraciones, presentados en el capítulo IV).

b = d, $1.2h_f$, 20 m (el valor mínimo).

h_f = profundidad desde el desplante del cajón hasta la capa dura.

c = cohesión media del suelo desde el desplante hasta una profundidad b abajo de él.

γ = peso volumétrico medio del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad b abajo de él.

La pasada expresión es aproximada y se dedujo suponiendo que la dimensión del área de desplante perpendicularmente a la dirección que se analiza es mucho mayor que d . b sería d o $1.4h_f$ (la dimensión menor) si las aceleraciones del suelo fueran independientes de la profundidad; el hecho de que varían en función de esta hace reducir el coeficiente 1.4 a 1.2 y estipular que no es necesario suponerlo superior a 20 m; esta dimensión proviene de que la velocidad de las ondas de corte varía entre 60 y 100 m/s en las partes de la ciudad en que desaparece la primera capa dura o esta se halla a mayores profundidades que el resto. En la deducción de la ecuación se han despreciado las aceleraciones verticales por sismo y las fuerzas de inercia que obran en el suelo arriba del desplante. Como alternativa más a la expresión aproximada presentada el autor sugiere que se revise lo que Zeevaert presenta sobre el particular, en el capítulo XII punto 3.5 de la referencia 1.

La posición de la resultante de las fuerzas verticales debe hallarse teniendo en cuenta el momento de volteo sísmico (su cálculo se presentó en un subcapítulo anterior).

El valor de d y por lo tanto el de A_r deben hallarse por tanteos (hasta que se encuentre un valor de d que satisfaga la desigualdad, lo que verifica la estabilidad).

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

"Cuando las piedras hablan, los hombres tiemblan" (Rodolfo Venavides).

Los sismos representan uno de los más graves peligros naturales, a través del tiempo han causado la destrucción de muchas ciudades, quitando la vida a miles de gentes. Si bien es cierto, las pérdidas materiales y de vidas humanas debidas a accidentes de tránsito, huracanes, inundaciones, vientos, guerras, etc. superan en muchos a las debidas a los temblores cada año; la casi total devastación instantánea que origina un terremoto, el miedo y la impotencia que genera, hacen que dicho fenómeno sea de los más temidos por el hombre. Contra los fenómenos naturales, tales como el sismo, no se lucha, se convive con ellos. No son algo que sea inevitable, por ello hay que estar preparados para sufrir las menos pérdidas posibles cuando se presenten. Por tal motivo es importante comprender el evento sísmico, tema que se presentó en el capítulo II, y de lo que se concluye lo siguiente:

- El sismo es un movimiento vibratorio con origen en zonas internas de la tierra y se propaga a través de ondas, por todas las direcciones de la tierra.

- Los sismos pueden ser de origen artificial, como los debidos a explosiones nucleares por ejemplo, o de origen natural que son explicados mediante la Teoría de la Tectónica de Placas.

- La Tectónica de Placas se basa en la hipótesis de que la mayor parte de la energía mecánica del interior de la tierra que se disipa en su superficie, se manifiesta en unos cuantos cinturones orogénicos que rodean grandes áreas de la superficie terrestre. Se establece que la tierra en su región mas externa (litosfera) esta dividida en placas tectónicas que se mueven en varias direcciones, debido a la presencia de las corrientes de convección en el manto; dichas placas estan limitadas por uno de los tres tipos siguientes de margen: las cordilleras oceánicas, donde se genera la nueva litosfera, las fosas submarinas, en donde la litósfera por el fenómeno de subducción se sumerge para regresar al manto y las fallas transformadas, en las que las placas se deslizan una paralela a la otra.

- La explicación del origen de los temblores mediante la tectónica de placas es: en la zona de subducción, el movimiento de una placa bajo la otra se realiza venciendo las fuerzas de fricción, generada en el contacto entre ambas, es decir, gradualmente se va acumulando la tensión existente hasta que rebasa un limite, presentandose una falla en el punto llamado foco, propagándose a traves de ondas en todas direcciones, originandose el temblor. En las fallas transformadas, la fricción entre las dos placas se debe a que estas se estan moviendo lateralmente, acumulándose los esfuerzos, que cuando rebasan el límite de equilibrio, provocan el sismo.

- El deslizamiento en una falla no es homogéneo, ni constante, sino que

por el hecho de existir rugosidades, una vez que se ha liberado la energía elástica del sismo principal, en algunos puntos de esas rugosidades aumenta la energía, que se sigue liberando por medio de las réplicas. Así pues después de un sismo violento es de esperarse una réplica de magnitud no despreciable, como fue la réplica del terremoto del 19 de septiembre de 1985, que ocurrió el día 20, con una magnitud de entre 6.8 y 7.5 (ref. 51).

- México se localiza, en su mayor parte en la placa de Norteamérica, a excepción de la península de Baja California que forma parte de la placa del Pacífico. Hacia el sur la placa de Norteamérica está limitada por la falla Pólochic-Motagua (en el área de Motozintla Chiapas). En la zona de subducción entre la placa Norteamericana y la placa de Cocos, se presentó el foco del terremoto del 19 de septiembre de 1985, en una ruptura de 200 km. Dicho macrosismo sucedió a la 07 hrs 17 min 44 seg, hora local (13:17:44, GMT), con una magnitud= 8.1 (datos del National Earthquake Information Service), con epicentro en los 18.1 N y 102.3 W, con una profundidad focal de 33 km.

