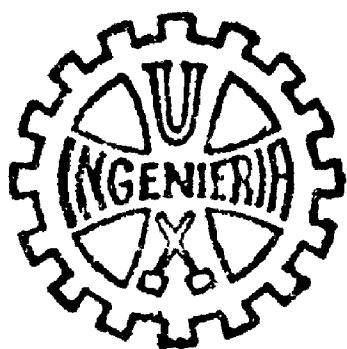


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



**“DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA”**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

LUIS EDISON MARINA FLORES

PROMOCION 1975 - II

LIMA • PERU • 1977

I N D I C E

CAPITULO I	PAG.
Introducción	1
1.1 Propósitos y alcances	2
1.2 Investigaciones para el proyecto	3
1.3 Investigaciones de factibilidades	4
1.4. Estudios técnicos y mapas topográficos	4
CAPITULO II	
2.1 Diversas estructuras afectadas por los sismos	5
2.2 Terremoto de Kanto	5
2.3 Terremoto de Fukui	7
2.4 Terremoto de Off-Tokachi	8
2.5 Terremoto del Cajón del Maipó (Chile)	9
2.6 Terremoto del sur de Chile	10
2.7 Terremoto de Niigata	12
2.8 Terremoto de San Fernando	14
2.9 Terremoto de Guatemala	23
CAPITULO III	
Consideraciones de diseño sísmicos de reservorios	
3.1 Principio generales	27
3.2 Criterios de diseño sismo-resistente	29
3.3 Principio del análisis	35
3.4 Presión del terreno durante un sismo	35
3.5 Presión del agua durante el sismo	36
3.6 Consideraciones de diseño de los distintos elementos	36
3.6.1 Reservorios	36
3.6.2 Muros de contención	39
3.6.3 Bocatomas	40
3.6.4 Acueductos y sifones invertidos	41
3.6.5 Puentes acueductos	42
3.6.6 Galerías de filtración	43
3.6.7 Túneles	43
3.6.8 Estructuras para purificación y distribución de agua	44
3.6.9 Buzones	46

	PAG.
3.6.10 Conductos abiertos y conductos cerrados, energía y bombeo	46
CAPITULO IV	
Diseño sísmico de diferentes tipos de tanque	
4.1. Consideraciones antisísmicas	50
4.2 Tanque elevado (estructura arriostrada)	52
4.3 Tanque verticales (sobre el suelo)	59
4.4 Tanques horizontales (sobre el suelo)	72
CAPITULO V	
Tuberías	
5.1 Relaciones de profundidad y dirección de los tubos con los daños sísmicos	78
5.2 Relación entre tipos de tubos y juntas y los daños sísmicos	82
5.3 Fuerzas que actúan sobre las tuberías subterráneas durante los sismos	85
5.3.1 Introducción	85
5.3.2 Reducción de la capacidad de soporte del terreno debido a la vibración	87
5.3.3 Deslizamiento local del terreno	88
5.3.4 Esfuerzos debido a presión excéntrica	88
5.3.5 Deformación de la tubería	90
5.3.6 Esfuerzos en las curvas	91
5.3.7 Presión hidrodinámica en la tubería	93
5.4 Influencia de los suelos no uniformes	97
5.5 Consideraciones antisísmicas	98
CAPITULO VI	
Observaciones y conclusiones	108
APENDICE.- Terremotos en la historia	120
BIBLIOGRAFIA	125

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N

Las necesidades futuras de agua para el uso doméstico e industrial, están relacionadas a otras tendencias de desarrollo económico. La expansión industrial, el incremento de la población y la urbanización requieren un aumento en el servicio del agua y la mejora en el nivel de vida usualmente, conduce a un aumento del consumo per cápita de agua y cada vez se hace imperiosa la necesidad de adoptar más y mejores medidas de seguridad para que el abastecimiento, en casos de emergencia, no se vea interrumpido y producirse las --contaminaciones, epidemias y demás complicaciones que acarrea una población -- sin abastecimiento de agua en circunstancias críticas como por ejemplo afectada por un sismo.

Es decir, que hoy en día cualquiera que sea la estructura, la principal medida que debe tomarse, mas si se trata de regiones de alta sismicidad como es nuestro país, es de prevenir los posibles daños al momento de producirse un sismo.

En el pasado las obras hidráulicas han sufrido severos daños a causa de los movimientos sísmicos. Es posible que las obras hidráulicas escapen íntegramente a los daños, ya que funcionan como una unidad sobre un amplio espacio. Por eso, es fundamental, pensar en los siguientes tres puntos al planear obras hidráulicas.

- 1) Métodos para localizar los daños producidos por el sismo.
- 2) Consideraciones sobre la reparación de estos daños, tan fácil como sea posible.
- 3) Prevención de daños secundarios a causa del sismo.

Antiguamente se creía que el daño a las obras hidráulicas, especialmente a las tuberías subterráneas, era inevitable; ya que la destrucción -- que producían los movimientos sísmicos era muy grande. Ahora, que las obras hidráulicas se han vuelto tan importantes, se deben tomar medidas de precaución, incluso si existen dificultades para hacerlo.

El daño a las obras hidráulicas consiste en: daño a la calidad del agua y daño a las estructuras.

Ya que el daño a la calidad del agua, se debe a la devastación de la zona donde está la fuente de la misma, es necesario, seleccionar la localización de las fuentes de agua que tengan menor riesgo de ser devastada. En cuanto al daño estructural, el tipo que es peculiar en las obras hidráulicas se concentra en la destrucción de las tuberías subterráneas, reservorios, tuberías aéreas, sifones invertidos y tanques elevados.

Las distintas medidas a tomarse en cuenta, las iremos señalando en el desarrollo de este trabajo, tanto en el diseño como en la construcción de las principales estructuras que conforman una red de abastecimiento de agua.

Antes de empezar a construir una obra de este tipo, especialmente las estructuras correspondientes a las de la toma, debe hacerse una minuciosa investigación de reconocimiento que puede abarcar los siguientes puntos:

1.1.- PROPOSITOS Y ALCANCE

El objeto del reconocimiento es el de descubrir posibles desarrollos futuros, dignos de consideración. Estas investigaciones dan la base para formular planes y recomendaciones generales para el desarrollo de una estructura. Frecuentemente se harán investigaciones de este tipo para un proyecto individual, para determinar su importancia, para mayor estudio o para definir sus límites físicos.

Las investigaciones de reconocimiento se basan usualmente en los datos disponibles a travez de un mínimo grado de observación y muestreo.

La investigación debe ser hecha con suficiente detalle y los datos deben dar adecuada base a las conclusiones alcanzadas. Si una apreciación preliminar revela la ausencia de suficientes datos, la investigación de reconocimiento debe esperar hasta acumular un mínimo necesario.

1.2.- INVESTIGACIONES PARA EL PROYECTO.

Antes de proceder con los estudios detallados de factibilidad de los proyectos u obra, es recomendable un examen preliminar por métodos de reconocimiento.

Los propósitos de una investigación preliminar son los de formular un plan para el desarrollo del proyecto, determinar su practicabilidad técnica, definir sus límites, establecer la necesidad y justificación del proyecto, conocer el interés local y hacer recomendaciones para la acción futura.

En el curso de las investigaciones de factibilidad, los métodos de reconocimiento sirven para comparar varias alternativas tales como la selección de sitios para una represa, para tuberías o canales, para establecer la capacidad de un reservorio, etc.

Los estimados sobre las necesidades de agua para uso doméstico o industrial, deben ser coordinados con los estudios sociales, sobre la futura expansión industrial y el crecimiento de la población. Los estimados deben mostrar la localización y tipo del uso, la cantidad aproximada a ser usada, tasa máxima de consumo, cantidad neta de consumo, calidad y localización de los flujos de retorno.

El agua requerida para satisfacer la demanda de la población aumenta con la urbanización y el desarrollo industrial. Incluso con un tratamiento extensivo de las aguas servidas siempre es necesaria una importante cantidad de agua para la disolución y transporte de los desechos residuales. Se debe estimar estos requerimientos de agua basándose en proyecciones sobre el crecimiento de la población y la industria, asumiendo un nivel razonable de tratamiento de las aguas servidas. Las investigaciones de reconocimiento se centran en:

- a) La magnitud, estado y frecuencia anticipada del flujo para usarse en la determinación de la necesidad de control del flujo como parte del proyecto.
- b) El máximo probable del flujo a ser considerado en el diseño de las es --

estructuras.

1.3. INVESTIGACIONES DE FACTIBILIDAD.

La factibilidad física y el costo de las obras necesarias para el control y el uso del agua, son factores críticos en la determinación de la practicabilidad de un proyecto. La extensión y el detalle de los análisis de Ingeniería, de las exploraciones geológicas, de los diseños y estimados de costo en relación a las investigaciones de factibilidad deben bastar para asegurar la confiabilidad del proyecto y el hecho de que éste pueda ser construido.

1.4. ESTUDIOS TECNICOS Y MAPAS.

En toda obra estructural, es imprescindible un estudio concienzudo del suelo; la localización topográfica de la presa, reservorio, o para otras estructuras importantes, debe ser determinada en base a un examen del terreno por un geólogo competente. Se necesitarán pozos y perforaciones de prueba si se encuentran condiciones dudosas ya que el suelo es el elemento principal en la transmisión de la fuerza sísmica.

Un mapa geológico general del área bajo investigación, resultará valioso para interpretar la clasificación de las tierras, para informarse de las fuentes subterráneas de agua y de otros factores que influyen en los planes físicos. Los estudios topográficos de los reservorios, de los puntos de represamiento y de la localización de las estructuras mas importantes, deben ser realizados a escalas apropiadas.

Los mapas para reservorios grandes deben tener una escala no menor de 1/25,000 con curvas de nivel de 5 metros de intervalo. Los reservorios pequeños deben estar representados en mapas de una escala mayor así como 1/10,000 y con curvas de nivel de 2 metros de intervalo, esto bastará en principio para el diseño preliminar de la represa. La localización de las estructuras importantes deben estar representadas en mapas a una escala no menor de 1/2,000 y con 0.5 y 1.0 metros de intervalo de curvas de nivel.

C A P I T U L O I I

COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DURANTE SISMOS.

2.1. DIVERSAS ESTRUCTURAS AFECTADAS POR LOS DIFERENTES SISMOS:

Se ha tomado en cuenta el resumen de algunos sismos ocurridos - en los distintos lugares del mundo, tales como los del Japón, Chile, Guatemala, etc.

En cuanto a los sismos en el Perú sería muy largo enumerar desde un principio por lo que mencionaremos solamente aquel, ocurrido el 15 de Enero de 1,958 en la ciudad de Arequipa, de una Magnitud 6.0 en la escala de Gutcher Richter; cuyo epicentro se supone que estuvo en la Falla de San Agustín que atravieza la ciudad.

Aquí se rompieron las tuberías de desagüe, debido al agrieta -- miento del suelo.

Lo mismo se puede decir del sismo del 17 de Octubre de 1,966 - que en Huacho en el Colegio Flavio Xnamar, la estructura que servía de soporte a un tanque elevado, colapsó totalmente, debido a errores de diseño y construcción.

En Lima en la Avenida Arenales, los tanques elevados de dos edificios, ubicados en el último nivel sobre cuatro columnas, fallaron precisamente en la unión de columnas y tanque seguramente debido a errores de - construcción. Los tanques eran rectangulares y también se observó daños en la unión del fondo del tanque y las paredes de ésta.

2.2. TERREMOTO DE KANTO (JAPON)

Ocurrido el 1º de Setiembre de 1923 con una magnitud de 8.16.

El daño al abastecimiento de agua puede clasificarse tanto en lo que se refiere a la contaminación y daño a las estructuras.

