



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SISMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES



(Texto de la Conferencia presentada en el Seminario Internacional de Planeamiento, Diseño, Reparación y Administración de Hospitales en Zonas Sísmicas Realizado en Lima - Perú, del 20 de Agosto al 9 de Setiembre de 1989)

CRITERIOS DE DISEÑO DE LINEAS VITALES
DE HOSPITALES EN ZONAS SISMICAS

Por: Dr. Rafael Torres Cabrejos (*)

RESUMEN

En este trabajo se presenta criterios para el desarrollo de Diseño Sísmico de Sistemas de Abastecimientos de Agua en lo referente a las obras de almacenamiento como son: los reservorios, las torres de control y cisternas, y las redes de tuberías de distribución de agua. Además se desarrollan criterios a ser considerados en el diseño de Líneas de Distribución de energía en lo referente a Diseño de Estructuras Soporte y equipo usado en subestaciones.

Se presenta un estudio de diseños de reservorios considerando las acciones de las presiones Hidrodinámicas generadas por el sismo y un modelo simplificado de la estructura soporte de los tanques los cuales son comúnmente usados para abastecer de agua a los hospitales en particular y la población en general.

(*) Director del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

Se presenta la formulación usada en tuberías para considerar las presiones hidrodinámicas y el efecto de la deformación de los suelos en el diseño.

En referencia a las estructuras en redes de distribución eléctrica se da recomendaciones para el uso del método probabilístico y el análisis estructural mediante el método de elementos finitos considerando la fragilidad de los materiales aislantes.

1. INTRODUCCION

Los hospitales proveen uno de los servicios vitales a la comunidad particularmente durante la emergencia causada por la ocurrencia de un sismo severo. En un hospital moderno el abastecimiento de agua, el de energía eléctrica y de comunicaciones es esencial para ofrecer un servicio adecuado; por estas razones se deben tomar varias precauciones a fin de que las líneas vitales de abastecimiento no sean interrumpidas en los momentos de funcionamiento crítico.

En este trabajo se tiene por objetivo proponer criterios que puedan luego contribuir a un conocimiento mayor del diseño sísmico de las líneas vitales. Las líneas vitales comprenden un campo muy amplio de la Ingeniería Sísmo-resistente que sería imposible ser tratado en toda su extensión para el caso de los hospitales; por este motivo se presentan criterios de diseño de:

- Reservorios Elevados
- Sistemas de Tuberías
- Estructuras Soporte y Equipo de Distribución de Energía.

2. Introducción al Diseño Sísmico de Estructuras de Abastecimiento de Agua Potable.-

El agua potable es esencial, de necesidad vital para la vida del ser humano, sin ella, ningún individuo, o grupo en comunidad puede sobrevivir.

La función de las estructuras de abastecimiento es simple, solamente asegurar la conducción del líquido contenido en cantidad y calidad adecuada para su uso por los habitantes, en oficinas y en fábricas.

Un sistema de abastecimiento de agua es una gigantesca continuidad de estructuras e instalaciones conectadas con un gran número de tuberías de varios diámetros y longitudes. En general, un sistema está compuesto de un enorme y complicado conjunto de obras, desde las obras de captación, almacenamiento, purificación y transporte del agua hasta los trabajos y tuberías de distribución y de uso por los consumidores.

Las estructuras usadas en un sistema de abastecimiento de agua son de varias clases, así unas son usadas en el transporte como las tuberías o reservorios, otras son mecánicas ó eléctricas como los sistemas de bombeo y otras instalaciones son de acción química como los pozos de purificación. Aquí trataremos sobre los reservorios y las tuberías. El diseño sísmico de estructuras usadas en el abastecimiento de agua exige un vasto conocimiento de variadas técnicas del diseño y la construcción.

2.1 Reservorios de Agua

Los reservorios de agua son estructuras importantes, en especial en poblaciones situadas en zonas de alta sismicidad. Estos reservorios pueden ser enterrados, apoyados en la superficie o tanques elevados. El daño en estas estructuras puede afectar seriamente la capacidad de abastecimiento de agua para apagar incendios o satisfacer las necesidades en instalaciones hospitalarias, centros de emergencia y de los pobladores. Además, el colapso de un tanque podría causar pérdidas de vidas y daños en la propiedad debido a la falla de la estructura y a la repentina salida del agua. Daños en los sistemas de desagües pueden causar si

milares efectos.

2.1.1 Daños Observados.-

En el Perú, daños de poca consideración se reportaron en reservorios elevados durante el sismo de Ancash de 1970. Sin embargo, considerable daño en reservorios han ocurrido debido a sismos en el pasado en otros lugares (1).

Fallas típicas de falla ocurrieron en el sismo de Alaska (1964), desde el colapso total, pandeo de las coberturas, fallas en las conexiones y fisuras en las estructuras cáscaras de los tanques. En el sismo de San Fernando, California (1971), los daños presentados fueron en las uniones soldadas o remachadas de los tanques metálicos, los cuales tenían de 1 a 42 años de construídas. Los modos más frecuentes de daño se debieron al pandeo de la cáscara en la base, desplazamiento horizontal en su cimentación y rotura de las tuberías de abasto y salida, en especial en las conexiones.

El sismo de 1979 en el área de Los Angeles, California causó serios daños en tres tanques elevados. En uno de ellos, con 100,000 galones de capacidad construídos en 1962, el sistema de arriostamiento diagonal sufrió daños considerables. En el Centro, un reservorio construído en los años 30 y habiendo por tanto soportado el terremoto de 1940, experimentó graves alargamientos en las barras diagonales del nivel superior, pandeo en los puntales y falla en los pernos de anclaje en las planchas de apoyo.

Al Sur de Brawley, un tanque metálico de 100,000 galones, construído en 1961, colapsó. Las fallas parecen haberse iniciado por combinación de pandeo de los arriostres horizontales, rasgaduras en las planchas del tanque de sus columnas y falla de las barras en los topes. En (2), se describe los mecanismos de colapso en tanques metálicos ocurridos en el sismo de 1952, en Kern County, California.

Los reservorios de agua constituyen parte de un sistema vital de abastecimiento y deben continuar funcionando después de la ocurrencia de un sismo severo. Debe por tanto, considerarse, en el planeamiento y

diseño de un sistema de almacenamiento de agua, adecuadas medidas tales como las siguientes para mitigar los efectos de los sismos:

- 1.- Localizar las estructuras en lo posible en las cercanías de los lugares donde el agua será usada, para reducir la posibilidad de pérdidas entre los tanques y el sistema de distribución.
- 2.- Construir las instalaciones de almacenamiento fuera de zonas de deformación asociadas a fallas activas y lejos de los lugares de posible influencia de los deslizamientos de taludes o caídas de rocas.
- 3.- Localizar las estructuras fuera de las áreas de suelos inestables tales como rellenos ó áreas con vacíos subterráneos naturales o construídas por el hombre, zonas de alta posibilidad de licuefacción o de suelos colapsables. La geología de la zona debe ser estudiada a fin de no construir las estructuras en zonas de fallas o de afloramiento rocosos fallados.
- 4.- Proveer al sistema con adecuadas zonas de drenaje y de emergencia en caso de derrame.
- 5.- Diseñar los tanques con un sistema de detección de pérdidas ó fugas de agua, en especial en estructuras enterradas para evitar fallas en las cimentaciones por saturación en los suelos.
- 6.- Proteger las estructuras metálicas de la corrosión.
- 7.- Proyectar un sistema adicional de bombeo para casos de emergencia para mantener el abastecimiento con la presión requerida en las tuberías cuando ocurran incendios causados por los sismos.

2.1.2 Comportamiento Sísmico de un Reservorio y Criterios de Diseño

Los reservorios elevados son generalmente recipientes de forma cilíndrica o elipsoidal y están apoyados sobre una estructura la parte aperturada y arriostada. La estructura es comunmente construida de acero, en el Perú la mayoría de reservorios son de concreto armado o postensado. Los reservorios elevados son estructuras que soportan gran peso en la parte superior, es decir que una gran porción de la carga está concen-

trada a gran altura en relación a su base. Por esto los elementos críticos de la estructura los constituyen las columnas y las vigas de amarre y diagonales a través de los cuales las cargas son transmitidas a la cimentación. En el Perú se usa como estructura soporte de los tanques, fustes cilíndricos de concreto armado. Los reservorios podrían fallar también por ruptura del tanque o falta de cimentación, sin embargo el modo de falla más común es la ruptura de la estructura soporte.

El recipiente del agua en sí se comporta como un cuerpo rígido fijado al tope de la estructura-soporte y tiene por lo general una alta frecuencia de vibración. Esto hace que no exista un apreciable movimiento relativo del tanque respecto de la estructura portante, mostrada en el figura 1. Por tanto el tanque en sí no está sujeto a grandes esfuerzos inducidos por la vibración de la estructura soporte. Sin embargo, sus paredes y fondo deben ser diseñadas para soportar, además de las presiones hidrostáticas, las causadas por el movimiento "impulsivo" y "convectivo" del agua contenida. Estas presiones hidrodinámicas son generadas en el agua por el movimiento vibratorio de la estructura soporte.