- El fenómeno sísmico ha sido un fenómeno recurrente en México, presentándose 34 temblores con magnitud > 7.0 , desde el 20 de enero de 1900 al 20 de septiembre de 1985 (ref. 24); se asume que en el futuro se presentará otro macrosismo con magnitud > 7.0 . A lo largo de la costa del Pacífico, en las zonas de quietud, se puede presentar otro temblor.

- En el estado de conocimientos del hombre en la actualidad, no es posible predecir temblores, no existen aparatos que los anuncien. Si bien en China en 1975, se pudo predecir un sismo, debido a la ocurrencia de temblores premonitores.

- La magnitud es una medida de la energía liberada, es una medida cuantitativa basada en registros instrumentales y no en la percepción de las personas, siendo independiente del lugar de observación. Se utiliza para su valuación la escala de Richter. A diferencia de la intensidad que es una medida cualitativa y esencialmente subjetiva. La intensidad es la estimación de los daños producidos por el temblor sobre los seres humanos y sus edificaciones. La intensidad, a diferencia de la magnitud, no es constante y decrece a medida que la distancia del epicentro al sitio aumenta.

- Los sismógrafos son aparatos de muy alta sensibilidad, capaces de detectar sismos fuertes pero lejanos o débiles cercanos, pero por ser muy sensibles no pueden registrar los terremotos fuertes cercanos porque el instrumento se satura. Sin embargo, este tipo de sismos son los que interesan más al Ingeniero, por lo que para medirlos se usan los acelerógrafos, que registran los diferentes tipos de ondas. De los acelerógrafos se obtienen los acelerogramas que son gráficas aceleración contra tiempo, de las cuales se pueden calcular los desplazamientos y velocidades, que son parámetros indispensables para el diseño sísmico.

- Es importante dotar al país de una adecuada red de acelerógrafos, que proporcionen información necesaria para la mejor comprensión de los fenómenos sísmicos y permitan mejorar las bases de los diseños

sísmicos.

Al sobrevenir un sismo, el suelo experimenta un violento movimiento. La energía destructiva del sismo se transmite por medio de ondas sísmicas que se originan en el hipocentro y se propagan en todas direcciones, con aceleraciones, períodos y velocidades que dependen de las propiedades dinámicas de los materiales (módulo de Elasticidad, módulo de rigidez al cortante, módulo de Poisson, etc.). El medio de propagación, el suelo puede considerarse como un medio continuo, por lo que se puede concluir que:

- Los principios de la Mecánica de los Medios Continuos son aplicables. El suelo se puede considerar como una región física que comprende a sus fronteras.

- Se acepta la hipótesis de que cualquier fenómeno puede ser descrito por medio de funciones continuas.

- La teoría de la Resistencia de Materiales no puede utilizarse para describir la propagación de ondas, debido a que la Resistencia de Materiales solo es aplicable a barras de eje centroidal recto, cuyas secciones transversales perpendiculares al eje centroidal son las mismas a lo largo del eje de la barra, con plano de carga coincidentes con el eje de simetría de la sección transversal de la barra. La Resistencia de Materiales considera que el movimiento de todos los puntos de la barra se establece siempre que el plano de simetría y que los movimientos en partículas en planos paralelos son idénticos a los correspondientes en el plano de simetría. Es evidente que las anteriores hipótesis no se cumplen para un material semi-infinito como el suelo.

Para establecer las ecuaciones de movimiento y definir que tipo de ondas se propagan en el suelo se acepta que:

- El suelo es un material homogéneo, isótropo, con iguales direcciones principales de esfuerzo y deformación unitaria, no existen esfuerzos residuales en el continuo, los operadores de Lamé (operadores diferenciales λ, μ) son independientes del tiempo y valen:

$$\lambda = (E) / [(1+\nu)(1-2\nu)] \dots (6.1)$$

$$\mu = E / [2(1+\nu)] \dots (6.2)$$

donde:

E = módulo de Young.

ν = relación de Poisson.

Se acepta las siguientes relaciones constitutivas:

$$\sigma_x = \lambda \epsilon_1 + 2\mu \epsilon_x \dots (6.3)$$

$$\sigma_y = \lambda \epsilon_1 + 2\mu \epsilon_y \dots (6.4)$$

$$\sigma_z = \lambda J_1 + 2\mu \epsilon_z \dots (6.5)$$

$$\tau_{xy} = \mu \epsilon_{xy} \dots (6.6)$$

$$\tau_{yz} = \mu \epsilon_{yz} \dots (6.7)$$

$$\tau_{zx} = \mu \epsilon_{zx} \dots (6.8)$$

donde J_1 es el invariante lineal y vale: $J_1 = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$

Las anteriores consideraciones nos colocan dentro de las soluciones de la Elasticidad lineal, que en el caso de transmisión de ondas se puede considerar como aceptable.