En cuanto a la primera, involucra la contaminación del agua de río debido al derrumbe de montañas de tierra a las fuentes mismas. En el abastecimiento de agua de Yokohama, debido a la sedimentación de lodo causado por estos derrumbes y la contaminación de una área de estas fuentes, ha requerido un tratamiento con sulfato de aluminio en una proporción de 1/10,000 a 1/15,000 para su purificación.

El otro tipo de daño consistía principalmente en rotura de presas, colapso, asentamiento y derrumbe de estructuras para agua; rotura y destrucción de plantas de purificación y roturas de tuberías de distribución y válvulas.

En el caso del agua para la ciudad de Tokio, en los 40 Kilómetros de longitud que dsita del reservorio de Murayama a la ciudad, se formaron cortes transversales sobre la línea de conducción.

En las plantas de purificación, ubicadas, en suelos buenos hubo algunas duramente afectadas; en una planta de purificación, donde el suelo fue blando; las placas de concreto de los cimientos de los embalses y las paredes de diafragma, sufrieron gran proporción de roturas.

Los tubos de hierro de distribución, sufrieron daños en muchas secciones principales de 1,100 mm, lo mismo las instalaciones irregulares de tuberías así como las válvulas, fueron rotas principalmente en las juntas y en las partes curvadas.

En el sistema de Yokohama, no hubo muchos daños sufridos por las tomas, plantas de sedimentación o líneas de conducción, pero, las plantas de purificación y las líneas de distribución dentro de la ciudad fueron severamente afectados.

Una de las plantas de purificación en la ciudad fue ubicada sobre

suelo blando, y además fue de diseño sencillo de estructura de albañilería - que fue terminada en 1887; esta planta fue afectada pero pudo repararse después del terremoto.

Al frente de ésta, otra planta de purificación fue ubicada sobre suelo bueno y en altura, y fue de concreto armado y casi toda la estructura estuvo afectada bastante fuerte.

En los daños a las líneas de distribución ocurridos por todas partes del área se mandó reajustar las juntas y reemplazar casi todos los tubos rotos de las líneas que eventualmente tenían que ser sacadas.

Después de haber sido resueltas las necesidades mas importantes, sin embargo el abastecimiento de agua para toda la ciudad demoró de dos a tres meses, siendo el factor importante los escombros que dificultaban la labor de reparación y abastecimiento. La figura N° 1 nos muestra el estado en que quedó un puente de tubos para agua.

2.3. TERREMOTO DE FUKUI

Ocurrido a las 4 p.m. del día 23 de Junio de 1948 con una magnitud de 7.2. Los daños en el abastecimiento de agua fueron severos en Marmoka, Fukui y Awara. La ciudad de Fukui dependía de fuentes de agua de pozos, pero como el suelo se asentó de 30 a 40 cms. en relación a las cubiertas, un gran número de válvulas y tubos fueron destrozados. El suelo del dique para la planta de distribución se corrió causando daños a las válvulas principales, y las paredes se movieron y las capas impermeables interiores fueron rotas.

En cuanto a la distribución principal, aquellas ubicadas en dirección Norte-Sur fueron afectadas mas que aquellas que estaban en dirección Este-Oeste, y en lugares severos de los anteriores fueron rotas en un promedio de cada 12.5 metros. Los tubos rectos fueron rotos en los bordes, mientras que los tubos curvos fueron dañados en las partes curvadas y en particular - hubo muchos daños en los bloques de anclaje.

Cerca a los puentes el suelo se acentó y los tubos curvados fueron dañados, mientras que en las fundaciones del sifón hecho en forma inadecuada el daño fue grave. Las válvulas de control fueron sometidas a fuerzas axiales y fueron partidas en sus cascos, mientras que las TEES fueron cortadas y las juntas de sockets superiores e inferiores, fueron desligadas. El conjunto de llaves y grifos contra incendio fueron cortados en sus bases o inclinaciones.

El daño a los servicios de agua de Marmoka y Awara fue de naturaleza similar al de Fukui, pero en este caso el daño fue ruinoso debido a la proximidad del epicentro.

2.4. TERREMOTO DE OFF-TOKACHI

Aquí signamos los terremotos ocurridos uno, el 4 de Marzo de 1952 a las 10 a.m. con una magnitud de 3.1 y el otro ocurrido el 16 de Mayo de 1963 a las 9.49 a.m. con una magnitud de 7.9.

En el primero, el daño a los servicios de agua fue mas grave en las localidades de Mukawa, Urakawa y Kushiro.

Los mayores y mas frecuentes tipos de daño fueron las roturas de tubos de distribución, destrucción de los tapones de las juntas en las ramificaciones y roturas de algunos tanques de abastecimiento.

Las flaquezas en las conexiones en particular indicó la falta de tubos de fierro. La tubería de distribución de Kushiro fue de fierro y fueron conectadas con bridas, y fueron estas partes embridadas las que se dañaron.

En el mas reciente o sea el del 16 de Mayo de 1963, se observó totalmente daños en una basta área ya sea en los sistemas de abastecimiento y sistemas de desagüe municipal; esta área se extiende desde la parte occidental de la prefectura de Aomori y la parte norte de la prefectura de Miyagi.

El mayor daño fue en la ciudad de Aomori, donde la planta de puri

ficación de Yoguchi y el sistema de distribución de agua a la parte central de la ciudad fue totalmente destruida y el agua fue cortada en una gran extensión.

El tubo que se extendía desde la fuente de agua hasta la planta de purificación de Yoguchi, fue cortado y se derramó en 15 lugares, mientras que la tubería de la planta de tratamiento al área comprendida por la ciudad de Aomori fue cortada en 130 partes. La misma planta, las vías de purificación y distribución incluyendo edificios fueron dañados. Específicamente, 2 pozos de sedimentación, 4 pozos de filtración y 2 pozos de distribución fueron dañados, así como también hubo algún asentamiento del suelo, roturas de losas del piso de la sala de máquinas y rotura de los lados de las pozas de sedimentación.

Además, la estación de bombeo de Shijimigai, la casa de máquinas y el tubo principal de descarga se asentaron aproximadamente 3 cmts.

2.5. TERREMOTO DEL CAJON DEL MAIPO (CHILE)

Ocurrido el 4 de Setiembre de 1958, en que citaremos el caso de un estanque elevado del Liceo de niñas de Osorno. Constaba de un manto ligeramente troncocónico que sostenía una cuba de 22 m³, coronada por un mirador; la altura total del conjunto era de 21 Mts. sobre el nivel del suelo. En la parte inferior había una cuba semienterrada de 46 M³, cuya cubierta constituía una losa interior al manto. Fue justamente a la altura de esa losa, a 0.55 Mts. del suelo, donde se produjo una ancha grieta perimetral, en una junta que correspondía a la interrupción del hormigonado después de haber terminado la losa y antes de iniciar el manto portante. Al nivel de la junta, el manto tenía 5.20 Mts. de diámetro exterior y 20 cmts. de espesor, e iba armado con doble malla cuyas barras verticales eran de 3 mm. a 20 cm. En una zona a ese nivel, se cortó a tracción alguna barra; en la zona opuesta se produjo una rotura del hormigón por compresión, y quedaron pandeadas las barras verticales. El estanque resultó con un desplome, en su eje de 2.5 cm/m. La cuba superior se hallaba con agua en el momento del terremoto.

Es digno de mencionar también el caso de un silo de la planta de

la compañía minera Merceditas, en el Volcán. Era de hormigón armado de unos 10.25 mts. de altura total (incluyendo soportes) y 5.3 mts. de diámetro exterior; su fondo era una losa plana situada a 2.75 mts. del suelo; el recipiente tenía unos 7.5 mts. de altura y pared cilíndrica de 12 cms. de espesor. Se apoyaba en una viga circular sobre 4 soportes de sección T.

A consecuencia del terremoto, se cortó el silo en una junta de hormigonado que existía al nivel de la losa de fondo, en el arranque de la pared del recipiente.

El cilindro superior se corrió con respecto a la parte inferior del silo: El desplazamiento resultante (distancia entre centros) fue de 15 cms. de manera que sobrepasó al espesor de la pared. Además el cilindro quedó girado 24 cms. alrededor de su eje. Hay que añadir que el cilindro resultó con un desplome de 3.5 cm/m. En la junta se cortaron todas las barras verticales que la atravezaban, que era de 9mm. colocadas en una sola malla, en el centro de la pared; en la zona en que pudo ser observada, la separación media entre barras era de 40 cms. y estaban dispuestas muy irregularmente. El silo se encontraba vacío al momento de producirse el terremoto.

2.6. TERREMOTO DEL SUR DE CHILE.

En este terremoto ocurrido el 22 de Mayo de 1960, nos ocuparemos específicamente al tanque elevado de Bueras de Valdivia.

La cuba de 4,000 M³ de capacidad, se apoyaba en 10 aletas radiales de 30 Mts. de altura y 4.5 Mts. de ancho; sus bordes interiores quedaban a 7.05 Mts. del centro y estaban unidos entre sí por un manto cilíndrico. Los espesores de aletas y manto eran de 30 cms. y 20 cms. respectivamente.

Cada uno de los dos bordes verticales de las aletas estaba armado con 6 barras de 26 mm.

Para favorecer la descripción de los daños, se empleó una numeración de las aletas, de 1 a 10, en sentido contrario a las agujas del reloj;

la dirección del Norte Magnético se halla, desde el centro del estanque, entre las aletas 6 y 7.

Cuando ocurrió el sismo, el estanque estaba vacío y, a pesar de ello sufrió graves daños. Se produjeron grietas verticales en el centro de cada sector del manto y también en las conexiones de éste con las aletas radiales; de estas últimas grietas, antes de llegar al suelo, derivan otras que descendían por las aletas diagonalmente hacia la fundación. Así mismo, en la parte superior, al menos en las aletas 9 y 10, se formaron grietas simétricas de las anteriores, que ascendían hasta el borde exterior del manto, en su encuentro con la cuba.

Fuera de los daños generales mencionados se presentaron otros:

A 4.20 y 5.20 Mts. del suelo en el borde libre de las aletas, se produjeron daños que correspondían a los empalmes de la armadura vertical y se encontraban en 8 de las 10 aletas. Encima y debajo de los empalmes fallados a 5.40 y 4.20 metros se presentaron grietas horizontales, correspondientes a juntas de hormigonado. En algunas aletas se agrietaron además otras juntas, situadas mas abajo, con espaciamento vertical de 1.20 mts.; pero la junta mas agrietada era una de las dos contiguas al empalme, con daños máximos en el borde de la aleta y disminuyendo hacia el interior. En la aleta 7, la parte inmediatamente superior a la junta dañada estaba corrida con respecto a la inferior, perpendicularmente a la cara del muro.

El muro estaba armado con doble malla, constituida por barras verticales de 8 mms. y horizontales de 6 mm. ambas espaciadas a 25 cms. de modo que al empalme le correspondía una armadura transversal de 4 barras de 6 mm. las cuales se cerraban en forma de horquilla, es decir, rodeando al haz vertical de armadura por sus tres caras exteriores.

A consecuencia del terremoto, se produjo el deslizamiento de las barras de los empalmes lo que se observó por la formación de una grieta vertical, en la cara del muro, a lo largo de las barras interiores; en el borde del muro, el deslizamiento de las barras no formó grietas individuales, pero el hormigón de recubrimiento quedó libre del plano frontal de armaduras.

Al deslizarse las partes rectas, tuvieron que actuarse los ganchos, que hicieron saltar el hormigón; este efecto se inició en los ganchos laterales, desprendiéndose el recubrimiento de su plano; después, los ganchos empujaron al recubrimiento del borde del muro que se saltó en planchas.