Las presiones impulsivas son causadas por el impacto del agua contra las paredes del tanque, cuando este es acelerado por el movimiento sísmico. Las presiones convectivas, en cambio, son debidas a las oscilaciones del líquido contenido. En la mayoría de los casos, las magnitudes de estas presiones son una fracción de las presiones hidrostáticas para las cuales el tanque es en general diseñado. Por estas razones, no existe una exigencia para tomar precauciones especiales en el diseño de las paredes y fondo de la estructura del recipiente por causa de las presiones hidrodinámicas originadas por el sismo, aunque su determinación es important

Para el análisis estructural de un reservorio y estructuras similares en un sistema de abastecimiento de agua, existen algunos métodos de cálculo, los cuales pueden resumirse en los siguientes, de acuerdo a (3) estos pueden aplicarse y verificarse los resultados por el 4.

- 1.- Método del coeficiente sísmico.
- 2.- Método del coeficiente sísmico modificado
- 3.- Método de la deformación sísmica
- 4.- Análisis dinámico

- El método del coeficiente sísmico es recomendable aplicarlo en estructuras de reservorios relativamente rígida, con período natural igual o menor de 0.5 segs. La fuerza inercial causada por el sismo puede ser obtenida multiplicando el propio peso y la carga del agua por el coeficiente de diseño. Este coeficiente de diseño es el producto de cuatro factores, el primero es el coeficiente de diseño estándar para fuerzas horizontales que se fija en 0.2 o mayor. El segundo es el coeficiente correctivo que depende de las condiciones del suelo, este varía entre 0.9 para suelos del terciario hasta 1.2 para depósitos de suelos aluvia les relativamente sueltos. El tercer factor es determinado por los datos de la sismicidad regional. El último es fijado en 1, pero dependiendo del material de la estructura y método de construcción y experiencias pasadas puede reducirse a 0.5. En todo caso el coeficiente sísmico de diseño no debe ser menor de 0.1 y el coeficiente para fuerzas verticales será evaluado como 0.5 veces el coeficiente sísmico para fuerzas horizontales.
- El método del coeficiente sísmico modificado es aplicado en el cálculo de reservorios o similares de relativa flexibilidad, con período natural de 0.5 segs. ó mayor. La fuerza inercial causada por el sismo es evaluada multiplicando el peso propio y el peso de agua por el coeficiente sísmico de diseño horizontal.

Este coeficiente de la fuerza horizontal, K_h es obtenido en forma análoga que en el caso anterior, excepto por los dos últimos factores, C_4 y C_5 . Así, K_h , se obtiene por:

$$K_h = C_1 C_2 C_4 C_5 K_0.$$

Aquí, K_0 , C_1 y C_2 ya se han definido anteriormente. El factor de corrección C_4 es decidido en base a la clase de suelo donde se proyecta la construcción y el período de vibración de la estructura. El factor C_5 es fijado igual a 1, pero puede modificarse considerando la resistencia última y la aceleración límite del sismo del lugar.

- La aplicación y cálculo del método de la deformación sísmica es recomendada para estructuras de reservorios, tuberías y otras similares que se encuentran enterradas o cuando el comportamiento es principal

mente gobernado por el suelo que las rodea. Este, durante la ocurrencia de un terremoto, sufre desplazamientos, los cuales ocasionan deformaciones en el suelo y en base a estos se deben determinar las fuerzas en las secciones transversales y los esfuerzos generados en las estructuras.

- El Método de Análisis Dinámico considera uno de los dos siguientes procesos:
 - El uso del Espectro de Respuesta promedio,
 - El uso de records de vibración sísmica del suelo

El análisis dinámico presupone el conocimiento de las características del movimiento sísmico del suelo donde se proyecta la construcción, así como características de la actividad sísmica de una gran área de terreno comparativamente mucho mayor y que incluye el lugar del proyecto.

Las ondas sísmicas usadas en este método deben ser las obtenidas en sismos severos ocurridos en la zona. Los valores espectrales son los obtenidos en base a los records de los sismos en la zona de estudio.

Dependiendo del material usado en el diseño de un reservorio elevado existen dos sistemas estructurales. En el caso de tanques metálicos los elementos están esencialmente sujetos a fuerzas axiales siendo la carga vertical soportada por las columnas a compresión y las fuerzas horizontales son resistidas por los miembros diagonales sujetos a tracción.

En el caso de reservorios de concreto armado difundido en el Perú y países latinos debido principalmente a su menor costo, las columnas y los amarres (vigas horizontales) actúan como una estructura aporticada tipo Vierendeel transmitiendo cargas axiales, por flexión, corte y torsión, Figura 2. Las columnas están principalmente sujetas a compresión debido a las cargas verticales. Los arriostres horizontales están sujetos a momentos, torques y fuerzas cortantes causadas por las fuerzas sísmicas horizontales. Las columnas de un reservorio de concreto armado pueden ser asumidas que se comportan como un sistema de resortes en paralelo entre dos niveles de arriostres sucesivos, pero ader

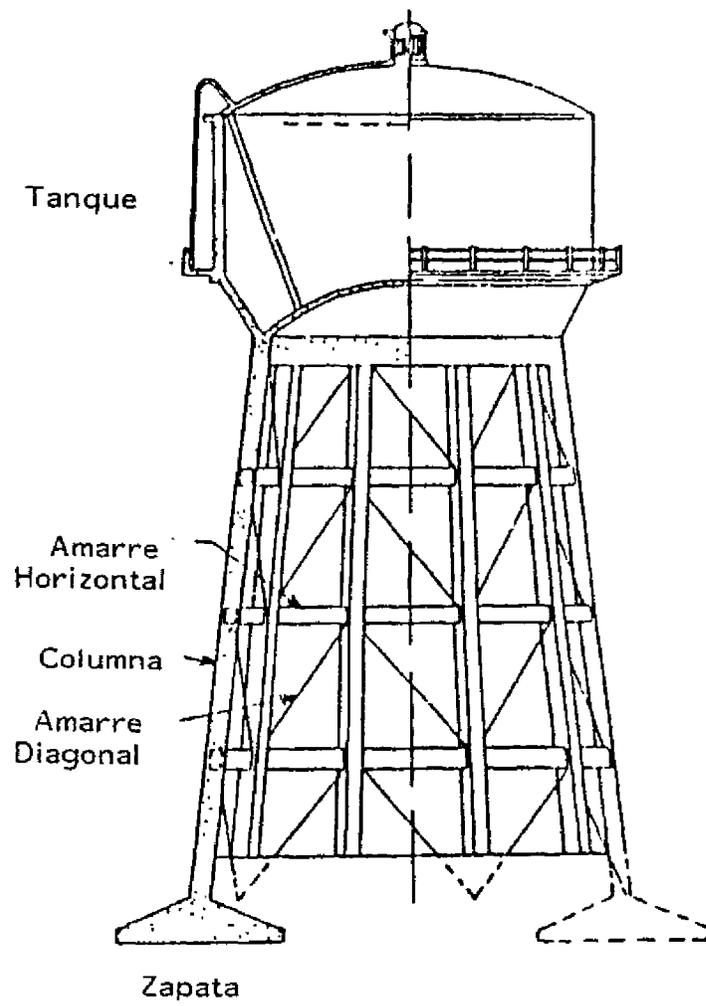


Fig. 1 Elevación de reservorio

más cada columna en si misma se comporta como resortes verticales en serie y conectados en los niveles de arriostre.

Debido a que los reservorios elevados sostienen su mayor peso en la parte superior, el sistema de soporte podría ser aproximado a un sistema de un grado de libertad sin perder exactitud apreciable. Una parte del peso de la estructura soporte (1/3) puede ser considerada concentrada en el tope y las columnas modeladas como resortes sin masa para simplificar el análisis.

Los reservorios pueden fallar debido a un deficiente diseño de su cimentación. Los cimientos están sujetos a cargas verticales del peso de la estructura y momentos generados por las fuerzas horizontales. Para lograr una adecuada fundación es recomendable conectar las zapatas con vigas. Otras soluciones constituyen el diseño de plateas o anillos de cimentación. Si el suelo es poco resistente, la platea puede apoyarse sobre pilotes para evitar asentamientos diferenciales bajo las columnas. El diseño del cimiento depende de la naturaleza del suelo, la altura y tamaño de la torre del reservorio.

Un aspecto importante en el diseño es decidir el estado de cargas o esfuerzos que se considere seguro para la superposición con las fuerzas sísmicas. La acción del viento se acepta generalmente que no ocurre simultáneamente con el sismo y por tanto una de estas acciones puede ser considerada en el diseño por separado. En tanques elevados, el viento puede ser la acción que controla el diseño.

Un criterio sería diseñar los reservorios para que bajo el efecto de un sismo de moderada violencia, los esfuerzos generados se mantengan en el estado elástico. De otro lado, en el diseño se consideraría que bajo el efecto de un sismo severo, el cual se espera ocurra una sola vez en la existencia de la obra, el sistema estructural genera esfuerzos que alcanzan el rango plástico. Bajo estos conceptos, es recomendable proveer de elementos diagonales de amarre en el reservorio de concreto.

Un procedimiento de diseño recomendable es el siguiente:

Durante el estado elástico, los amarres diagonales son estirados relativa

mente poco debido a las pequeñas deformaciones, y las fuerzas horizontales podrían considerarse que son absorbidas por las columnas y las vigas de amarre horizontal desarrollando momentos.

En el estado plástico, cuando las deformaciones son grandes, las fuerzas horizontales se asumen ser soportadas por los elementos diagonales en tracción. Por esto, el diseño de las conexiones de columnas y diagonales debe ser capaz de desarrollar rotaciones plásticas y permitir grandes deformaciones en las diagonales. Es recomendable que los refuerzos en columnas y vigas deben ser en espiral y confinar adecuadamente, en una distancia de un cuarto de su longitud desde cada extremo, para asegurar la fluencia del refuerzo desarrollando su ductilidad.