Del estudio de las ondas sísmicas presentado en el capítulo III se concluye que:

- Para describir la propagación de ondas sísmicas en un medio continuo, homogéneo, isótropo y de iguales direcciones principales de esfuerzo y deformación unitaria, donde no existen esfuerzos residuales en el continuo, considerando que las fuerzas de cuerpo son nulas, se emplean las siguientes expresiones:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \dots (6.9)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \dots (6.10)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \dots (6.11)$$

donde u , v , w son funciones continuas que establecen el campo de desplazamientos de las partículas.

- En un medio continuo, homogéneo, isótropo y de iguales direcciones principales de esfuerzo y deformación unitaria, considerando que las fuerzas de cuerpo son nulas, sujeto a pequeños esfuerzos, solo hay dos tipos de ondas que pueden ser transmitidas y que son: las ondas de dilatación y compresión (ondas irrotacionales y que requiere que el material sea compresible, es decir J_1 diferente de 0) y las ondas de cortante (ondas que no producen cambio de volumen, implicando solamente distorsión angular y rotación del material). Ambos tipos de ondas son conocidas como ondas de cuerpo.

- La velocidad de las ondas de dilatación-compresión esta dada por:

$$V_p = [(\lambda + 2\mu) / \rho]^{1/2} \dots (6.12)$$

y la velocidad de las ondas de cortante se calcula mediante:

$$V_s = (\mu / \rho)^{1/2} \dots (6.13)$$

de 6.12 y 6.13 se deduce que dichas velocidades son función de las propiedades del terreno.

- La propagación de los movimientos ondulatorios se rigen por el

principio de Huyghens y el de Fermat (ver III.4), que conducen a las leyes de refracción y reflexión. Cuando las ondas de cuerpo alcanzan la superficie libre del terreno se reflejan parcialmente, dando origen a las ondas superficiales o largas.

- Existen dos tipos de ondas: las ondas de cuerpo que son las de dilatación-compresión y que son las que primero se registran, por lo que se conocen como ondas primarias u ondas P, y las ondas de cortante u ondas secundarias. El otro tipo de ondas son las ondas superficiales, de las cuales las más conocidas son las ondas Rayleigh y las ondas Love, son ondas cuya amplitud decae exponencialmente con la profundidad, al contrario de las ondas de cuerpo que son no dispersivas. Ambos tipos de ondas son funciones de las propiedades del terreno.

Desde el punto de vista estadigráfico, la Ciudad de México se asienta sobre tres tipos de suelo diferentes: las arcillas suaves con alto contenido de humedad, que constituyen lo que el Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 10) denomina como zona de lago; las arenas y limos compactos, terrenos constituidos por rocas ígneas que constituyen la zona de lomas (ref. 10) y los suelos de transición (zona de transición), constituidos por arcillas blandas con menor contenido de humedad con intercalaciones de lentes de arenas y gravas. La zona de mayor concentración de daños debidos al terremoto del 19 de septiembre de 1985, está localizada en la zona de lago (terreno blando), en donde la arcilla tiene espesores que varían de los 25 a 50 m. Dicha zona coincidió con las zonas de mayor concentración de daño para los sismos del 28 de julio de 1957 y el del 14 de marzo de 1979. Los edificios más dañados fueron los que tenían entre 6-14 niveles. Los períodos de vibración de las arcillas con los espesores antes señalados se encuentran en el rango de los 2 seg. El período dominante de las ondas sísmicas fue de 2 seg. Esta zonificación de daños no es la primera vez que se presenta, se tiene el ejemplo del sismo de Caracas, el 29 de julio de 1967, donde se colapsaron 4 edificios de 10 a 12 niveles (ref. 28) y casi todos los edificios de más de 14 niveles resultaron dañados. De lo anterior y de lo expuesto a través de la presente Tesis Profesional, se infieren las siguientes conclusiones:

- Los efectos de un temblor sobre una cierta construcción dependen de los siguientes factores:

a) Las características de la estructura, como la geometría, material de construcción (concreto, acero, madera y/o mampostería), características dinámicas como período natural de oscilación, modos de vibración, sistema de contravientos, si es edificio de esquina o no, sistema de cimentación, amortiguamiento, etc.

b) Las características de las ondas sísmicas que llegan como período dominante, tipo de onda dominante, frecuencia, etc. Es importante mencionar que las características de las ondas son funciones del tipo de terreno.

c) Las características del terreno, como son la topología y naturaleza del lecho de roca, la naturaleza geológica, tipo, estadigrafía y

espesor del o los suelos de depósito. Así como sus propiedades y comportamiento dinámico.

- La influencia del terreno en la respuesta sísmica, no es algo novedoso ni sorprendente, ya desde el sismo de 1755 en Lisboa (ref. 28) se obtuvieron las primeras observaciones acerca de la influencia de las características del terreno en los efectos del sismo. El más triste ejemplo lo tenemos en la concentración de daños por el macrosismo del 17 de septiembre de 1985, en la Ciudad de México, en lugares situados a distancias similares del foco que otros con leves o nulos daños, y donde la única gran diferencia es el tipo de terreno, lo que hace más que evidente la influencia de este en la respuesta sísmica.