Al ceder los ganchos (superiores o inferiores), aumentó de manera brusca el deslizamiento de las barras correspondientes y se abrió la junta que ellas atravezaban, que es la opuesta a esos ganchos. Así ocurre que, estando mas dañadas una de las dos juntas, son los ganchos mas distantes de ella las que aparecen al descubierto.

La falla de estos empalmes consistió en haberlos colocado juntos a pesar de estar permitido en las normas chilenas, y cumplido con todas las especificaciones en todo cuanto se refiere a longitud de empalmes, resistencia del hormigón, diámetro de ganchos, diámetro de barras, etc. Aunque algunas normas en otros países son mas rigurosas.

2.7. TERREMOTO DE NIIGATA.

Ocurrido el 16 de Junio de 1964 a la 1.25 p.m. con $M = 7.5$.

Las plantas de purificación de agua de la ciudad de Niigata constituidas de tres plantas, ya que todas fueron ubicadas sobre suelo firme, no sufrieron casi daños. Las tuberías de conducción y distribución enterradas en suelo blando en la ciudad, sin embargo, fueron expuestas a enormes daños, y el 68% de una longitud de 470 Km. fue dañada. (Ver Fig. Nº 2)

El tipo de tubo en la mayoría de los casos fue ordinariamente de hierro fundido con uniones hechas por juntas de sockets, pero hubieron también algunas juntas mecánicas. El daño en orden decreciente, consistió de desprendimiento de juntas, rotura de las llaves de corporación, desprendimiento de juntas entre las llaves de acoplamiento y las tapas de plomo, rotura de tubos especiales y rotura de válvulas y tubos de control. En comparación con la rotura de tubos hubo muchas mas desconexiones.

En cuanto a las juntas, se observó que las juntas mecánicas fue



Fig.# 1.- Un puente de tubos de agua destruido en Yokohama, durante el Terremoto de Kanto.

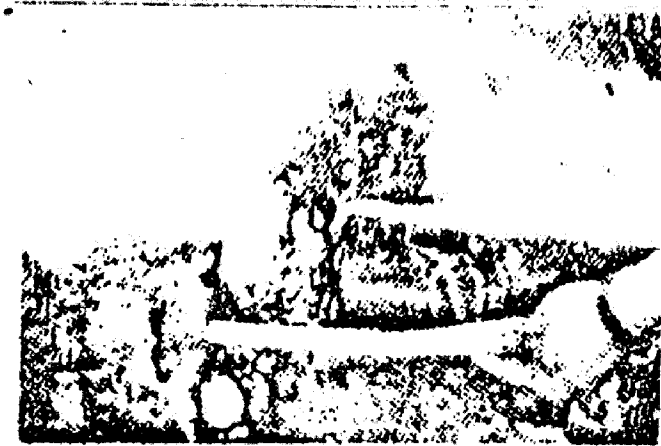


Fig.# 2.- Rotura de un tubo de hierro fundido de ϕ 100 mm. (con una separación de 180 mm); durante el Sismo de Niigata

ron relativamente mas fuertes que las juntas de socket.

Grandes daños también sufrieron las tuberías de asbesto-cemento que habían sido instaladas en algunos lugares. En tubos de asbesto-cemento, el desprendimiento de juntas fue en mayor frecuencia para tubos de diámetro de 150 mms. o más, mientras que hubo mas roturas de tubos de diámetro de 100 mms. o menos.

El servicio de desagüe de la ciudad de Niigata fue también expuesta a graves daños y las áreas que bordean los rios Shinawo y Tsunen perdieron totalmente su capacidad de desagüe.- Los desagües por bombeo instalados a lo largo de la orilla de los dos rios fueron volteados hacia los lados de descarga de los rios y las cajas de sedimentación fueron rotos severamente en pedazos. Los buzones de desagüe tanto rectangulares, cubiertos, como circulares de tubos, fueron violentamente afectados por el movimiento sísmico, produciéndose la separación, rotura, torceduras, variaciones de altura y suspensiones debido a la licuefacción ocurrida. El fenómeno de la suspensión fue especialmente peculiar ya que los tubos ubicados sobre fundaciones sobre pilotes fueron levantados con todos los pilotes y en algunos casos, partes de tubería se veían expuestos en la superficie de las carreteras.

En las Figs. 3 y 4 puede observarse el grado de destrucción a las estructuras causadas por este terremoto.

2.8. TERREMOTO DE SAN FERNANDO (USA)

Este terremoto ocurrido el 9 de Febrero de 1971 tuvo una magnitud de 6.6 en la escala de Richter. El daño al abastecimiento de agua consideramos tanto para la ciudad de Los Angeles, el Distrito Metropolitano y la ciudad de San Fernando.

CIUDAD DE LOS ANGELES.-

La ciudad de Los Angeles se abastece de agua de diferentes fuentes; ya sea por pozos subterráneos o de los rios Owen y Colorado en la Sierra Alta por medio de dos acueductos. Como resultado del terremoto, el sis

Fig. # 3.- Estado de daños causado a un
Punto de Abastecimiento.
El pilar se hundió, quedando
el tubo de succión de agua
de ϕ 700 mm. colgando en el
aire, durante el Sismo
de Niigata

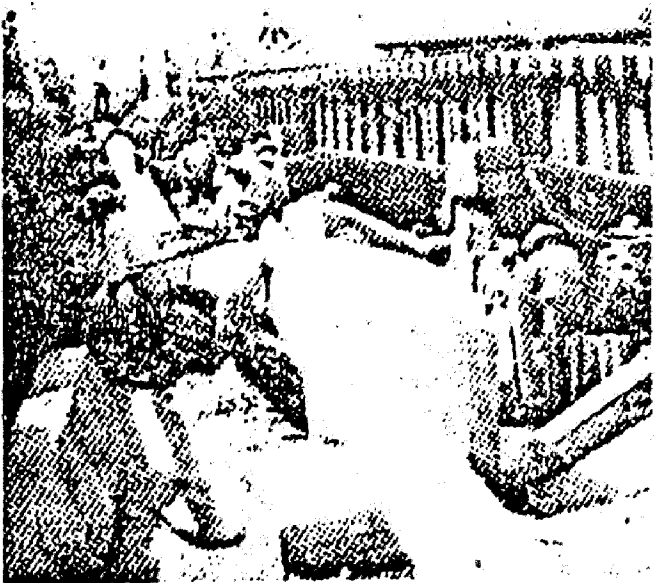
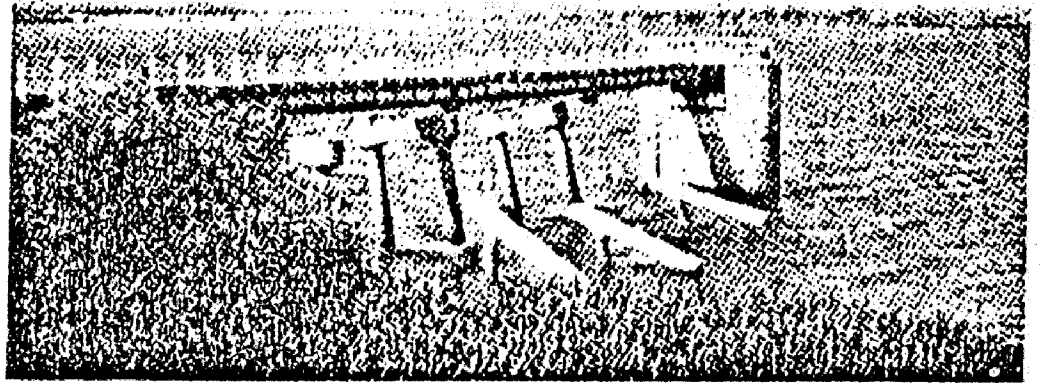


Fig. # 4.- Estado de daños causado a los
tubos de distribución de agua
de ϕ 500 mm, sobre un puente
de abastecimiento de agua:
Sismo de Niigata

tema de abastecimiento de agua de Los Angeles en el Norte del Valle de San Fernando fueron severamente dañados.

Inmediatamente después del terremoto, aproximadamente 5% del área de la ciudad de Los Angeles, principalmente alrededor de la parte norte del Valle de San Fernando, fue interrumpido el servicio de agua. Este servicio fue restaurado en la mayor parte de esta área, al cabo de 4 ó 5 días.

Sin embargo, a causa de la extensión de los daños a los sistemas de distribución de agua, una basta área no recibió agua si no hasta once días después de ocurrido el movimiento. El total de daños al abastecimiento de agua y sistemas de distribución bajo la administración del Departamento de Agua y Energía, está estimado en 43 millones de dólares. Mas o menos la mitad de este monto corresponden al Complejo Van Norman Reservoir.

Mayor daño a los servicios de abastecimiento de agua fue afectado principalmente al Complejo y a las líneas principales en el área de Sylmar Granada Hills.

El Complejo está constituido de dos reservorios mayores formados por las Presas Superior e Inferior de San Fernando, un pequeño reservorio de paso, un conjunto de tuberías de paso a desnivel, compuertas de exclusiva para la estación de bombeo.- El conjunto fue diseñado de tal manera que el abastecimiento normal de agua a Los Angeles, pueda ser mantenido aún cuando uno o mas accesorios estén fuera de servicio. Otros daños en el Valle superior de San Fernando incluyó al reservorio de Maclay, 750 roturas importantes, 756 conexiones de servicio dañados, 35 válvulas de compuerta, 44 grifos contra incendio, 20 válvulas de seguridad y 2 tanques de abastecimiento.

Los daños al Complejo Van Norman Reservoir y otros sistemas de distribución, son examinados en seguida con referencia a los puntos identificados por los números en la figura N° 5.

1.- Los 2 acueductos de Los Angeles, los cuales entregan 80% del total del abastecimiento a la ciudad, fueron dañadas en el área inmediata cerca a Las Cascadas.