En las normas de diseño del Perú (4), se establece que la fuerza horizontal o cortante total en la base es:

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} * P$$

Donde Z, U, S representan los factores de zonificación, de importancia de la estructura y de condición del suelo respectivamente. El valor de P es obtenido de las cargas para el caso de tanques es la adición del peso total de la estructura y del agua. EL valor de C es el cociente de la aceleración espectral y de la gravedad, $C = S_a/g$. Finalmente R_d es representativo de la ductilidad global de la estructura.

En el diseño elástico se obtendrá la fuerza horizontal sísmica, H en base a esta formulación, pero en el estado plástico, cuando se admite que el refuerzo está en fluencia y que las diagonales absorberán la energía cinética, $0.5 MS_v^2$, donde: $S_v = \frac{S_a \cdot T}{2\pi}$, con T el período natural de vibración de la estructura y S_v la velocidad espectral en el rango plástico; en este estado la fuerza sísmica es: $H = ZUSC * P$

Para el diseño de la cimentación debe verificarse las condiciones críticas de volteo y amarrarse las columnas con vigas anulares o plataforma de cimentación de acuerdo a las condiciones del suelo.

2.1.3 Presiones Hidrodinámicas.-

El movimiento vibratorio genera presiones impulsivas y convectivas en el fluido. Las presiones impulsivas están asociadas con las fuerzas inerciales producidas por movimientos impulsivos de las paredes del recipiente y resultan proporcionales a la aceleración de las paredes del tanque. Las presiones convectivas son producidas por oscilaciones del agua y por consiguiente son consecuencia de las presiones impulsivas.

Varios investigadores (5,6,7) han tratado las vibraciones de un líquido en un tanque existiendo un consenso asumiendo la incompresibilidad del agua y considerar que

- Las presiones impulsivas sean simuladas por una masa M_i , rígida fijada a las paredes del recipiente y las presiones convectivas por una masa M_c , montado sobre un resorte conectado al tanque, Figura 3. La formulación para obtener las presiones hidrodinámicas por el método desarrollado en (5) para recipientes cilíndricos y rectangulares es como sigue:

Reservorio Cilíndrico	Reservorio Rectangular
-----------------------	------------------------

Presión Impulsiva.-

$$1. \quad M_i = M (\tan H B) / B$$

$$M_i = M (\tan h B) / B$$

$$2. \quad B = 1.73 \quad R/H$$

$$B = 1.73 \quad L/H.$$

$$3. \quad h_i = \frac{H}{8} (4 \frac{\bar{M}}{M_i} - 1)$$

$$h_i = \frac{H}{8} (4 \frac{\bar{M}}{M_i} - 1)$$

$\bar{M} = M_i$ cuando solo presiones sobre las paredes son consideradas

$\bar{M} = M$ cuando presiones en el fondo también son consideradas

$$4. \quad P_i = a_i M_i$$

$$P_i = a_i M_i$$

Presión Convectiva.-

$$5. \quad M_c = 0.585 (M \tan h B)/B$$

$$M_c = \frac{5}{6} (M \tan h B)/B$$

$$6. B = 1.84 H/R$$

$$B = 1.58 H/L$$

$$7. hc = H \left(1 - \frac{\cos h B - C}{B \operatorname{Sen} h B} \right)$$

$$hc = H \left(1 - \frac{\cos h B - C}{B \operatorname{Sen} H B} \right)$$

$c = 1.0$, cuando solo se consideran presiones en las paredes

$c = 2.0$, cuando también se consideren presiones en el fondo

$$8. p^2 = \frac{g}{H} B \tan h B$$

$$p^2 = \frac{g}{H} B \tan h B$$

$$9. \Theta = \frac{A_1}{1.2 H} B \tan h B$$

$$\Theta = \frac{A_1}{H} B \tan h B$$

$$10. Pc = 1.2 M_c g \Theta \operatorname{sen}.pt$$

$$Pc = M_c g \Theta \operatorname{sen}.pt$$

$$11. d_m = \frac{0.408 R}{\left(\frac{g}{p^2 \Theta R} - 1 \right) \tan h B}$$

$$dm = \frac{0.527L}{\left(\frac{g}{p^2 \Theta R} - 1 \right) \tan h B}$$

En el caso de presiones impulsivas en tanques con H/L , ó, $H/R > 1.5$, asumir que el agua debajo de $1.5 L$ (ó $1.5 R$) no influye. En las expresiones dadas, M , H , L , R son la masa total, profundidad del agua, mitad del ancho y radio del tanque. A_1 , a_1 , p , h_i y h_c representan el máximo desplazamiento, aceleración impulsiva del tanque, la frecuencia del agua y las alturas de las presiones impulsiva y convectiva respectivamente. Estas presiones son P_i y P_c . Finalmente, d_m es la amplitud de la ola del agua debe considerarse para evitar el derrame y funcionamiento del sistema sanitario.

En el análisis modal desarrollado en (8,9) para reservorios con fuste cilíndrico como soporte, se concluye que el primer modo corresponde a la masa móvil de agua y a un pequeño desplazamiento del agua. Los otros modos corresponden a un movimiento de la estructura similar al del reservorio vacío. El período de vibración del 2º modo es similar al primer período correspondiente a un reservorio vacío. En un estudio de 360 reservorios de diversos tamaños se presenta una formulación simplificada del período

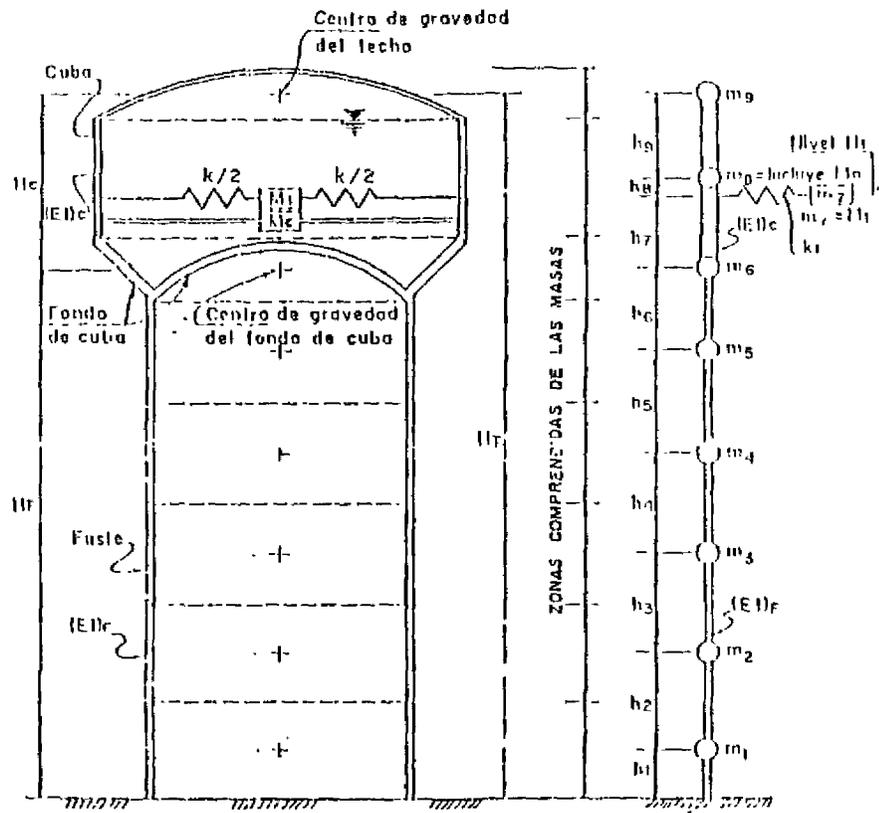


Figura 2

H_r = Altura del fuste
 h_c = Altura de la cuba
 H = Altura total

H = Altura hasta el centro de gravedad de masa "mi"
 m_i = Masa concentrada en el nivel "i"

Elevación Reservoirio y Modelo

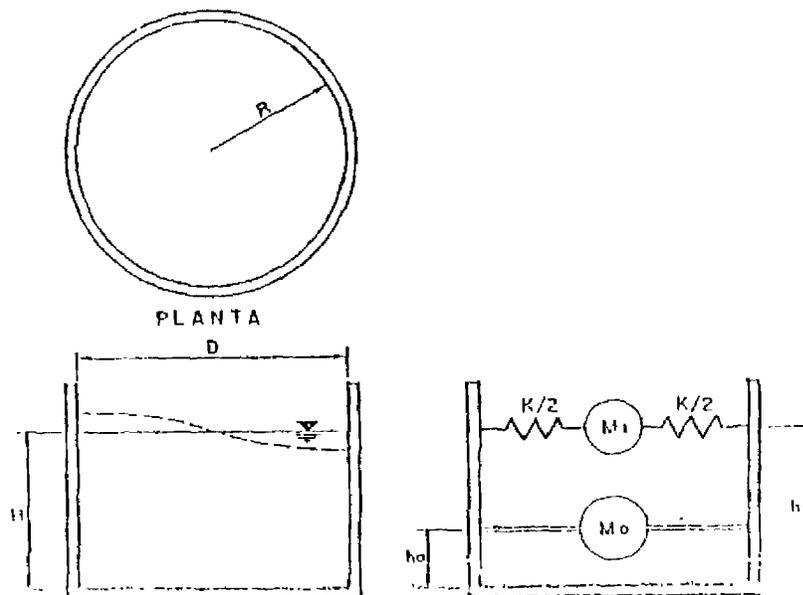


Fig 3 Modelo Dinámico en Agua

2.2 Tuberías de Agua. -

2.2.1 Antecedentes de Daños por Efecto Sísmico. -

Los sismos ocurridos en el Perú en las últimas décadas, 1966 en Huacho, 1970 en Ancash y 1974 en Lima han causado extensos daños en los sistemas de tuberías de agua y desagüe. La ciudad de Chimbote se vió privada de agua por largo tiempo causando su falta o contaminación innumerables pérdidas de vidas.