- Cuando las ondas sísmicas son transmitidas de un terreno duro (capa dura del Valle de México) a un terreno blando (capas de arcilla con alto contenido de agua), las ondas P no son transmitidas con grandes amplitudes en los estratos de arcilla, porque estos se encuentran saturados y no pueden cambiar de volumen inmediatamente. Por lo tanto solo las ondas S (implica volumen constante) producen grandes desplazamientos en la arcilla, debido a distorsiones de los estratos. Las ondas superficiales producen movimientos despreciables.

- La amplificación del movimiento, es decir la amplificación de las ondas S, cuando las ondas sísmicas se transmiten de un terreno duro a un suelo blando (como lo es la arcilla del Valle de México), no es un fenómeno novedoso. Desde hace muchos años dicho fenómeno ya se había estudiado como lo puede comprobar el lector si consulta a Zeevaert (ref. 1), Rosenblueth y Newmark (ref. 2), Dowrick (ref. 3), Estrada (ref. 12), Colindres (ref. 9), Esteva (ref. 3), Moreno (ref. 28), por nombrar a algunos autores. Lo anterior invalida las acusaciones de la prensa sobre la falta de conocimiento de la Ingeniería Civil mexicana sobre el fenómeno de amplificación del movimiento.

- Basado en los postulados de la Mecánica del Medio Continuo se llega a demostrar que los períodos de vibración del suelo blando sobreyaciendo terreno firme, para los cuales se presenta una magnificación de esfuerzo y desplazamientos se calculan mediante:

$$T_n = 4D / [(2n-1)V_s] \dots (6.14)$$

si el suelo esta formado por varios estratos, entonces es válido utilizar:

$$T_n = 4 \sum d_i / V_{si} \dots (6.15)$$

donde el subíndice i hace referencia al i-ésimo estrato. De las expresiones 6.14 y 6.15 se infiere la influencia del espesor del o de los estratos en la determinación del o los períodos y por lo tanto en la respuesta sísmica.

- En suelos granulares los efectos de los sismos se traduzcan en: asentamientos rápidos y en disminución brusca del esfuerzo cortante.

Siendo el fenómeno sísmico un fenómeno dinámico, este debe ser

atacado desde el punto dinámico. Es necesario profundizar en los conceptos no sólo de Dinámica Estructural, sino en Dinámica de suelos, ya que son las propiedades dinámicas de los suelos (módulo G dinámico, amortiguamiento, relación de Poisson, etc.), las que determinan la respuesta sísmica de los mismos. En la Facultad de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México, el enfoque de la carrera de Ingeniero Civil es estático, ya que sólo las materias de Cinemática y Dinámica (que se cursa en el cuarto semestre), Diseño Estructural (que se cursa en el séptimo semestre) e Ingeniería Sísmica (optativa, con escasa demanda) tienen un enfoque dinámico. ¿Como puede comprender un fenómeno dinámico como es el sismo, un Ingeniero Civil, si no está acostumbrado a ubicarse en el campo dinámico?. Se antoja un cambio en el plan de estudios, no solo para beneficio de los Ingenieros, sino para los ocupantes de las estructuras diseñadas por estos.

La función de una estructura es transmitir las solicitaciones a que esta sujeta al suelo, con un grado de seguridad razonable, teniendo un comportamiento adecuado bajo las condiciones normales de servicio, de una manera económica y satisfaciendo exigencias estéticas. La estructura esta formada por la superestructura y la cimentación; que no son partes independientes la una de la otra, sino que se encuentran interactuando. A la vez que existe interacción entre la superestructura y la cimentación; existe tambien interacción entre el suelo y la estructura, es decir existe interacción suelo-estructura, siempre, tanto en condiciones estáticas (por ejemplo los hundimientos diferenciales inducen en la estructura elementos mecánicos adicionales), como en dinámicas (interacción durante un sismo). De lo expuesto en la presente Tesis Profesional y en el párrafo previo se concluye que:

- El comportamiento de una estructura ante solicitaciones estáticas y/o dinámicas no es independiente del comportamiento del terreno de cimentación.
- La Mecánica de Suelos y las Estructuras son ramas de un todo, que es la Ingeniería Civil. No se puede concebir la una sin la existencia de la otra, no son independientes, sino interactuantes.
- La función de una estructura es transmitir las solicitaciones a que esta sujeta al suelo. Pero también esta sujeta a solicitaciones debidas al suelo (empujes, hundimientos diferenciales, elementos mecánicos debidos al movimiento del terreno durante un temblor, etc.).
- Debe ser tema de investigación el comportamiento dinámico de los suelos.

Desde un punto de vista dinámico, basada en los preceptos de la Ingeniería Sísmica, de las Estructuras (en particular de la Dinámica Estructural) y de la Mecánica de Suelos (en particular de la Dinámica de suelos) se presentan las siguientes hipótesis:

- Es probable que el periodo de vibración y por lo tanto la frecuencia natural de los depositos de arcilla de la zona de mayor concentración de daños, (en el rango de los 2-2.5 seg), haya coincidido con el

período de vibración y por lo tanto con la frecuencia natural de vibración de edificios de 6 a 14 pisos, entrando éstos en resonancia, provocando el colapso de dichas construcciones. Pero también es probable que la frecuencia dominante del sismo (2 seg, en el acelerograma registrado en S.C.T., fig. 3.14), coincidió en algunas partes de la ciudad, con la vibración natural del terreno. Existe la posibilidad de que las ondas sísmicas que llegaron al Valle de México hayan tenido componentes de un período igual al de los llamados depósitos profundos, provocando el fenómeno de resonancia.