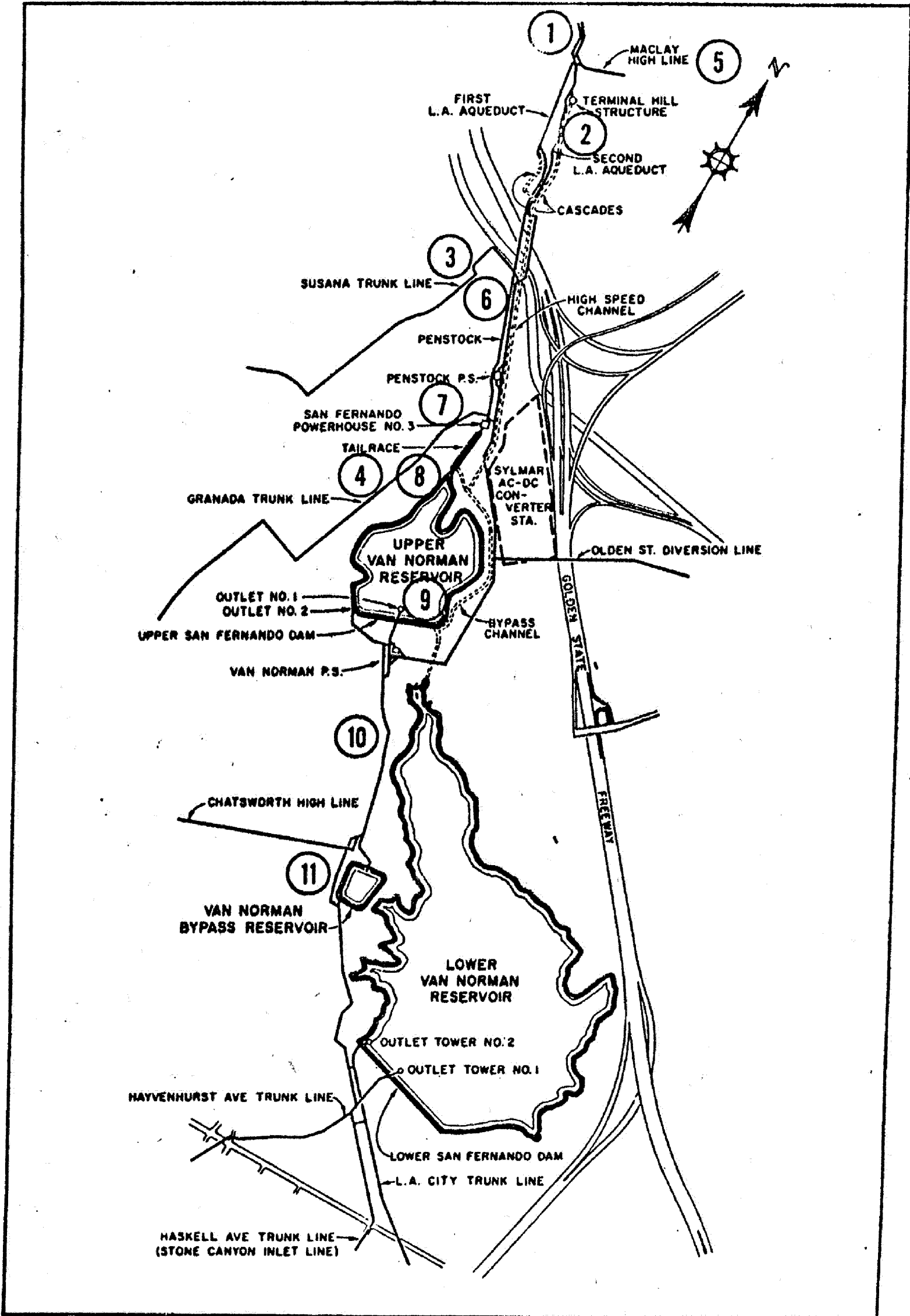


Fig. # 5.- Complejo de Van Norman Reservoir

El primer acueducto construido en 1913, entrega unos 495 pies³/seg. con una gradiente hidráulica de 1/49 pies.

Fue dañado en un segmento de transición de un sifón invertido (ubicación 1) y fue restablecido a su condición de total capacidad en dos días.

El segundo acueducto entrega 250 pies³/seg. con una gradiente hidráulica de 1805 pies. Este fue moderadamente malogrado con roturas en las 77 pulgadas de tubería de acero soldada (Ubicación 2). El Departamento de Agua y Energía de Los Angeles restableció el servicio el 3 de Abril de 1971.

2.- Las dos líneas principales, la de Susana de 54 pulgadas y la de Granada de 48 pulgadas (ubicación 3 y 4) sirviendo las áreas Oeste de Van Norman Reservoir sufrieron numerosas roturas en toda la construcción de acero soldada. La gran línea de Maclay (ubicación 5) sirviendo las áreas Este de los reservorios, es un viejo serpentín de concreto no reforzado. Tuvo pequeños daños.

3.- La antigua compuerta de exclusiva (ubicación 6) cuya construcción está hecha reforzada de acero, no sufrió ningún daño; sin embargo la casa de energía (ubicación 7) que está ubicada aguas arriba del lado superior del Van Norman Reservoir, se inclinó cerca de 3 pies, dejando de esta manera fuera de servicio la última de las compuertas. La compuerta había cerrado y un tubo de paso (ubicación 8) había sido instalado para conducir agua de la exclusiva al reservorio superior.

4.- El Reservorio Superior (ubicación 9) con una capacidad aproximada de 2.5 millones de M³ fue dañado. La Presa Superior de San Fernando, que fue construida de 1919 a 1921, tiene cerca de 1200 pies de longitud a lo largo de su eje y cerca de 60 pies de altura; se asentó cerca de 3 pies y desplazó cerca de 5 pies lateralmente en la cresta, sin embargo la presa no colapsó y estuvo en uso a un tercio de su capacidad. De las dos compuertas; una antigua (salida N° 1) se rompió en la base mientras que la otra nueva (salida N° 2) no sufrió daños. Algún medidor de agua apareció en el fondo -

de la presa del reservorio superior (figura Nº 6) como resultado de los daños causados en el sistema de descarga.

5.- Las 99 pulgadas de tubería de paso (ubicación 10) al rededor del Reservorio inferior y los 350 mil M³ del Reservorio de paso y presa (ubicación 11) ambos concluidos en 1970, no fueron afectados.

Ambos, la línea de paso y el reservorio están siendo utilizados ahora para transportar agua desde el Reservorio Superior de Van Norman a la gran línea de Chatsworth y a la línea principal de salida del Reservorio Inferior de Van Norman.

6.- La Presa Inferior de San Fernando, fue severamente afectada pero no ha colapsado. Fue construido por el método de carga hidráulica de 1913 a 1915 ampliada en 1930 y puesta en servicio totalmente en 1940.

El Reservorio puede almacenar como 24.5 millones de M³ de agua hasta un nivel de 1134 pies. Al momento de producirse el movimiento, el agua estaba en el nivel de 1110 pies conteniendo cerca de 13.5 millones de M³.

Con este nivel inferior de agua, no obstante que la cresta de la presa colapsó durante el movimiento (ver fig. 7) la presa retuvo el agua. Con solamente unos cuantos pies de bordo libre para aliviar la presión del agua sobre la presa dañada, el agua fue inmediatamente evacuada a través de las compuertas colapsadas a razón de 800 pies³/seg. y descargada por 11 bombas a razón de 190 pies³/seg. El Reservorio Inferior de la Van Norman está ahora fuera de servicio y está casi completamente descargado.

DISTRITO METROPOLITANO.-

La Metropolitan Water District (MWD) distribuye el agua para todo el Sur de California, mediante un acueducto de 242 millas desde el Rio Colorado.

El acueducto al igual que sus líneas de distribución no sufrió ma

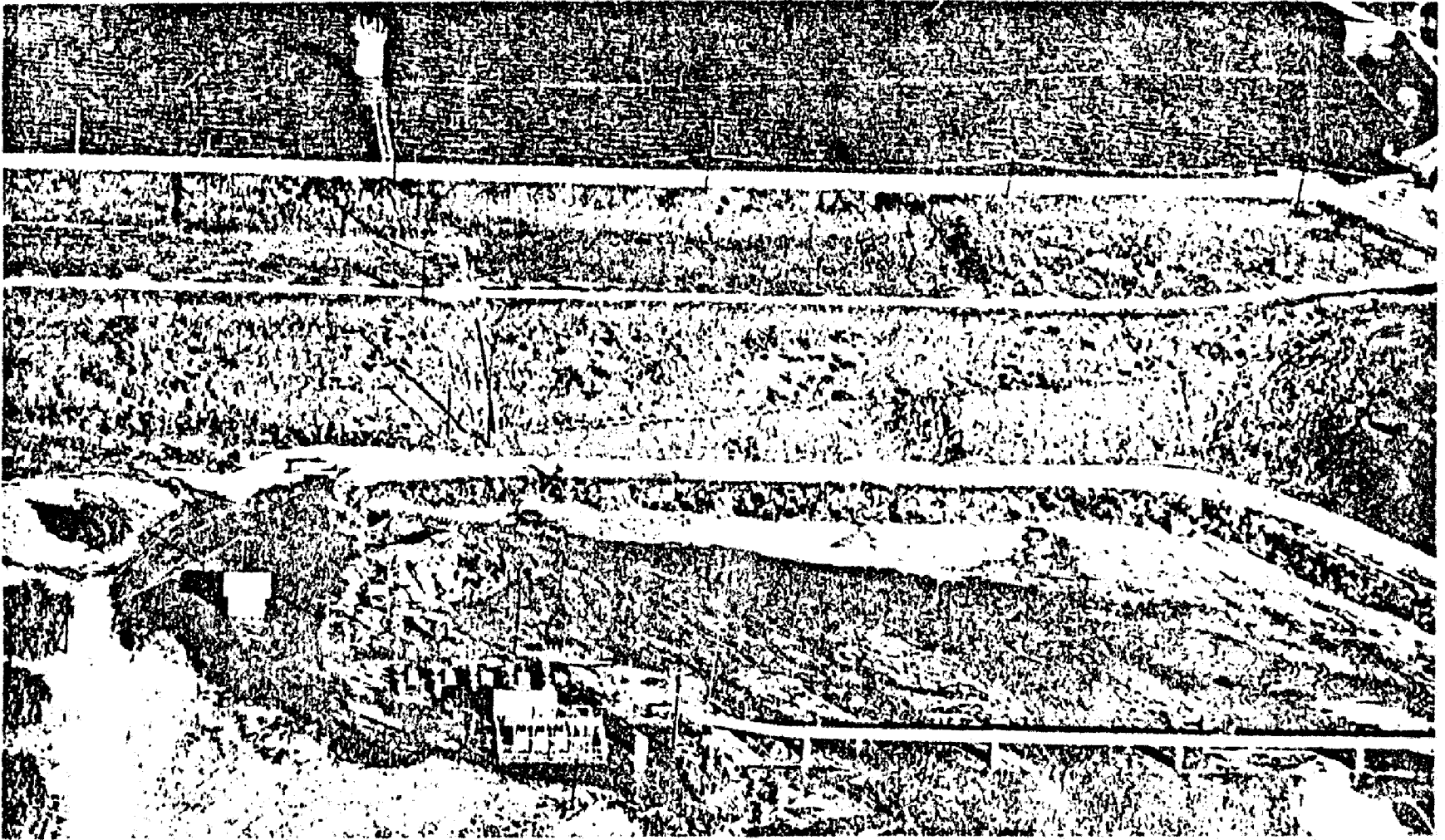


Fig.# 6.- Aguas abajo de la Presa Superior de San Fernando.
mótese las Ventanas de Inspección al pié de la Presa.