En (10) se refiere que el terremoto de San Francisco en 1906 causó la casi total destrucción del sistema. Practicamente, no hubo agua suficiente para combatir los incendios generados inmediatamente después del sismo, pues además de la rotura de las líneas de agua, las tuberías del gas se rompieron extendiéndose rápidamente las fuentes del incendio. Se perdieron casi 490 manzanas con un valor entonces de 500 millones de dólares y las pérdidas de hogares de más de 200,000 personas. Un total de 11 Km² fueron consumidos y el incendio duró sin poder apagarse varios días. Extensos daños, aunque sin ser catastróficos, causó el sismo de San Fernando en 1971 en las tuberías de agua y desagüe, con considerable deterioro en las instalaciones de almacenajes, plantas de bombeo, contaminación del agua por las aguas servidas. Se puede afirmar que los sismos han causado graves daños en los sistemas de tuberías sobretodo cuando estas son instaladas en suelos sueltos y húmedos.

En el Japón, se refiere en (11) los graves daños que el terremoto de Niigata en 1964 causó en las redes de agua. En especial, en las zonas donde ocurrió la licuefacción de los suelos, las tuberías de acero se rompieron en gran extensión: la rotura se presentó por pandeo y flexión deslizándose en las conexiones. Actualmente, se han instalado estaciones de observación del comportamiento sísmico de los sistemas de abastecimiento de agua diseñados considerando los efectos y experiencias de sismos pasados. Estas son particularmente importantes en Hachinohe.

Los daños en sistemas de abastecimiento de agua han tenido 3 principales efectos. Primero, en el servicio de agua potable en hogares y esencialmente en hospitales, centros de operaciones de emergencias, poli-

cía y otros. Segundo, en el servicio de bomberos para combatir incendios y tercero, para abastecer las industrias, las alimentarias principalmente.

En el terremoto de México de 1985, causó intenso daño en las tuberías enterradas, los daños en los desagües no fueron determinados. Los daños en las tuberías parecen deberse a la propagación de las ondas, las fallas más comunes se presentaron en las conexiones.

2.2.2 Procedimiento de Diseño Sísmico de Tuberías.-

Durante la ocurrencia de un sismo severo, el suelo experimenta deformaciones causadas por las ondas sísmicas y por tanto las tuberías enterradas pueden pandear ó sufrir roturas.

Las observaciones, experiencias y análisis de comportamiento de tuberías durante sismos indican que:

- a) Las tuberías enterradas tienen una rigidez mayor pero densidad menor que la del suelo, por tanto el comportamiento de una tubería enterrada durante un sismo es mayormente confinada por el suelo que la rodea y forzada a moverse de acuerdo al movimiento de este.
- b) La deformación longitudinal de una tubería es ligeramente mayor que la de su fricción transversal durante el movimiento sísmico.

Por estas razones para el análisis sísmico de un sistema debe tenerse en cuenta las deformaciones del suelo principalmente y dar a la tubería la capacidad de expansión y contracción libres y la flexibilidad suficiente para mitigar la fuerza sísmica.

Las tuberías de acero son fuertes y flexibles en sus juntas y permiten la expansión y contracción así que pueden generalmente adecuarse fácilmente a la deformación del suelo. Además muchas poseen la capacidad de absorber deslizamientos lo suficientemente grandes que puedan ocurrir en suelos blandos.

Las tuberías de concreto en general pueden absorber sin uniones adecuadamente diseñadas las deformaciones de los suelos causadas por sismos severos. Las figuras 4 y 5 muestran perfiles de tubería enterrada. El método de diseño para tuberías llamado de la deformar-

ción sísmica, considera un máximo desplazamiento cuya amplitud es dada por:

$$U_h = \frac{T_G^2}{4 \tilde{\pi}^2} A \cdot \cos \frac{\tilde{\pi} x}{2 H}$$

aquí, A es la aceleración sísmica de diseño del suelo, x la profundidad del centro de la tubería, H es el espesor del estrato, T_G representa el período natural predominante del suelo obtenido generalmente por la medida de microtemblores. La amplitud máxima del desplazamiento del suelo es estimada asumiendo que el estrato inferior le transmite la propagación de ondas de corte desde suelo firme a rocoso.

La propagación de las ondas sísmicas de corte son asumidas en forma sinusoidal con la velocidad de corte en sentido oblicuo a la tubería. Estas ondas causan deformación relativa del suelo a lo largo de la tubería la cual se transmite esta a través de un modelo de resortes elásticos entre la tubería y el suelo. Esta teoría permite calcular los esfuerzos y las deformaciones en la tubería modelandola como una viga sobre un medio elástico.

En (II) se presenta la formulación de los esfuerzos, los cuales son dados por:

$$S_L = C_1 K_1 \frac{\tilde{\pi} U_h}{L} \cdot E$$

$$S_B = C_2 K_2 \frac{2 \tilde{\pi}^2 \cdot D \cdot U_h}{L^2} \cdot E$$

$$S_x = \sqrt{n \cdot S_L^2 + S_B^2}$$

Donde S_L y S_B representan el esfuerzo axial causado por la deformación axial y flexión durante el sismo ($\frac{Kg}{cm^2}$). S_x esfuerzo combinado en la tubería, D es el diámetro externo de la tubería y n constante del módulo de onda = 3.12.

C₁, C₂, K₁, K₂ y L representan factores dados por:

$$C_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \tilde{\pi}}{m_1 \cdot L} \right)^2}$$

$$C_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{m_2 \cdot L} \right)^4}$$

$$m_1 = \sqrt{\frac{Kg_1}{E \cdot A_0}} \quad (1/\text{cm})$$

$$m_2 = 4 \sqrt{\frac{Kg_2}{E \cdot I}} \quad (1/\text{cm})$$

Aquí L es la longitud de onda, L^1 es $\sqrt{2} L$, I es momento de inercia de la tubería, A_0 es el área de la sección de la tubería, Kg_1 y Kg_2 módulos de rigidez del suelo m densidad del suelo húmedo alrededor de la tubería.

El método de la deformación sísmica presupone que la superficie del suelo en cada estrato es uniforme, que la onda sísmica se propaga hacia la superficie con un ángulo de inclinación y que allí causa diferencia de fases de la onda entre 2 puntos arbitrarios distantes en la tubería. Este es el fundamento que origina la deformación del suelo y de las deformaciones unitarias inducidas en la tubería por el sismo.

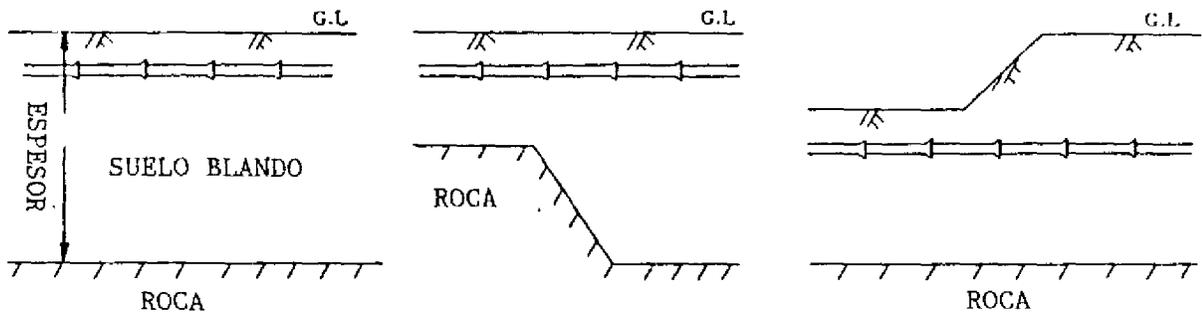
Por consiguiente, el método de la deformación sísmica no es aplicable en casos en que la superficie de contacto de los estratos no es uniforme en forma y suelo o que la tubería no es recta. En estos casos, el método de la respuesta dinámica es el indicado para ser usado.

En este método de análisis, el suelo circundante a la tubería es representado por un sistema discreto de resortes. La deformación y fuerzas en cada sección de este sistema discreto causado por la excitación sísmica en la base rocosa es calculada en el modelo cinámico que se ilustra en figura 6.