Cuando una estructura responde ante un sismo, se producen en su base esfuerzos de interacción con la cimentación. Dichos esfuerzos inducen las siguientes solicitaciones en la subestructura: dos fuerzas cortantes horizontales ortogonales, una fuerza vertical, dos momentos de volteo con respecto a dos ejes horizontales ortogonales localizados en la cimentación y un momento torsionante. Para efectuar el análisis sísmico de cimentaciones se considera que:

- Las solicitaciones que rigen (en una dirección) son: la fuerza cortante horizontal y el momento de volteo.

- Para calcular las solicitaciones se debe recurrir a métodos dinámicos, que consideren las propiedades dinámicas del suelo (G dinámico, amortiguamiento, relación de Poisson, etc.) y la interacción suelo-cimentación-superestructura.

- Es necesario realizar una investigación del subsuelo, y sus propiedades estáticas y dinámicas. Prestando especial atención a las heterogeneidades del suelo que pueden dar lugar a asentamientos diferenciales que debilitan a las edificaciones ante solicitaciones sísmicas.

- Es necesario investigar las construcciones colindantes, de manera que se propogán sistemas de cimentación compatibles con los sistemas colindantes.

- Debe verificarse que ante la acción combinada de cargas gravitacionales y las debidas a sismos no se exceda la capacidad de carga del suelo.

- Cuando se utilice el sismo como acción accidental en el diseño de elementos estructurales, debe combinarse con acciones permanentes y acciones variables con sus valores instantáneos afectándose dicha combinación por un factor de carga=1.1 y compararlo con la combinación de acciones permanentes y variables afectadas por un factor de carga=1.4.

Durante el macrosismo del 19 de septiembre de 1985, es muy probable que muchos edificios colapsaran luego de sufrir reducción en su capacidad estructural debida a grandes hundimientos diferenciales que indujeron elementos mecánicos adicionales. Resulto evidente el mal comportamiento de los pilotes de fricción sujetos a la acción sísmica. Muchos edificios con este sistema de cimentación sufrieron grandes hundimientos diferenciales, que aunque la superestructura quedo

intacta, por el desplome inducido por dichos hundimientos, son estructuras inestables como es evidente en el edificio mostrado en la fotografía 6.a:



Foto 6.a

En muchas construcciones se subestimó la acción sísmica, presentándose grandes momentos de volteo que incluso provocaron el volcamiento de un edificio en la Col. Roma, como se observa en la fotografía 6.b, donde es posible ver un pilote fuera 1.5 m de la superficie y el escaso refuerzo de conexión entre el pilote y la losa.

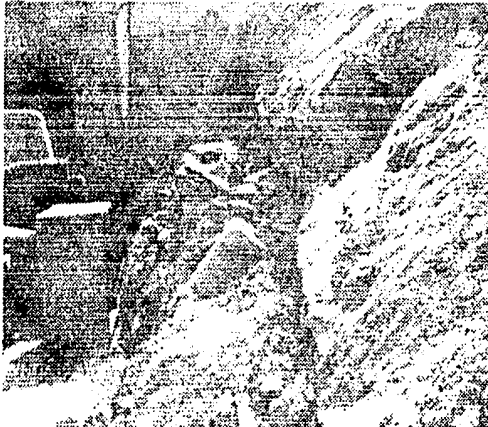


Foto 6.b

Es también muy probable que se presentara falla en el pilote en una sección próxima a su conexión con la losa de cimentación o en secciones en donde el perfil estálográfico tiene cambios bruscos de rigidez. Lo anterior aunado a los momentos y fuerzas cortantes a los que está sujeta un pilote, hacen necesario su diseño estructural, que en el caso de pilotes de concreto implica que sea concreto armado; el armado es necesario para resistir dichos elementos mecánicos y para resistir las condiciones previas a la hinca. Los efectos de pandeo pueden ignorarse en los pilotes hincados en el Valle de México.

En muchos edificios que ya presentaban desplomes, estos se incrementaron por el sismo. Resulta difícil establecer a ciencia cierta la falla de cimentaciones porque no se pueden observar directamente por encontrarse bajo el nivel de la superficie pero las causas de las fallas en estas pueden ser debidas a la excentricidad de las cargas de la superestructura, grandes momentos de volteo y enormes fuerzas de contacto, grandes desplazamientos del terreno (40 cm en el edificio de S.C.T.), la heterogeneidad del subsuelo, la no compatibilidad con los sistemas de cimentación colindantes, torsiones debidas al sismo, la amplificación de las ondas de cortante, la magnitud del sismo no contemplada en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, la resonancia del suelo, entre otras. No puede dejar de considerarse como causa de falla de las estructuras a la coincidencia de períodos de vibración de la estructura (de 6-14 niveles) con el del suelo en la zona de lago, en donde los estratos de arcilla varían de 25-50 m de profundidad. Las cimentaciones más dañadas fueron las profundas y en especial los pilotes de fricción, cimentaciones compensadas como el cajón del metro no presentaron graves daños y las cimentaciones superficiales tuvieron en general comportamiento satisfactorio. De lo expuesto previamente es evidente la importancia del análisis sísmico de las cimentaciones.