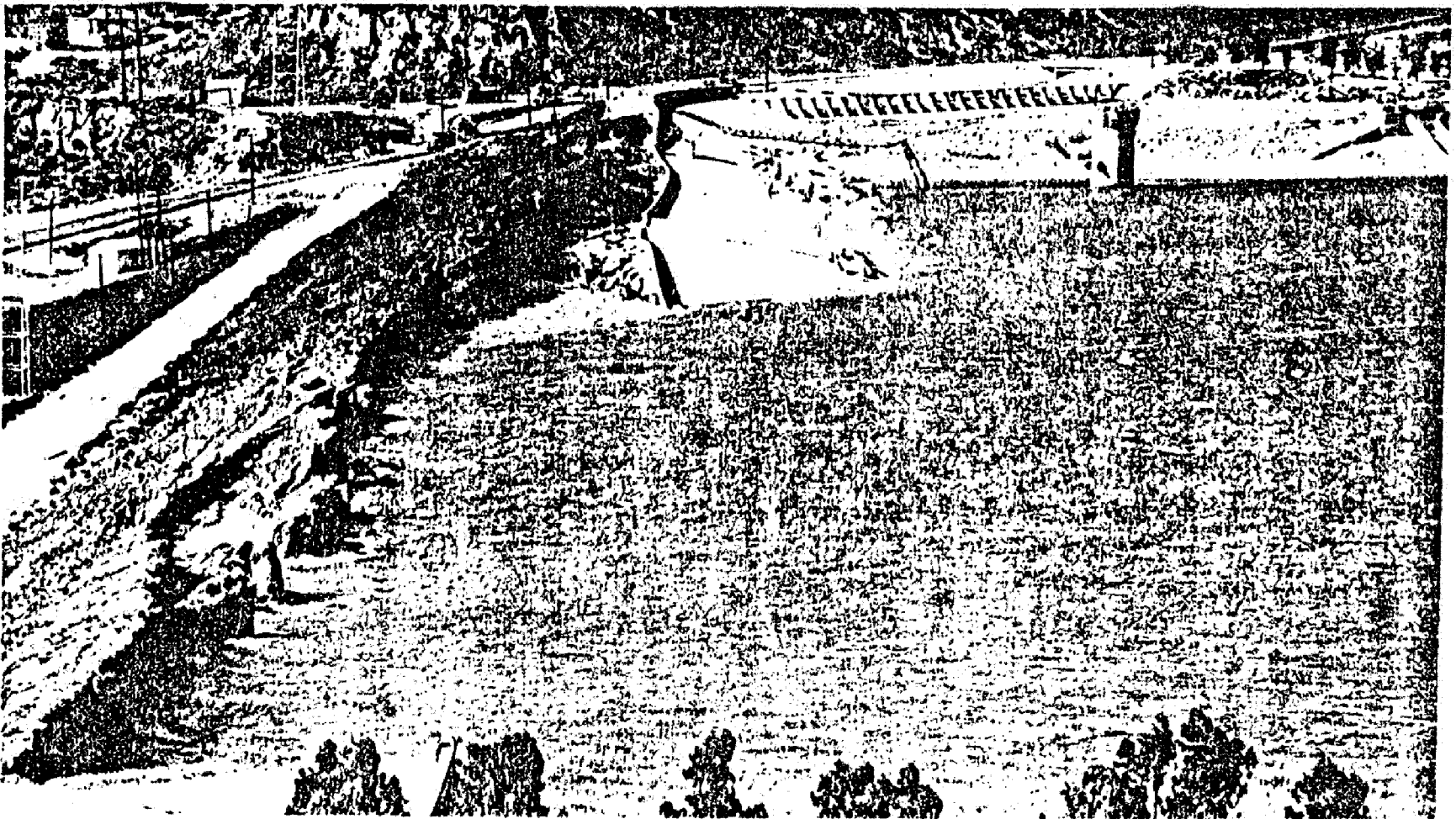


Fig.# 7.- Colapso de la Cresta de la Presa Inferior de
San Fernando.

yores daños. Sin embargo la MWD habilitó 24.3 millones de dólares para reparaciones menores de la Planta de Purificación Joseph Jansen la que al producirse el sismo estuvo en el 85% de su capacidad, en el área de Sylmar, que experimentó daños en sus instalaciones tanto de acero como de concreto.

La intensidad del movimiento del suelo puede observarse por el rizo hecho por el tanque de abastecimiento con una capacidad para 1.9 millones de galones de agua mostrada en la fig. N° 8.

El tanque que fue hecho con planchas de acero de 3/8", 30 pies de alto y 100 pies de diámetro; fue ubicado en la parte Nor Oeste de la Planta y estuvo aproximadamente en la mitad de su capacidad al producirse el terremoto. Algunos de los pernos de anclaje, que unían el tanque a su fundación, fueron desprendidos de sus anclajes. Los desprendimientos fueron mayores en los lados Norte-Sur que en los lados Este-Oeste. Esto indica que el tanque durante el terremoto se movía alrededor de un eje rocoso orientado en la dirección Este-Oeste. El levantamiento del tanque fue en los lados Norte-Sur mayor que en los lados Este-Oeste que se deduce de los mayores desprendimientos de los pernos de anclaje. Los levantamientos fueron de diferentes longitudes sobre el lado Norte y de 19 pulgadas sobre el lado Sur (fig. 9).- Estas diferencias en las longitudes puede ser posiblemente explicada por la maquinaria pesada que estaba adherida al lado norte del tanque que aparentemente restringió el levantamiento. En total, los daños a las estructuras al rededor del suelo, las paredes de concreto armado, catorce pulgadas de techo de losa de concreto, 16 pulgadas de piso de losa de concreto y las columnas en espiral de la planta para el reservorio bajo suelo, para 50'000,000 (50 millones) de galones; fueron severamente dañados por el terremoto.

Los mayores daños ocurridos a la planta fueron donde hubo suelo de relleno, el cual fue consolidado por vibración.

El total de daños a la MWD está estimado alrededor de 7 millones de dólares hasta Abril de 1,971. Estos daños incluye los ocasionados a la planta de filtración de Jansen, al túnel de entrada de Balboa, el túnel de San Fernando y otras obras de distribución de agua de la MWD en Los Angeles

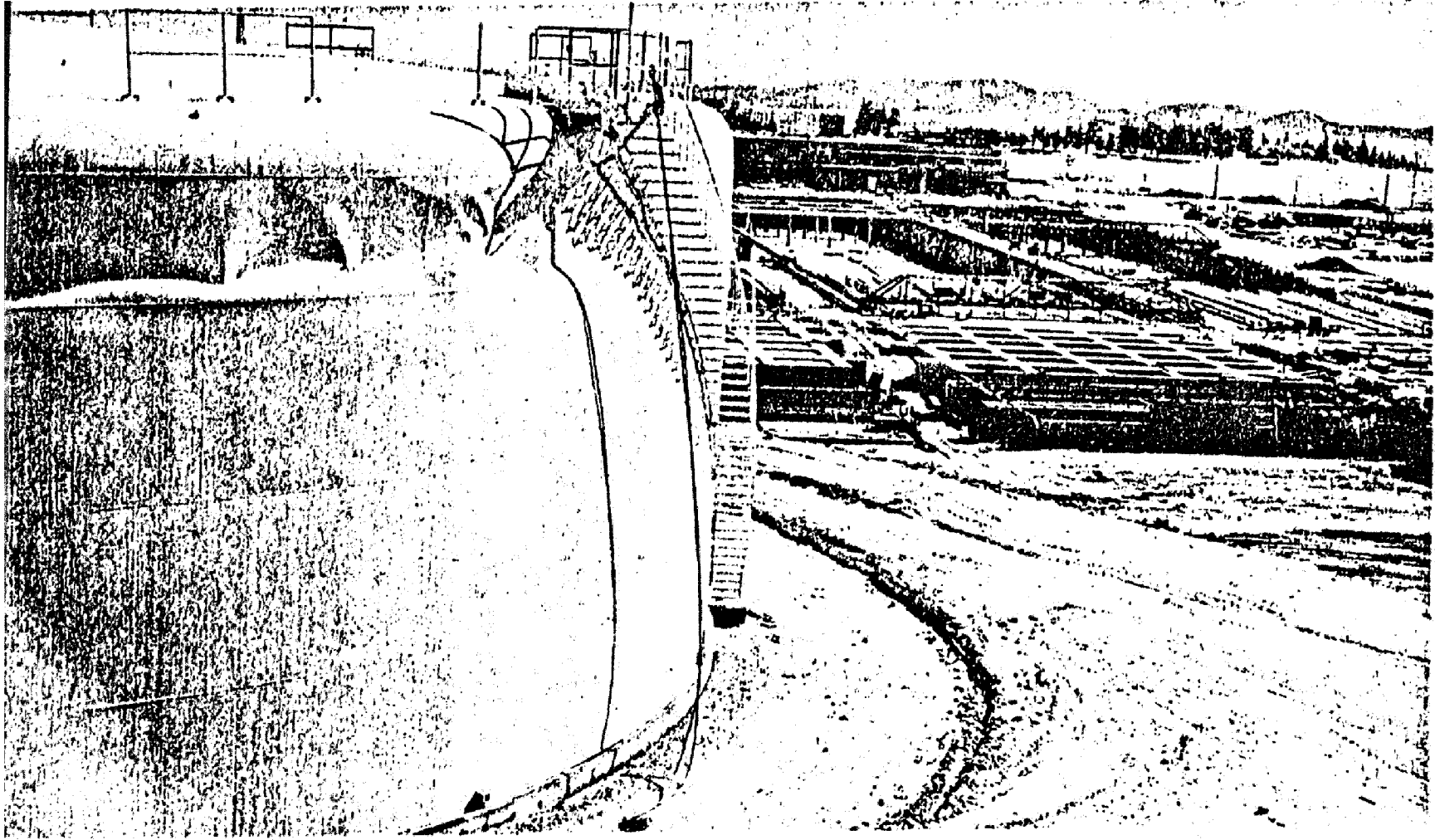


Fig.# 8.- Tanque de lavado de acero de $3/8$ " de espesor en la Planta de Filtración Joseph Jensen.

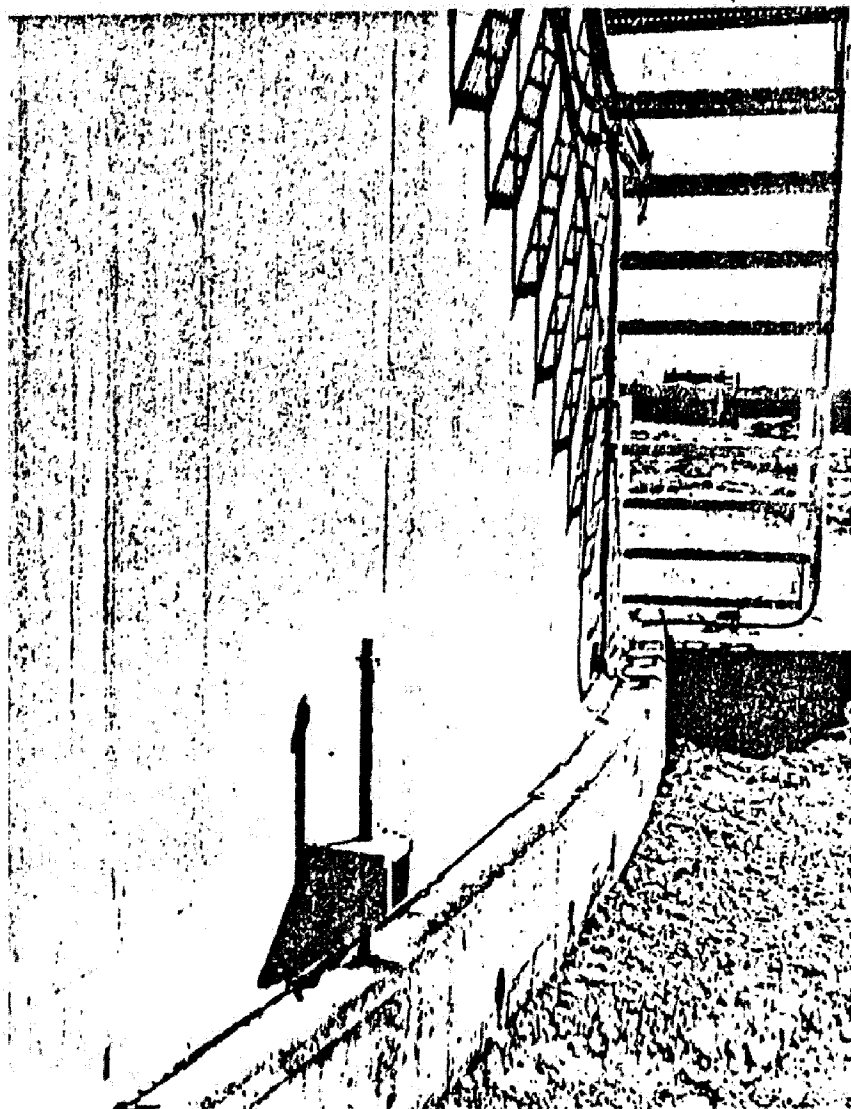


Fig.# 9.- El movimiento vertical del tanque expulsó los pernos de anclaje de $\varnothing 1$ " fuera de la base de concreto.

y los condados de Ventura.

CIUDAD DE SAN FERNANDO.-

El agua consumida por más de 400,000 habitantes en la ciudad de San Fernando estaba abastecida por 7 pozos subterráneos ubicados dentro y fuera de la ciudad. Los 7 pozos sufrieron daños durante el terremoto.-Poco después del movimiento, fueron puestos en servicio 2 pozos.

Dentro de los límites de la ciudad, el sistema de abastecimiento de agua en el extremo Norte, en la esquina formada por la Avenida Harding, Glenoaks Boulevard y Hubbard y la octava avenida fue completamente destruida.