2.2.3 Presión Hidrodinámica por Efecto Sísmico en Tuberías.

Un sistema de tuberías tiene cambios de sección, conexiones y accesorios de diversas formas y tamaños. Las porciones rectas rara vez experimentan presiones por efecto sísmico, las conexiones y cambios sí. Para determinar las presiones en las más usados cambios se presentan la formulación siguiente:

a) Presión hidrodinámica en un extremo cerrado o final, en caso de sísmo



SECCION DE ESTRATO DE SUELO BLANDO

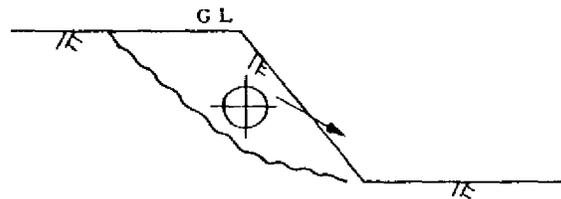
SECCION CON CAMBIOS EN TOPOLOGIA, GEOLOGIA Y EN SUELO



ESTRATO DE ARENA

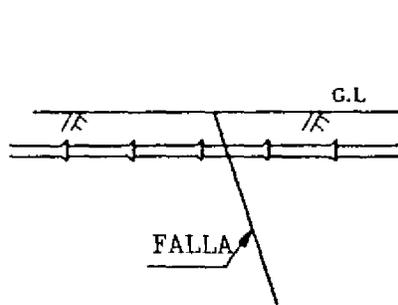
ROCA

AREA DE POSIBLE LICUEFACCION

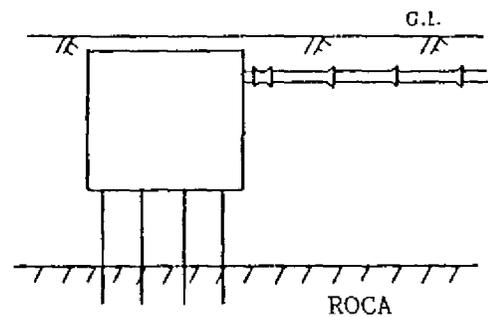


AREA CON POSIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO

Figura 4

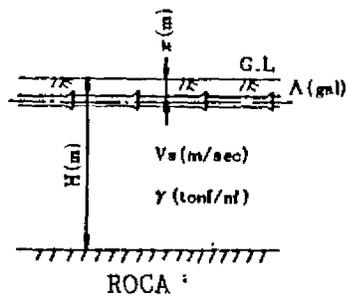


AREA CON POSIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO EN FALLA

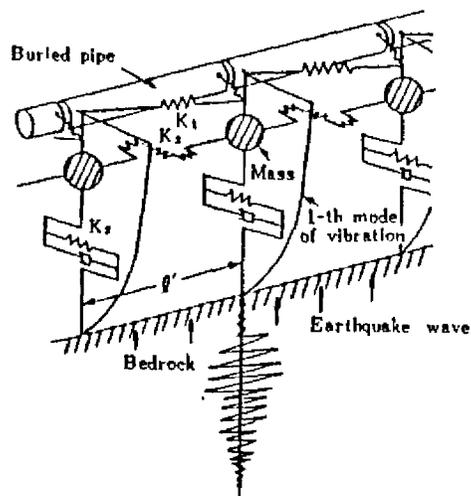


PUNTO DE CONEXION A LA ESTRUCTURA

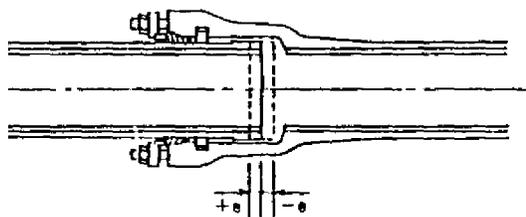
Figura 5



MODELO DE TUBERIA ENTERRADA



MODELO DINAMICO



JUNTA DE EXPANSION Y CONTRACCION

Figura 6

$$S_m = \frac{K_s \cdot T_G}{2 \pi r} \sqrt{\frac{g K w}{1 + 2 \frac{K r}{e E}}}$$

Aquí:

S_m es la presión máxima (T/m^2), K_s es el coeficiente sísmico (S_a/g), T_G es el período predominante del suelo, K es el módulo del agua, w es la densidad = 1 del agua, y r , e y E son el radio, espesor y módulo de de la tubería.

b) Presión hidrodinámica en un cambio o inclinación de la tubería.

$$S_m' = S_m \cdot \sin \frac{\theta}{2} \cdot \sin \left(\theta_2 + \frac{\theta}{2} \right)$$

Los ángulos se pueden observar en la figura 7b.

c) Presión hidrodinámica en una Te:

$$S_m'' = \frac{A_2/A_1}{2 + \frac{A_2}{A_1}} S_m$$

Las áreas se pueden identificar en la figura 7c

d) Presión hidrodinámica en una reducción de sección

$$S_m''' = \frac{1 - \frac{A_2}{A_1}}{1 + \frac{A_2}{A_1}} S_m$$

Igualmente, en figura 7d se ilustra las secciones. Para el diseño de las conexiones de expansión - contracción es necesario considerar en el diseño la separación dada por: $e = e' l$, y, $e' = \frac{T_G \cdot A}{2 \pi V_s}$

donde: T_g es el período del suelo, A la aceleración de diseño y V_s la velocidad de la onda de corte. Siendo l la longitud entre conexiones de la tubería. Figura 7e ilustra esta conexión.

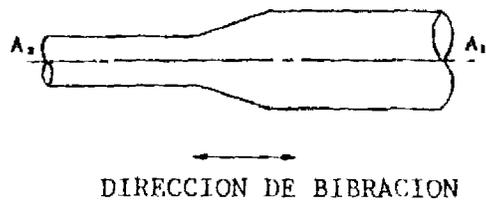


FIG. 7 REDUCCION DE SECCION

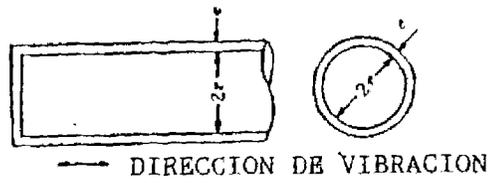


FIG. 7 SECCION EXTREMA

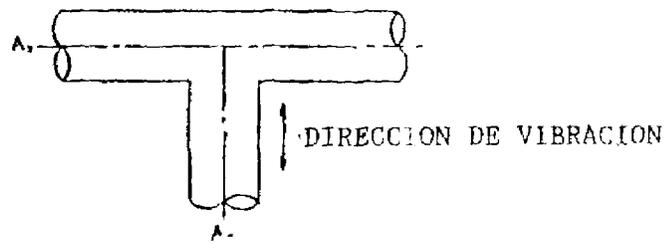


FIG. 7 SECCION DE TE

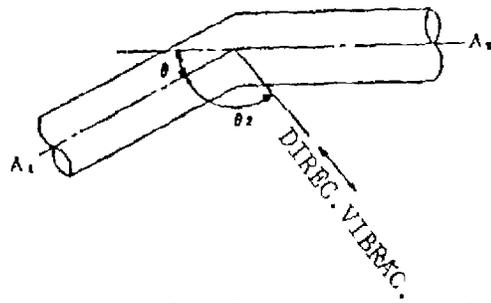


FIG. 7 ZONA DE CAMBIO DE DIRECCION

2.3 Criterios de Diseño Sísmico de un Sistema de Distribución de Energía Eléctrica

2.3.1 Introducción

Los daños ocasionados por los últimos sismos en las redes de distribución y transmisión de energía eléctrica han puesto en evidencia la creciente necesidad de diseñar las estructuras usadas y el equipo eléctrico más resistentes a las acciones de los sismos severos, debido a la importancia de asegurar la continua operación del sistema eléctrico durante e inmediatamente después de la ocurrencia de un terremoto.

En el Perú no se cuenta con normas de diseño para estructuras usadas en la distribución de energía.

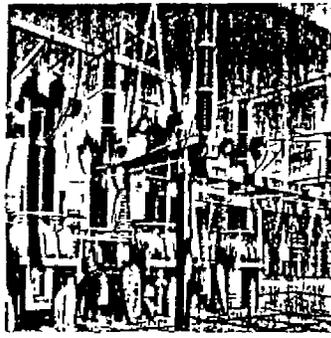
2.3.2 Efectos de los Sismos en Sistemas de Energía

En las últimas décadas la ocurrencia de sismos han ocasionado graves daños en los Sistemas eléctricos; en el sismo de San Fernando en 1971 colapsaron múltiples estructuras que soportaban equipo eléctrico, en (12) se refiere la falla de líneas de transmisión de alto voltaje, el volteo de grandes transformadores, el colapso de grandes capacitadores, la destrucción de sistemas de corto circuitos de aire comprimido, equipos de para rayos, equipos de seguridad y otros que conformaban parte importante de las sub-estaciones que distribuían de energía eléctrica al área en mención incluyendo la ciudad de Los Angeles. Figura 8

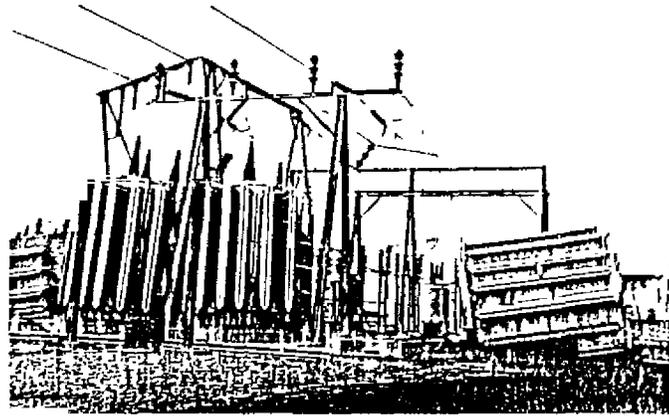
En (13) se reporta que en el sismo Morgan Hill California de 1984 ocurrió considerable daño en cortos circuitos y en equipo eléctrico. Quizás el daño más serio por las consecuencias que produjo fué el colapso de los apoyos de las Unidades de Generación de energía en el Olive View Hospital para veteranos. Esto condujo a que los hospitales deben tener sus instalaciones de líneas vitales con capacidad sismo-resistente.