Dependiendo del tipo de cimentación seleccionada, se debe tener en cuenta que:

- En cimentaciones someras la resistencia ante la fuerza cortante sísmica horizontal está dada por la fuerza de fricción entre la cimentación y el suelo. Debe diseñarse para resistir los momentos sísmicos. Debe prestarse atención a la reducción de la capacidad de carga resultante de la excentricidad de las cargas. En general las construcciones con este tipo de cimentaciones no requieren de mucho refinamiento en el análisis sísmico, ya que son las acciones permanentes y variables las que rigen su diseño.

- En cimentaciones a base de cajón de cimentación, el sismo se toma con el cajón, por lo que la cimentación; tanto el momento como el cortante sísmicos son resistidos por la losa de cimentación y por los muros del cajón, por lo que deben diseñarse estos con el refuerzo suficiente para resistir tensiones, compresiones y cortantes inducidos por los antes elementos mecánicos sísmicos. La fuerza lateral también es resistida por la fricción entre la losa y el suelo. Juega un papel importante la presión pasiva entre suelo y paredes del cajón. Por los conceptos señalados la profundidad del cajón es muy importante para resistir las fuerzas de inercia debidas al sismo. Debe también poner cuidado ante la

reduccion de la capacidad de carga resultante de la excentricidad de las cargas.

- En cimentaciones profundas es necesario hacer una distincion entre pilas y pilotes, ya que por la mayor rigidez de las pilas, estas presentan mayor resistencia a los movimientos del terreno, induciendo mayores fuerzas de inercia (masa por aceleracion). En cuanto a los pilotes las solicitaciones sísmicas (momentos de volteo y fuerzas cortantes) deben ser calculados mediante métodos que consideren las propiedades dinámicas del terreno y el comportamiento dinámico de la estructura.

En una construccion a base de pilotes de punta, la fuerza cortante y el momento sísmico se toman con los propios pilotes, por lo que deben diseñarse estructuralmente para resistir dichos elementos mecánico y las condiciones previas a su hinca, el pandeo es un fenómeno que no se presenta. Si son de concreto debe emplearse el refuerzo necesario, ademas de proporcionar refuerzo para garantizar la continuidad en la unión con la losa de cimentación. Debido al momento de volteo se generan esfuerzos de compresión y tensión que deben ser tomados por el refuerzo de los pilotes. Deben desecharse los pilotes de madera y los pilotes de acero son recomendables, protegiéndolos adecuadamente contra la corrosion. En cimentaciones mixtas (cajón y pilotes de punta), las paredes del cajón ayudan poco a tomar las solicitaciones sísmicas.

Referente a los pilotes de fricción, no conviene que éstos tomen los incrementos sísmicos, ya que se puede presentar una disminucion de la resistencia al corte de la arcilla, ocasionada por un aumento de la presión de poro en el suelo por el sismo. Es decir, que la adherencia entre pilote y suelo debe estimarse en forma conservadora, por la reduccion que sufre bajo carga cíclica. Es buena práctica utilizar cimentacion mixta, o sea, cajón de cimentacion y pilotes de fricción. En estas condiciones, el sismo se toma con el cajon de cimentacion, como se menciona previamente.

Por lo que respecta a las pilas, para el cálculo de las solicitaciones sísmicas, debe emplearse métodos como elemento finito, para considerar la interacción entre las pilas y el resto de la estructura, diseñándose estas como columnas cortas, con el refuerzo necesario para tomar las solicitaciones sísmicas.

Para cualquier tipo de cimentación debe verificarse que la capacidad de carga sujetas a solicitaciones sísmicas no se exceda localmente.

Deben en general evitarse los siguientes errores: mala consideracion del efecto sísmico, falta de compatibilidad de las deformaciones de la losa y pilotes, no considerar la influencia de las colindancias, no considerar la excentricidad de las cargas, carga de compensación mal estimada, mala determinacion de la resistencia al corte.

Durante el desarrollo de la presente Tesis Profesional, no se ha hecho distinción entre Ingeniería Sísmica, Mecánica de Suelos y Estructuras, ya que no son mas que ramas interrelacionadas y dependientes la una de la otra de un único universo: la Ingeniería

Civil. Desafortunadamente la Ingeniería Civil también se aprende a base de experiencias. El terremoto del 19 de septiembre de 1985 dejó cuantiosas pérdidas humanas y materiales, pero técnicamente ha dejado lecciones que deben analizarse y aprender de ellas para el mejoramiento y perfeccionamiento de la Ingeniería Civil mexicana. La tragedia vivida afloro la heroicidad, el humanitarismo y la entrega aun a costa de la propia existencia de los mexicanos, para con sus hermanos. Por lo que el autor esta seguro que:

MEXICO ESTA EN PIE,
MEXICO SALDRA ADELANTE MAS FUERTE
PORQUE ESTA MAS UNIDO.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