Los tubos de hierro fundido de 6 a 10 pulgadas de diámetro fueron removidos y reemplazados.

2.9. TERREMOTO DE GUATEMALA

Durante este sismo ocurrido el 4 de Febrero de 1976, con una magnitud 8.5, varios tanques elevados de acero han sufrido colapso en la ciudad de Guatemala y alrededores.

La fig. 10 nos muestra un tipo de tanque que ha sufrido una completa falla. La figura 11 nos muestra los planos de otro tipo de tanque elevado de acero para 50,000 galones de agua de capacidad, éste fue usado extensivamente para toda la ciudad y falló en diferentes partes.

Tres tanques de agua de este diseño estaban completamente llenos al momento de producirse el terremoto (fig. 12).-Otros dos tanques del mismo diseño estaban vacíos y quedaron en pie gravemente dañados; los pernos de anclaje estaban cortados y la mayor parte de los arriostres fallados.

Algunos silos de acero corrugado para granos (fig. 13) han colapsado totalmente y algunos quedaron en pie, concentrándose los daños a la parte de la conexión con la base de fundación.

Se ha hecho una inspección al proyecto XACA - PIXCAYA, el cual,

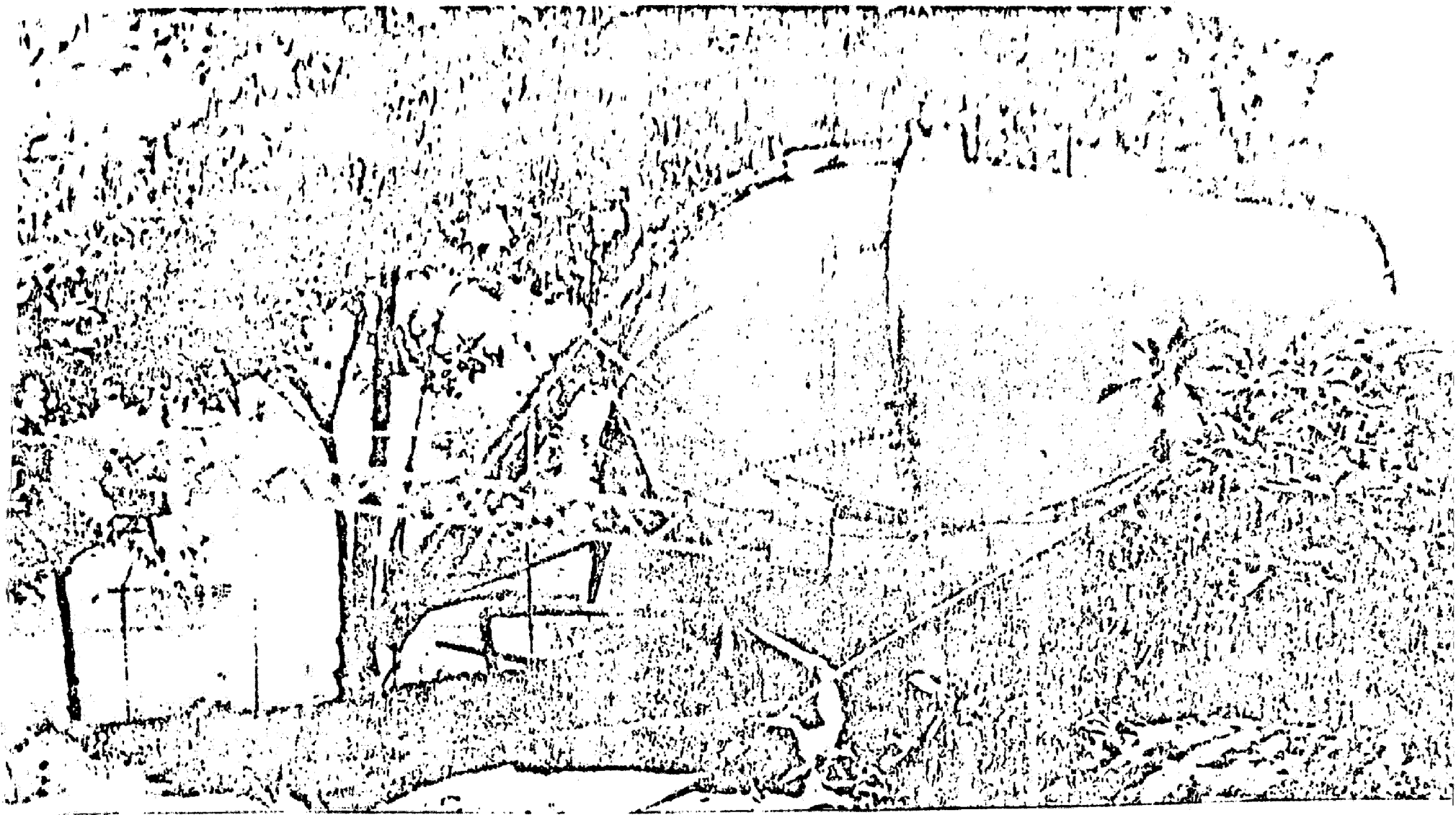


Fig. Nº 10.- Colapso de un tanque elevado de acero para agua en la Ciudad de Guatemala en el Instituto Técnico Vocacional

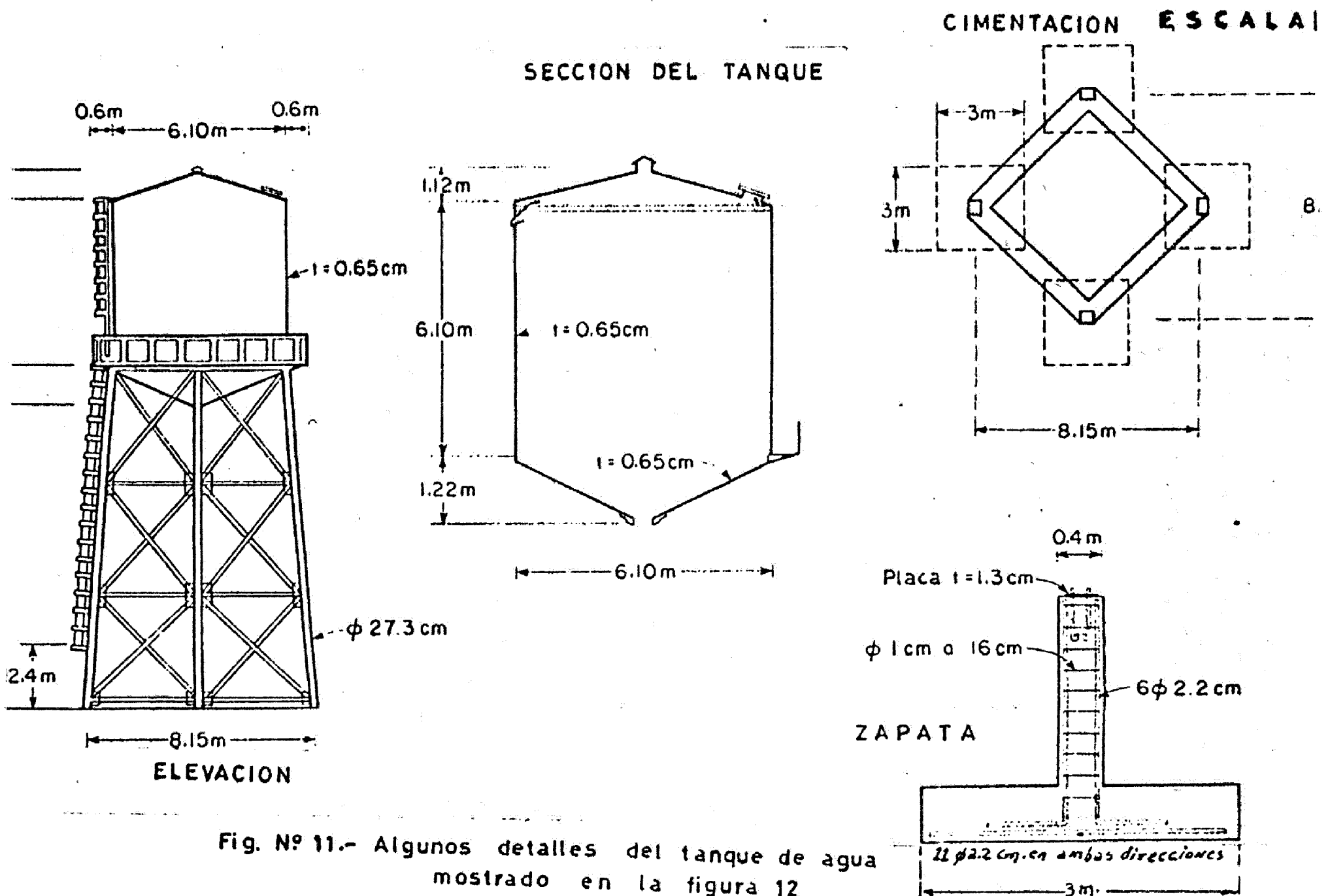


Fig. Nº 11.- Algunos detalles del tanque de agua mostrado en la figura 12

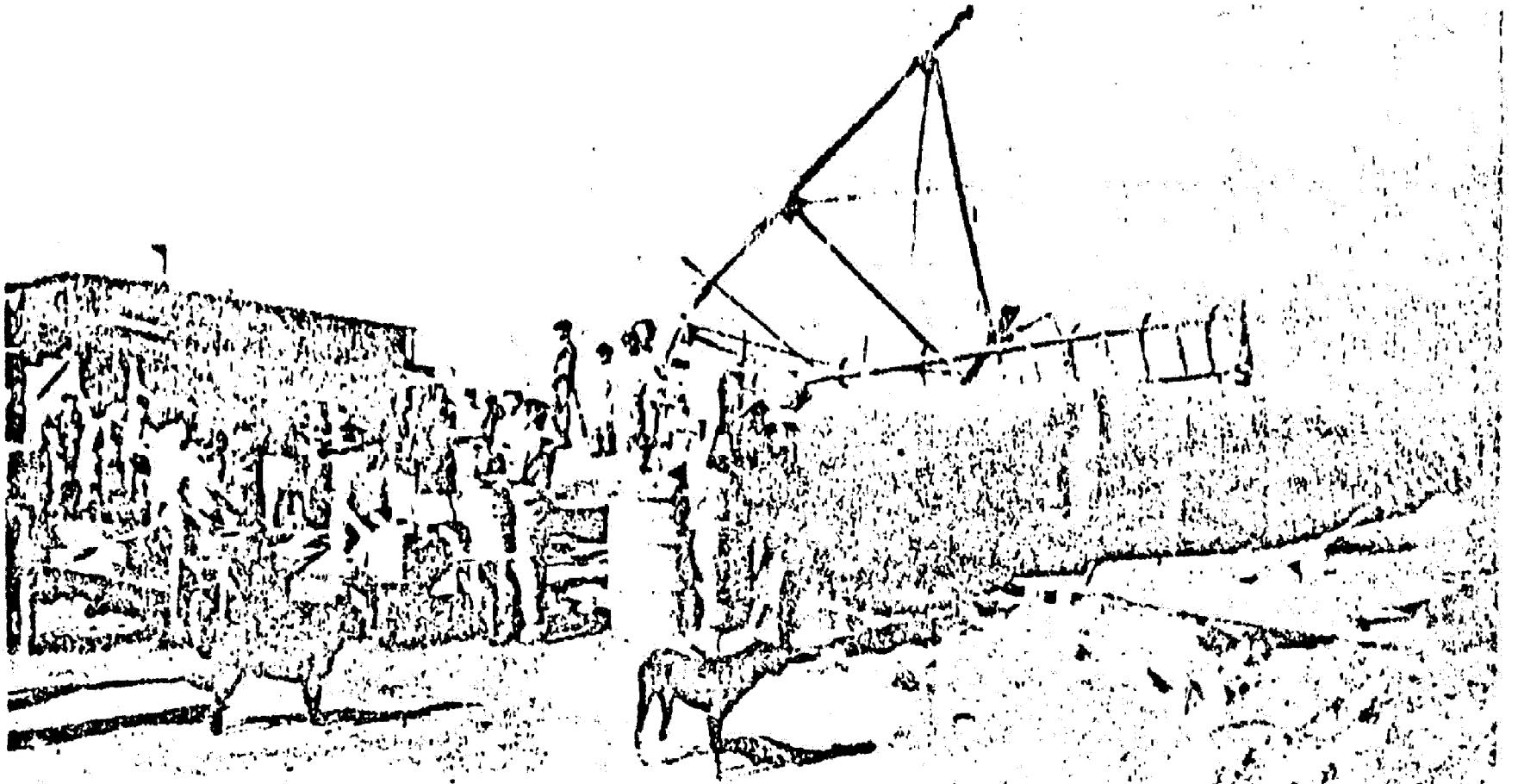


Fig.12.-Colapso de un tanque elevado de acero para agua en Villanueva, Colonia de los Planes, 22 km al sur de la ciudad de Guatemala.