2.3.3 Aspectos del Diseño Sísmico

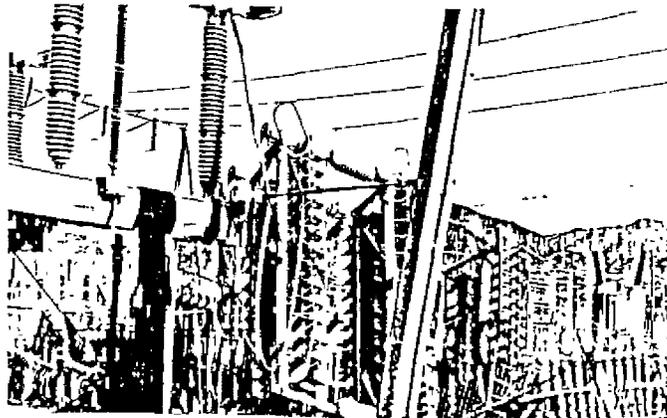
Para el diseño de un sistema de energía es necesario definir el espectro a ser usado. En principio es necesario efectuar un estudio de la sismi



SISTEMA DE CORTACIRCUITOS DE AIRE COMPRIMIDO ANTES Y DESPUES DEL TERREMOTO.



FALLA POR VOLTIPO DE TRANSFORMADORES MONTADOS EN RIELES



COLAPSO DE UN BANCO DE CAPACITADORES

Figura 8

cidad y determinar los niveles de riesgo sísmico en la zona, estudiar la atenuación de los sismos que se generan y afectan el lugar elegido para la construcción de un sistema de distribución de energía, estos conceptos pueden resumirse como sigue:

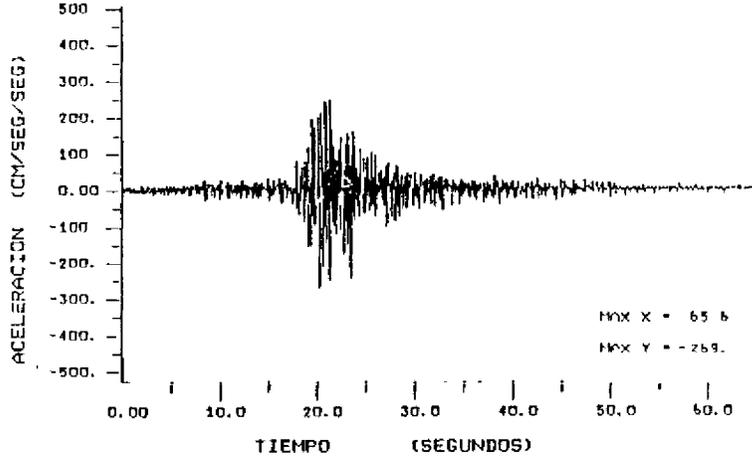
- a. Estudio de la Historia Sísmica de la Región considerando las estructuras tectónicas determinar el sismo de máxima magnitud que puede racionalmente ser esperado que ocurra en cada área mediante un estudio estadístico de las diferentes magnitudes.
- b. Estudiar la atenuación de los sismos desde las fallas que la generan hasta los lugares de interés trazando las curvas isosistas, este estudio determinan el mapa de regionalización para máximas intensidades
- c. Determinar los espectros de respuesta normalizada para cada zona en base a los records de aceleraciones de sismos ocurridos para cada perfil de suelos.
- d. Estudiar las relaciones básicas de probabilidad de la ocurrencia de grandes sismos.

En el Perú en las últimas décadas han ocurrido 3 grandes sismos, 1966, 1970 y 1974, en la Figura (9) se ilustran los acelerogramas de estos sismos y los espectros de respuesta respectivos. Así mismo, en las figuras (10) y (11) se presentan espectros de respuesta para sismos ocurridos en los Estados Unidos.

REGISTRO SISMICO DE ACELERACIONES

LIMA, PERU, INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU, 10/17/66, COMIP MDOE

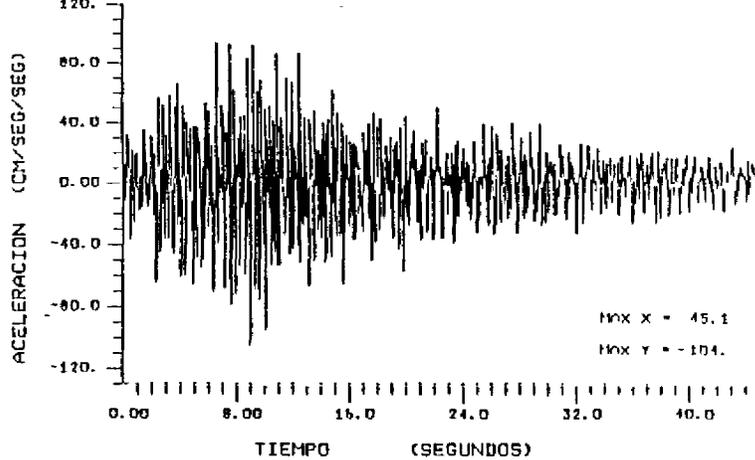
AMAX= -269.33CM/SEG/SEG VMAX= -21.60CM/SEG DMAX= -15.51CM



REGISTRO SISMICO DE ACELERACIONES

LIMA, PERU, INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU, 5/31/70, COMIP L

AMAX= -104.81CM/SEG/SEG VMAX= 4.70CM/SEG DMAX= 3.53CM



ACELEROGRAMA CORREGIDO

LIMA, PERU, INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU, 10/03/74, H82W COMIF

AMAX= -192.48CM/SEG/SEG VMAX= 14.46CM/SEG DMAX= 8.48CM

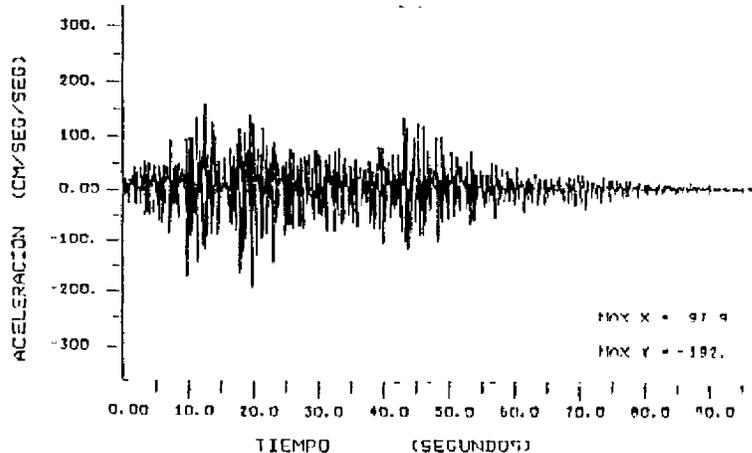
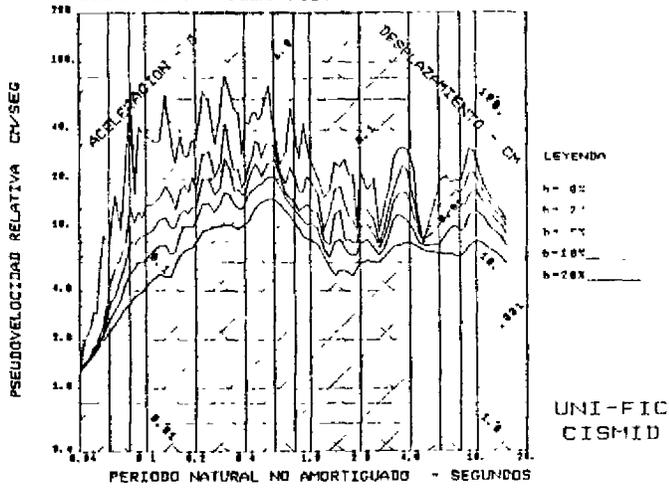


Figura 9 a

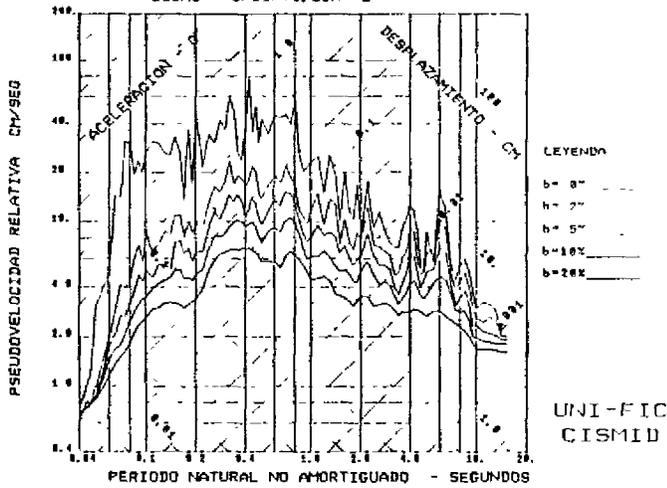
ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO

ESTACION INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU
SISMO 18/17/55, COMP N02W



ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO

ESTACION INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU
SISMO 6/31/78, COMP L



ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO

ESTACION INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU
SISMO 18/03/74, COMP N08E

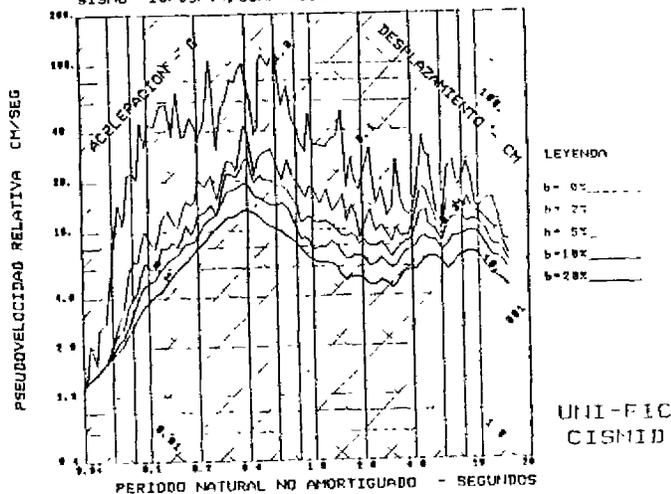


Figura 9 b

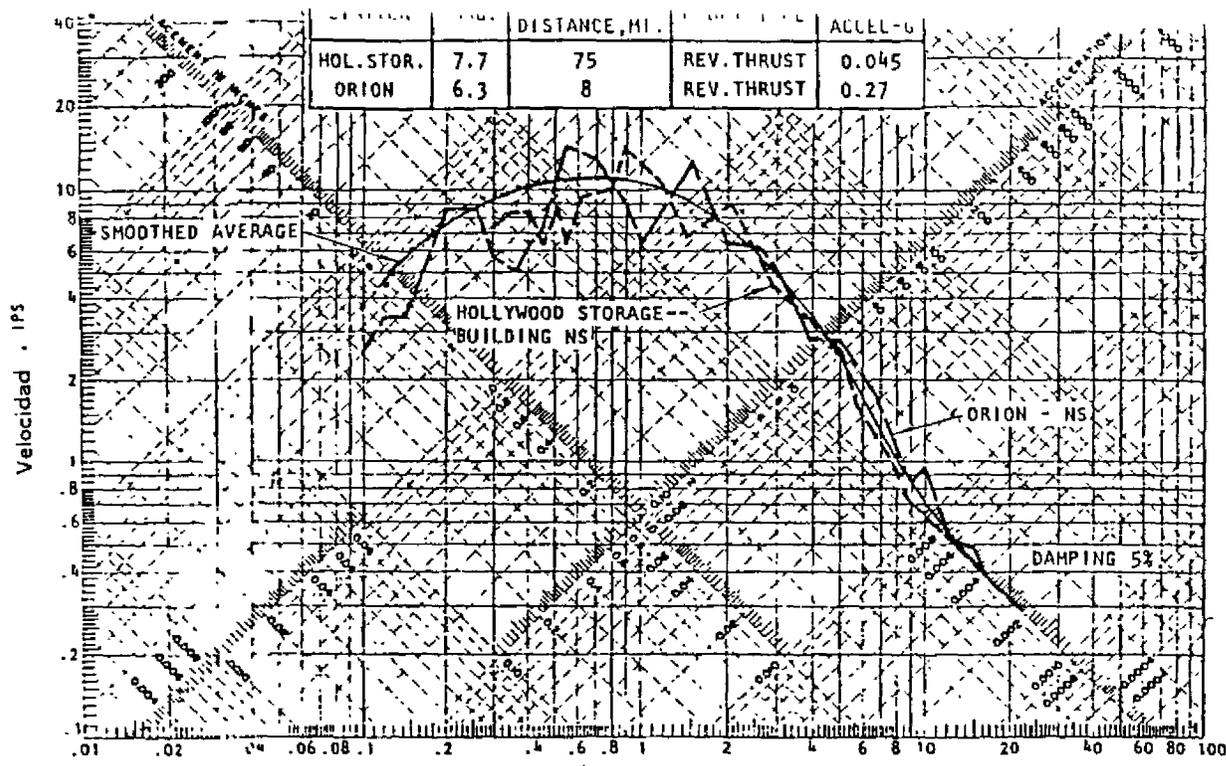


Fig. 10 Espectro de Respuesta Normalizada

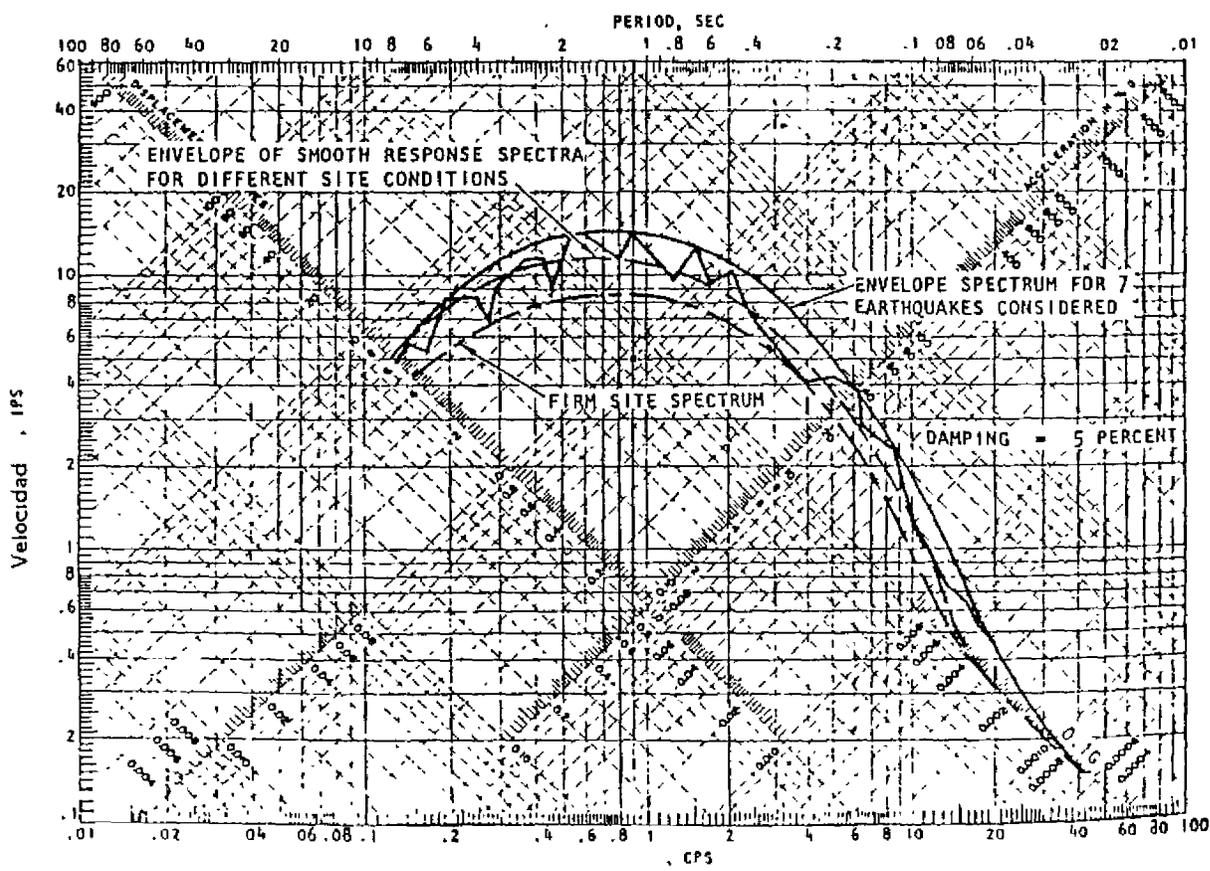


Figura 11 Comparación de Espectro de Respuesta Horizontal Normalizado A 0.1 G

2.3.4 Conceptos de Diseño de Equipo Eléctrico y Estructura Soporte

En la distribución de energía eléctrica a menudo se usa estructuras para apoyo o soporte de equipo eléctrico en la Figura (12) se ilustran algunas de estas estructuras, las cuales pueden ser modeladas a fin de realizar su análisis y diseño.

La práctica corriente del diseño establece seguir las normas usuales de diseño de estructuras metálicas de conformidad con los códigos vigentes para un nivel de aceleración en concordancia con los espectros de respuesta correspondiente al nivel de la instalación del equipo tanto en el suelo como en las edificaciones. En las construcciones hospitalarias es práctica la construcción de una subestación adyacente al hospital, desde la cual se distribuye la energía eléctrica.

Sin embargo, la conducción de energía eléctrica exige un aislamiento con equipo de material frágil como la porcelana o cerámica. Estas partes estructurales tienen propiedades mecánicas diferentes de los materiales metálicos. Las instalaciones modernas requieren el uso de grandes voltajes debido a la creciente necesidad, lo que hace que éstas frágiles estructuras soporten equipo pesado, resultando ser relativamente rígidas debido al incremento de su tamaño. El carácter de estas estructuras compuestas de varios materiales dúctiles y frágiles hacen que su diseño sea controlado por la resistencia de los materiales frágiles.