- 1.- Zeevaert, L., "FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS", Ed. Van Nostrand Reinhold, New York, 1973, capítulo XII.
- 2.- Newmark, N.M. y Rosenblueth, E., "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA", Ed. DIANA, México, 1976, capítulos I, III, IV, VII, VIII, XIII, XIV, XV.
- 3.- Dowrick, D.J., "DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS", Ed. LIMUSA, México, 1984, capítulos I, III, V.
- 4.- Bazan, E. y Meli, R., "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS", Ed. LIMUSA, Mexico, 1985, capítulos IV, VI, VII.
- 5.- Prince, J., "ESPECTROS DE TEMBLORES Y SU APLICACION", Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, 1963.
- 6.- De Buen, D., De Pablo, F., Esteva, L. y Olgaray, D., "APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL", Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1984, p. 31-84.
- 7.- Resnick, R. y Halliday, D., "FISICA", Tomo I, Ed. CECOSA, México, 1980, capítulos XV, XIX.
- 8.- Housner, G.W., "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA", Conferencia dictada en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, México, noviembre 1960.
- 9.- Colindres, R., "DINAMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS APLICADAS A LA INGENIERIA SISMICA", Ed. LIMUSA, México, 1983, partes 1, 2 y 3.
- 10.- "REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS TITULO IV DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", Series del Instituto de Ingeniería No. 400, UNAM, México, julio 1977.
- 11.- "NORMAS DE EMERGENCIA", Diario Oficial de la Federación, México, D.F., octubre 1985.
- 12.- Estrada, G., "ESTRUCTURAS ANTISISMICAS", Ed. CECOSA, México, 1975, capítulos I, VII, p.238-239.
- 13.- Esteva, L., "ESTIMACION DE DANOS PROBABLES PRODUCIDOS POR TEMBLORES EN EDIFICIOS", Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, junio 1963.
- 14.- "V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS, CIMENTACIONES EN AREAS URBANAS DE MEXICO", Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México, 1970, capítulos 1, IV.
- 15.- Mena, E., Quaas, E., Prince, J. y otros, "ACELEROGRAMA EN EL CENTRO SCOP DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES. SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985", Informe IPS-10B, Instituto de Ingeniería

UNAM, México, septiembre 20 1985.

16.- Del Valle, E., "APUNTES DE INTRODUCCION A LA GEOFISICA", Facultad de Ingeniería UNAM, Mexico, 1982, capítulo IV.

17.- Howell, B., "INTRODUCTION TO GEOPHYSICS", Ed. Huntington, New York, 1978.

18.- Prince, J., "INSTRUMENTOS USADOS EN MEDICIONES SISMICAS", México.

19.- Quaas, R., Prince, J., Mena, E., y otros, "LOS DOS ACELEROGRAMAS DE SEPTIEMBRE 19 DE 1985, OBTENIDOS EN LA CENTRAL DE ABASTOS EN MEXICO D.F.", Informe IPS-10B, Instituto de Ingeniería UNAM, México, septiembre 21 1985.

20.- Prince, J., Quaas, R., Mena, E. y otros, "ACELEROGRAMAS EN CIUDAD UNIVERSITARIA DEL SIMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985", Informe IPS-10A, Instituto de Ingeniería UNAM, México, septiembre 20 1985.

21.- Prince, J., Quaas, R., Mena, E., y otros, "ESPECTROS DE LAS COMPONENTES REGISTRADAS POR LOS ACELEROGRAFOS DIGITALES DE MEXICO D.F. SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985. ACELEROGRAMAS EN VIVEROS Y EN TACUBAYA", Informe IPS-10D, Instituto de Ingeniería UNAM, México, octubre 1 1985.

22.- Tonda, J., "LAS CARACTERISTICAS DEL TEMBLOR, UNA RUPTURA DE 200 KM DE LONGITUD", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, noviembre 1985.

23.- Hernández, J., "ALGUNOS CRITERIOS SOBRE EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS", Instituto Tecnológico de la Construcción, Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, México, enero 1986.

24.- Bermudez, G., "LA CIUDAD DE MEXICO NO DESAPARECERA ANTE NINGUN TEMBLOR", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, noviembre 1985.

25.- Engel, A., "LA DERIVA DE LOS CONTINENTES", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, febrero 1982.

26.- Dewey, J., "TECTONICA DE PLACAS", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, noviembre 1980.

27.- Esteva, L., "EXCITACIONES SISMICAS EN ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES", X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Morelia, noviembre 1980.

28.- Moreno, G., "INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES LOCALES DE LOS SUELOS EN EL RIESGO SISMICO", V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, noviembre 1979.

29.- Porras, V., Días, A. y Cervantes, R., "MODELOS NUMERICOS PARA

ANALIZAR EL PROBLEMA DE LICUACION", V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, noviembre 1979.

30.- Juárez Badillo, E. y Rico, A., "MECANICA DE SUELOS", Tomo I, Ed. LIMUSA, México, 1974.

31.- Juárez Badillo, E. y Rico, A., "MECANICA DE SUELOS", Tomo II, Ed. LIMUSA, México, 1979.

32.- Romo, M., "ANALISIS DINAMICO DE SISTEMAS SUELO ESTRUCTURA Y PRESAS DE TIERRA", X Reunion Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Morelia, noviembre 1980.

33.- Deméneghi, A., "ANALISIS DE PILOTES SUJETOS A SOLICITACIONES DINAMICAS". X Reunion Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Morelia, noviembre 1980.