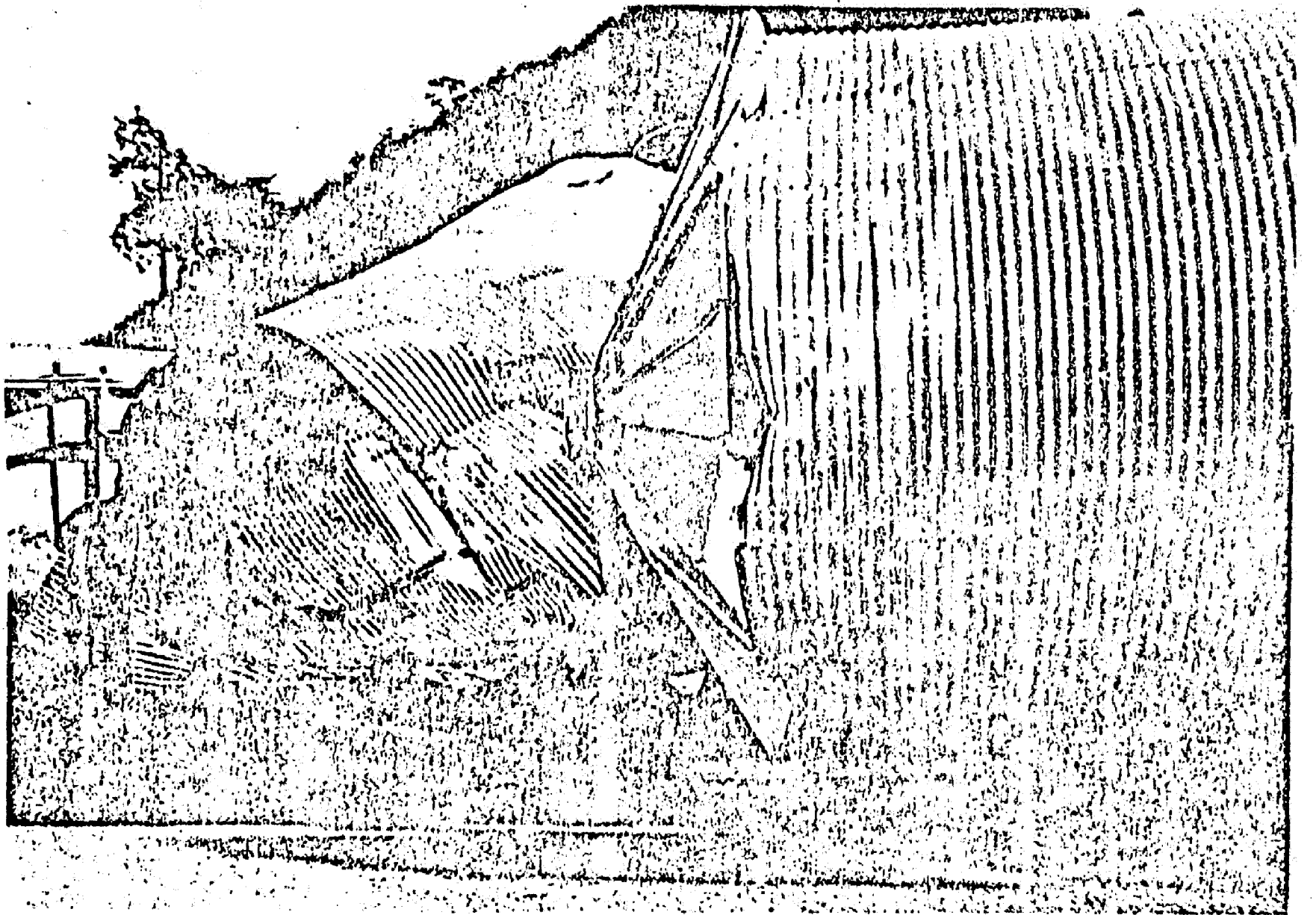


Fig.13.-Colapso de un silo para granos, de acero corrugado, en Villalobos, 5 km al suroeste de la Ciudad de Guatemala.

cuando esté concluido, proveerá de agua a la ciudad de Guatemala; la Planta Lo De Coy y el tanque de sedimentación están situados cerca de Mixco.

Como principal consecuencia, después del terremoto se ha descubierto un nuevo sistema de roturas, los cuales cruzan bajo el tanque de sedimentación y otras estructuras. Estas fracturas pueden ser referidas también a constantes movimientos de una antigua falla cuya existencia constituye un peligro en potencia, mas si se tiene en cuenta la pendiente pronunciada en que se encuentra.

C A P I T U L O I I I

CONSIDERACIONES DE DISEÑO SISMICO DE RESERVORIOS

3.1. PRINCIPIOS GENERALES:

Toda instalación constituyente de un abastecimiento de agua estará estructurada, determinada, gracias a un razonable cálculo, basado sobre una concienzuda evaluación de los efectos de un terremoto.

Para aquellas instalaciones, las cuales no pueden ser posibles protegidas suficientemente contra un terremoto por falta de medios de financiación, se tomará las precauciones siguientes:

- (1) Adoptar medios para minimizar los daños causados por un terremoto de cierto alcance.
- (2) Establecer planes para facilitar el rescate de las unidades dañadas por el terremoto, y
- (3) Proveer medidas preventivas para los daños de los efectos secundarios del terremoto.

Aquellas instalaciones de especial importancia, aquellas que están expuestas a los daños del terremoto debido a características estructurales, aquellas donde los daños no son fáciles de detectar o aquellas que presentan dificultades y que demanden un largo tiempo para su reconstrucción, no debe construirse como una unidad integral si no dividida en dos unidades separadas o equipadas con una instalación de emergencia.

Es aconsejable ubicar las instalaciones sobre una sólida y uniforme base. Como una disposición acertada: la calidad del suelo, características del suelo, nivel de la napa freática, capacidad portante, etc. serán examinadas cuidadosamente gracias a un examen de geología estructural y con buen resultado estas medidas antisísmicas serán adoptadas en cualquier construcción.

Quando el lugar por circunstancias inevitables es suelo blando, éste será tratado haciéndole una sólida y uniforme fundación, por pilotes de impulso, reemplazando el suelo, consolidándolo, solidificándolo o tomando otras medidas adecuadas.

Las instalaciones no serán construidas de cualquier material como desmonte, ladrillos, sillar, etc. Como regla general estas deberán ser construidas de acero o concreto armado.

Para aquellas instalaciones que requieren de suficiente impermeabilidad se tendrá bastante cuidado en el diseño y en la construcción acerca de la mezcla de concreto, espesor de muro, medidas de impermeabilización, juntas de expansión, para que así la impermeabilización no sea alterada por el sismo.

Quando, unimos estructuras de rigideces variables, se colocarán juntas antisísmicas entre ellas. Siempre que esté especificado, solamente se utilizará las medidas estandarizadas.

Las condiciones circundantes al lugar, serán estudiadas de antemano, para determinar el terreno de adecuada seguridad para la construcción por los daños ocurridos en los alrededores, es decir colapsos, fallas u otros tipos de destrucción: son propensos cada uno de ellos a afectar la instalación o impedir el efectivo funcionamiento del sistema.- Donde y cuando estas precauciones son imposibles, será prevenida una obra de protección.

El diseño y usos del concreto armado y simple en estructuras obedecerán a las normas y reglamentos que cada país especifique, así por ejemplo nosotros utilizamos el Reglamento Peruano, el Japón Especificaciones Standard para concreto por la J.S.C.E. (Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles).

Lo mismo el cálculo antisísmico y los detalles de la construcción obedecerán al Reglamento Peruano de Construcción y las Normas Perua -

nas de Diseño antisísmico en nuestro medio, y en el Japón por ejemplo utilizan: El Código de Edificios; Provisiones y Código de Edificios y Varios criterios de Cálculo estructural, establecidos por el, Instituto de Arquitectos del Japón, etc.

3.2. CRITERIOS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

3.2.1. Coefficiente sísmico de diseño.

Las fuerzas del sismo serán determinadas multiplicando el peso muerto (Peso fijo y sobrecarga) por un coeficiente sísmico de diseño.

El coeficiente standard horizontal será cuidadosamente determinado para cualquier lugar, teniendo en cuenta las características geográficas regionales ajustándose a un rango determinado que como ejemplo mostramos el de la figura Nº 14; sin embargo estos valores así determinados no se tomará en cuenta si es menos que 0.1.

El coeficiente sísmico de diseño para estructuras se obtendrá, multiplicando el coeficiente standard por la relación clasificada en la tabla 1 para cualquier tipo de terreno o fundación e instalación. Sin embargo cuando el resultado es menor que 0.1, el coeficiente de diseño será asumido como 0.1, y cuando éste excede de 0.3 puede ser verificado y asumido como 0.3. Para estructuras elevadas, acueductos y otros tipos especiales de estructuras sin embargo estos valores estarán sobre 0.4.

TABLA 1.- Factores para el coeficiente sísmico vs tipos de fundación e instalación.