Para el diseño de estas estructuras es necesario desarrollar un modelo estadístico (14) considerando los esfuerzos extremos o críticos en el material frágil. En la Fig. (13) se ilustran modelos de elementos finitos de estas estructuras. Mediante este método se obtiene para el nivel de aceleración dada por los espectros de respuesta, la probabilidad de falla en el material de porcelana aislante la cual deberá ser de un nivel de confiabilidad establecido para el diseño.

Complejidad del análisis sísmico de las líneas tanto en las redes principales de agua ó energía así como de las estructuras de tratamiento, almacenamiento de agua o de generación y distribución y transmisión de energía plantea la necesidad de realizar una urgente tarea de investigación, sobre todo de medición de experiencias en las estructuras en el laboratorio y en el campo y de manera especial en las instalaciones hospitalarias.

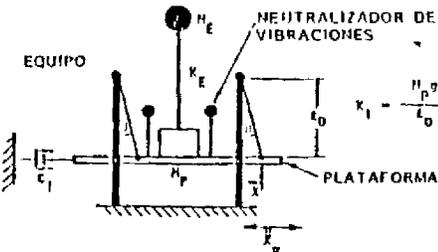
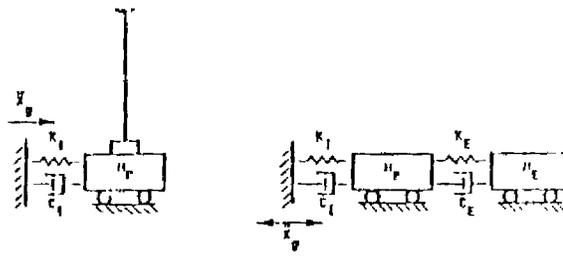


FIG 12 a MODELOS DINAMICOS DE EQUIPO

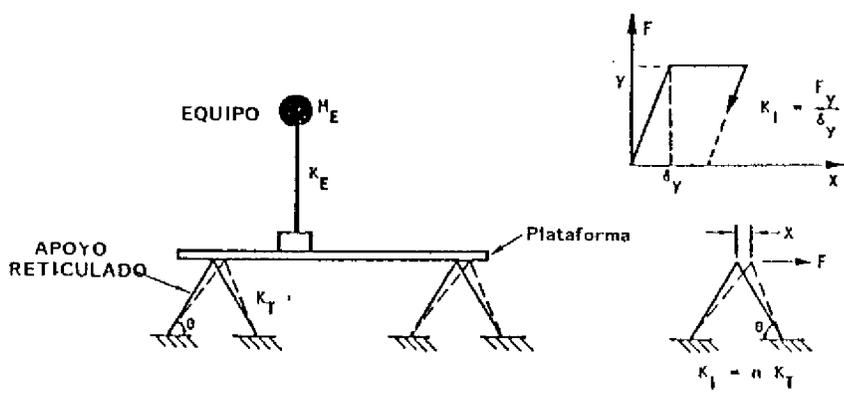


FIG. 12 b MODELOS DINAMICOS DE EQUIPO ELECTRICO

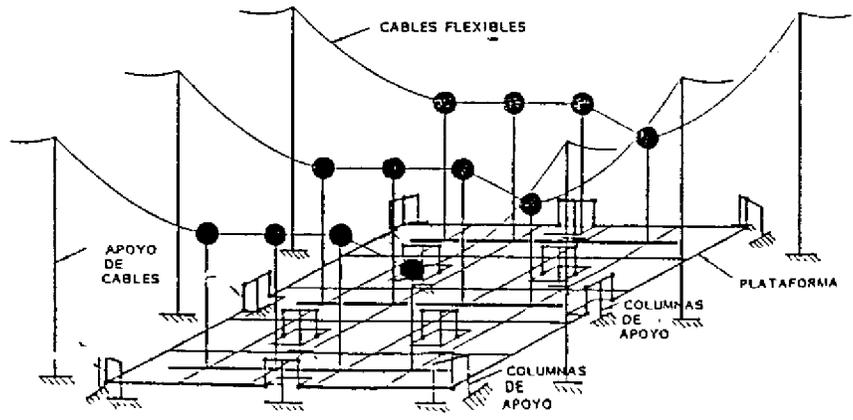


FIG 12 c MODELOS ESTRUCTURALES DE UNA SUBSTACION

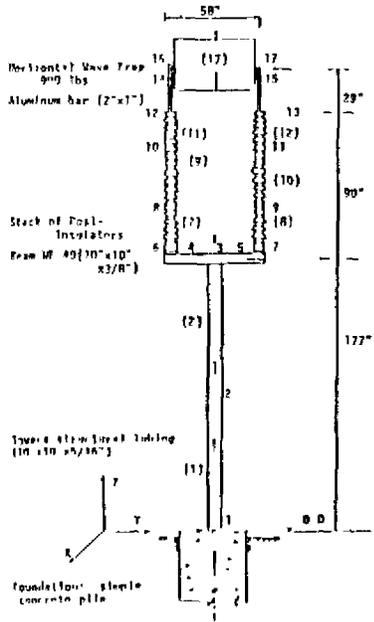


Figure 20. Structure supporting a horizontally mounted wave trap

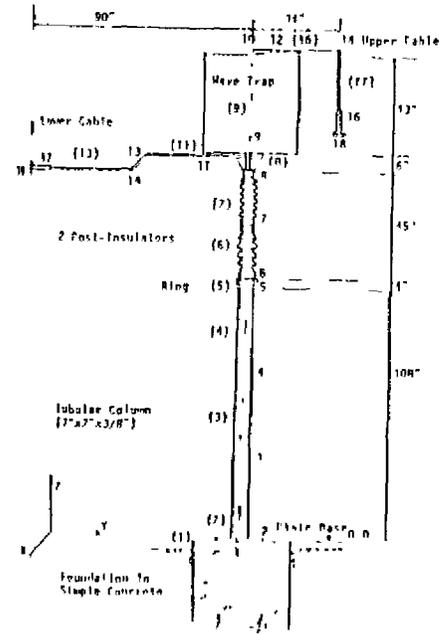


Figure 22. Structure supporting a vertical wave trap

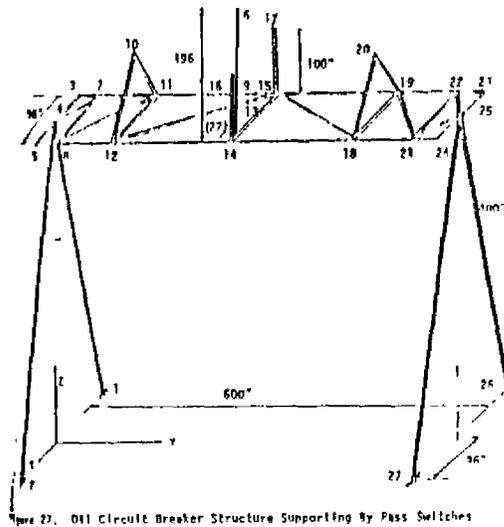


Figure 27. Oil circuit breaker structure supporting by pass switches

FIGURA 13

REFERENCIAS

1. Le Val Lund, "Water Storage Facilities", Abatement of Seismic Hazard Lifelines: Proceedings of a workshop on Development of An Action Plan, - BSSC - July 1987, USA.
2. Steinbrugge, Karl V., "Earthquake Damage and Structural Performance in the United States" - Earthquake Engineering; - Practice Hall, Inc. 1970, USA.
3. Earthquake Engineering Committee, The Japan Society of Civil Engineers. "Earthquake Resistant Design for Civil Engineers Structures in Japan" - 1988.
4. Normas de Diseño Sismo-resistente, - RNC-77, OIN, Ministerio de Vivienda y Construcción, Lima-Perú.
5. Housner, George W., "The Dynamic Behavior of Water Tanks", Bull. Seismolo Sec. Am. 53(2), 381-87, 1963, USA.
6. Newmark, N.M. and Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering"; pags. 197-200; Prentice-Hall, Inc., 1971, USA.
7. Toda, J.; "Earthquake Resistant Design of Watervorks Structures"; IISEE lecture note, BRI, Min. of Construction; Japan.
8. Rivera, Julio, y Torres C., Rafael; "Comportamiento Hidrodinámico de Reservorios Elevados". Ponencias, V Congreso Nacional de Ingeniería Civil; Nor. 1984, Tacna, Perú.
9. Rivera F., Julio; "Método Estático Simplificado para Análisis Sísmico de Reservorios Elevados de Concreto Armado con Estructura Cilíndrica de Soporte"; Ponencias V Congreso Nacional de Ingeniería Civil Nov. 1984, Tacna, Perú.
10. Trautmann, Charles H., "Seismic Risk to Water and Sewage Lifelines Systems"; Proceedings of a workshop on Development of An Action; July 1987, USA.

11. "Earthquake - Proof Design of Buried Pipelines" Kubota, Octob. 1981, Japan.
12. Steinhardt, Otto W.; "On-going Activities in Abatement of Seismic Hazard in Electric Power Systems". Proceedings of or workshop on Development on Action Plan -, July 1987; USA.
13. Schiff, Anshel J. and Yao, James T.P.; "Response of Power Systems to the San Fernando Valley Earthquake of 9 February 1971"; Purdue University, Enero 1972, USA.
14. Schiff, Anshel J., Torres - Cabrejos, Rafael y Yao, James T.P.; - "Evaluating the Seismic Reliability of Electrical Equipment containing Ceramic Structural members".; The Journal of the International Association of Earthquake Engineering, Vol.77, N° 1 - En-Feb.1979,USA.