34.- Deméneghi, A., "INTERACCION SUELO ESTRUCTURA", Revista Ingeniería, Facultad de Ingeniería UNAM, México, No. 4 1983.

35.- Ladislao, U., "LOS CIMIENTOS DE LA CIUDAD DE LOS PALACIOS", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, noviembre 1985.

36.- Leyva, J., "PREDECIR ES MUCHO DECIR", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, noviembre 1985.

37.- "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", Series del Instituto de Ingeniería No. 405, UNAM, México, 1977.

38.- Magaña, R., "CLASES SOBRE ELEMENTOS FINITOS", notas de Roberto Magaña (investigador de la Sección de Geotécnia UNAM), México, octubre 1984.

39.- Deméneghi, A., "GEOTECNIA IV (NOTAS DE CLASE)", apuntes de la clase Geotécnia IV de la Division de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, semestre 85-2 1985.

40.- Guzman, R., Vaish, A., "A SURVEY OF THE STATE OF THE ART IN SEISMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION", Memorias V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Guadalajara 1979.

41.- Deméneghi, A., "EFECTO SISMICO EN EL SUBSUELO Y CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO", Elementos Técnico y Legales de los Dictámenes Periciales, publicación No. 50, Centro de Actualización Profesional, Colegio de Ingenieros Civiles de México, México, octubre 1985.

42.- Deméneghi, A., "PILOTES SUJETOS A CARGAS LATERALES POR SISMO",

Elementos Tecnicos y Legales de los Dictámenes Periciales, publicación No. 58, Centro de Actualización Profesional, Colegio de Ingenieros Civiles de México, octubre 1985.

43.- Corro, J., "EL MOVIMIENTO IMPREVISIBLE", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, noviembre 1985.

44.- Tejeda, A., "COMO MEDIR UN SISMO", Revista Información Científica y Tecnológica, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, noviembre 1985.

44.- Zeevaert, A., "CONSTRUCCION DE LA TORRE LATINO AMERICANA", conferencia sustentada en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, mayo 1986.

45.- Santoyo, E., Gutierrez, C., "COMPORTAMIENTO SISMICO DE CIMENTACIONES CON CAJON Y PILOTES DE FRICCION", Geotécnia S.A., México, 1986.

46.- "EFECTOS DE LOS SISMS DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LAS CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MEXICO", segundo informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, noviembre 1985.

47.- Guerrero, J., Ortega, F., Miltre, L., de Cserna, S., de la Fuente, M., "CONSIDERACIONES GEOLOGICAS SOBRE LOS SISMS EN LA CIUDAD DE MEXICO", Revista Gaceta UNAM, México, octubre 7 1985.

48.- "COMISION METROPOLITANA DE EMERGENCIA (INFORME)", Comisión Metropolitana de Emergencia, México, D.F., noviembre 1985.

49.- "LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM PUSO SUS RECURSOS AL SERVICIO DE LA POBLACION AFECTADA", Revista Ingeniería, Facultad de Ingeniería UNAM, México, No. 3 1985.

50.- Jaime, A., "COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELOS", X Reunion Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Morelia, noviembre 1980.

51.- Prince, J., "EL TEMBLOR DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985", Elemento Tecnicos y Legales de los Dictámenes Periciales, publicación No. 58, Centro de Actualización Profesional, Colegio de Ingenieros Civiles de México, octubre 1985.

52.- Leet, D., Judson, S., "FUNDAMENTOS DE GEOLOGIA FISICA", Ed. LIMUSA, México, 1982, capitulos XIX, XX, XXI.

53.- Herrera, I., Ponce, L., Jimenez, Z., Espindola, J., Lomnitz, C., "EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985, INFORME GEOFISICO Y EVALUACION PRELIMINAR", Revista Ingeniería UNAM, México, No. 3 1985.

54.- Esteva, M., Rascon, O., "EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985, ASPECTOS DE INGENIERIA", Revista Ingeniería UNAM, México, No. 3 1985.

- 55.- Rodríguez, N., "MECANICA AVANZADA I", apuntes de la clase Mecánica Avanzada I de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería UNAM, Mexico, semestre 86-2 1986.
- 56.- Levi, E., "ELEMENTOS DE MECANICA DEL MEDIO CONTINUO", Ed. LIMUSA, Mexico, 1984, capítulos I, II, III.
- 57.- Peck, R., Hanson, W., Thornburn, T., "INGENIERIA DE CIMENTACIONES", Ed. Limusa, México, 1983, capítulo XXV.
- 58.- "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", Series del Instituto de Ingeniería No. 401, UNAM, México, julio 1977.
- 59.- Mendoza, C., "CONCRETOS ESTRUCTURALES PARA EL DISTRITO FEDERAL", V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Veracruz, mayo 1986.
- 60.- Deméneghi, A., "CIMENTACIONES (NOTAS DE CLASE", apuntes de la clase Cimentaciones de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, semestre 86-2 1986.
- 61.- Mendoza, J., Prince, J., "PRELIMINARY REPORT ON THE EARTHQUAKE OF SEPTEMBER 19, 1985, AND ITS EFFECTS ON STRUCTURES AND FOUNDATIONS IN MEXICO CITY", Revista Geotechnical News, E.U.A., marzo 1986.