Tipo de Fundación	Plnta.de Purif. y canls.abrtos.	Estruct.Elev. y acueductos	Tuberías Subte- rráneas.
Rocas y lechos de aren, y grav.sólid	0.4	0.5	0.3
Lecho diluvial	0.7	0.7	0.7
Lecho aluvial	1	1	1
Base blanda	2.0	2.0	2.0

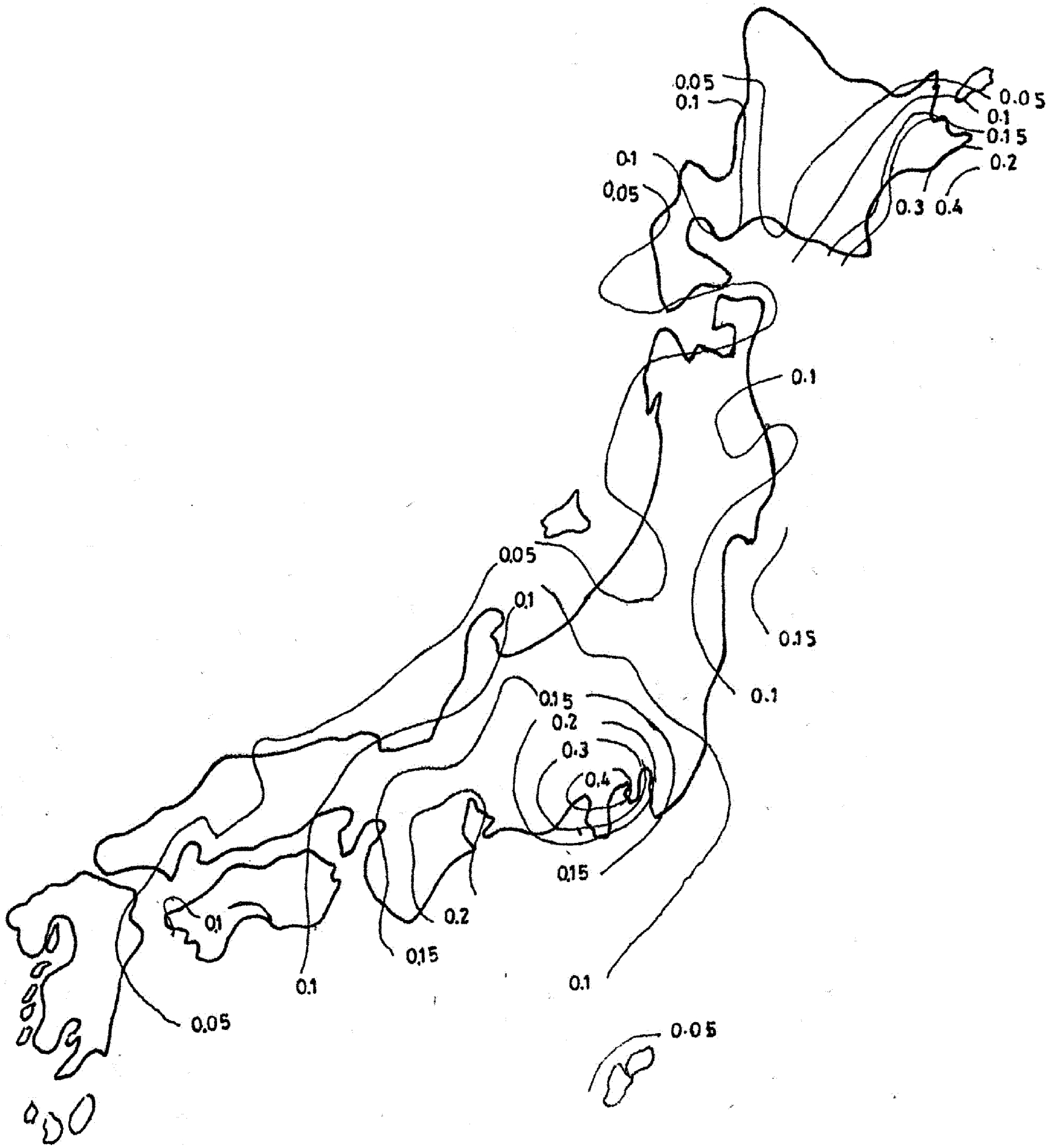


Fig. N° 14

3.2.1.-1 Cálculo del Coeficiente Sísmico de Diseño

Es determinado mediante la fórmula:

$$K = CZI$$

Donde:

C = Coeficiente Regional Sísmico (Tabla I) para las zonas en que está dividida el Mapa de Regionalización Sísmica del Perú.

Z = Factor de condición del suelo (Tabla 2) según la clasificación del suelo (Tabla 3).

I = Factor de la importancia de la estructura.

TABLA Nº 2.- Factor de condición del suelo.

Clase :	1ra. Clase	2da. Clase	3ra. Clase
Factor :	0.8	1.0	1.2

TABLA Nº 3.- Clasificación del suelo

Espesor	Grava	Arcilla o Arena	Suelo Blando
Menos de 5 Mts.	1ra.Clase	1ra.Clase	2da. Clase
De 5 a 25 Mts.	2da.Clase	2da.Clase	3ra. Clase
Más de 25 Mts.	2da.Clase	3ra.Clase	3ra. Clase

TABLA Nº 4.- Coeficiente Regional Sísmico

Región Sísmica	Coeficiente Sísmico Horizontal
1	0.10
2	0.08
3	0.05

TABLA Nº 5.- Factor de importancia de la estructura

<u>Importancia</u>	<u>Factor</u>
Muy importante	1.1
Ordinaria	1.0
No importante	0.9

En la clasificación de suelos ilustrada en la tabla N° 3 se denomina suelo blando a estratos arenosos con N menor o igual a 7 y suelos arcillosos: q^o menor o igual a 0.5 K/cm².

N = Número de golpes necesarios para producir una penetración de 30 cms. cuando un martillo de 63.5 Kg. de peso se suelta en la muestra standard desde una altura de 75 cms.

3.2.1.-2 Coefficiente Sísmico Aparente

El coeficiente sísmico en el aire debe ser incrementado en el agua debido a la flotabilidad. Este coeficiente incrementado se denomina Coeficiente Sísmico Aparente y está dado por la siguiente ecuación:

$$K' = \frac{\delta}{\gamma - 1} K$$

Donde:

K' = Coeficiente Sísmico Aparente en el agua

K = Coeficiente Sísmico en el aire

δ = Peso unitario de la masa en el aire.

(Para suelo debe incluirse el peso del agua que lo satura)

3.2.1.-3 Coefficiente Vertical de diseño

El coeficiente sísmico vertical de diseño se asume como la mitad del coeficiente sísmico horizontal de diseño.

Las fuerzas verticales adquieren mayor importancia en columnas muy esbeltas, sobre todo si la columna está sujeta a momentos flectores bajo cargas laterales.

Por encima de la superficie del suelo se usa el coeficiente sísmico normal hasta una altura de 10 metros. Por encima de este nivel el coeficiente sísmico se aumenta en 1% por cada metro de aumento de altura. Por debajo de la superficie del suelo, se multiplica el -

coeficiente sísmico normal por los valores dados en las siguientes figuras según sea el caso:

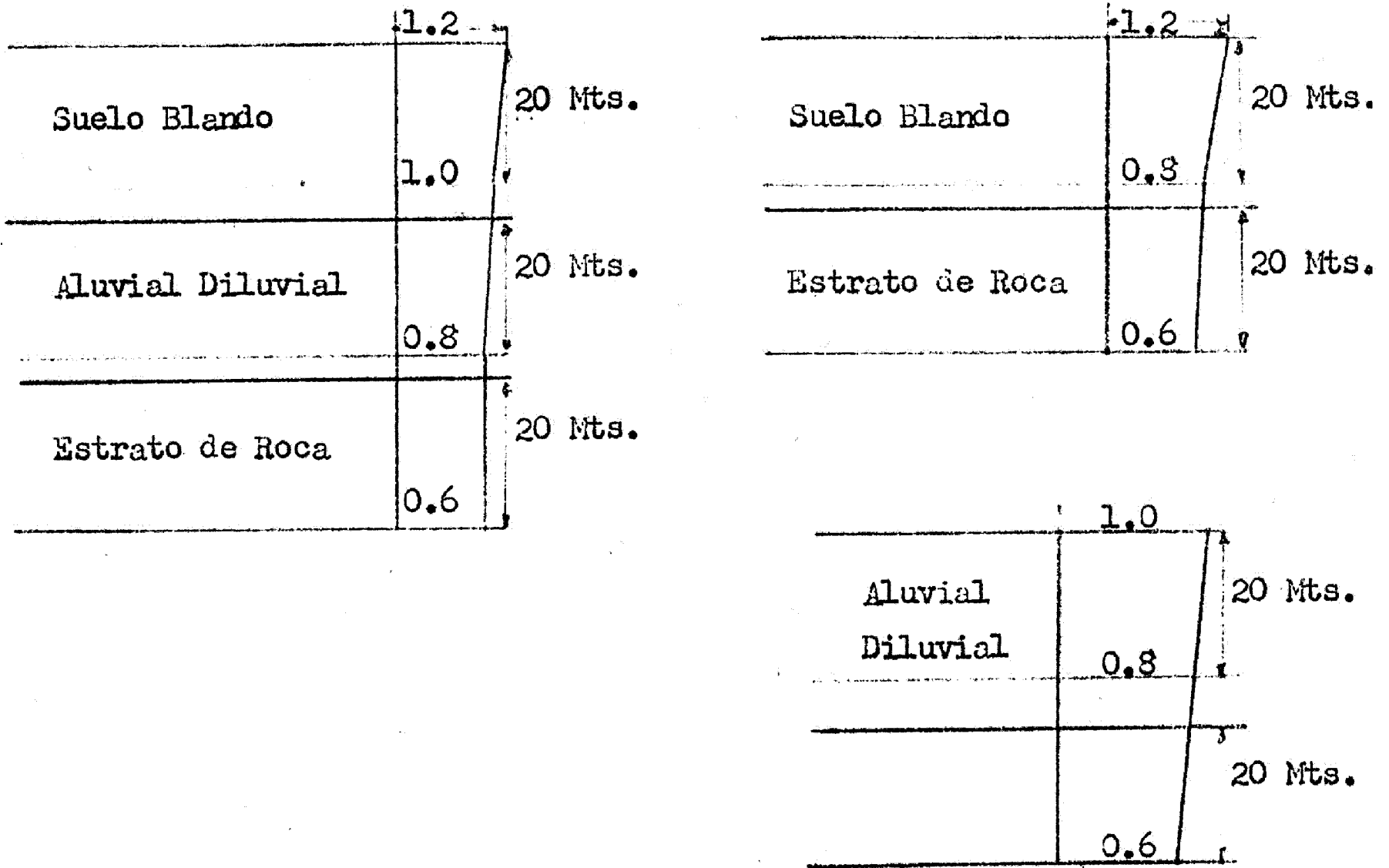


Fig. Nº 15: Coeficiente Sísmico bajo la superficie del suelo

3.2.2. Peso Unitario

El peso unitario de los materiales que serán usados para futuros diseños se refieren los valores dentro de la siguiente tabla, con excepción de algunos ítems especiales.

TABLA Nº 6: PESOS UNITARIOS

Materiales	K/m3	Materiales	K/m3	Materiales	K/m3
Agua	1000	Acero	7850	Cobre	8900
Conc. Armado	2400	Acero Fundido	7850	Piedra	2600
Conc. Simple	2300	Hierro Fundido	7250	Grv. o roc. Frgmtd.	1900
Mortero	2100	Tubs. de Fº. Fdo.	7200	Arena	1900
Ladrillo	2000	Hierro Forjado	7800	Suelo	1600
Conc. Pre Tens.	2450	Plomo	11400	Madera	800

El peso unitario de la grava, arena o roca fragmentada, es de 1900, Kg/m³ en caso de ser saturado en agua.

3.2.3.- Fuerzas Permisibles

Las fuerzas permisibles del concreto y metales serán determinadas con sujeción a nuestros reglamentos en el caso del Perú y en el caso del Japón por ejemplo por las Especificaciones Standar para concreto de la J.S.C.E.

Las fuerzas permisibles de una fundación serán determinadas por la tabla 7 mediante un examen de geología estructural realizada en sitio. Sin embargo para cualquier estructura la cual sea de especial importancia, estas resistencias y estas pruebas serán examinadas.

Las fuerzas permisibles bajo condiciones de un terremoto serán los mismos valores como aquellos de la tabla 7, excepto las rocas que serán 1.5 veces este valor.

TABLA Nº 7: FUERZAS PERMISIBLES DE FUNDACIONES

Fundaciones		Fz.Perm. T/m ²
Base de roca dura.	Base de rocas ígneas: granito, diorita, gneiss, basalto, etc. o conglomerados de roca dura.	400
Base de roca suave.	Base de roca acuosa, pizarras esquistos, etc.	250
	Base pizarrosa, roca sedimentaria, etc.	100
Gravas		30
Mezcla de grava y arena		20
Arcilla arenosa o margas		15
Arena o arcilla		10

Para las fundaciones no especificadas en la tabla anterior,

Las fuerzas permisibles serán determinadas análogamente a las especificaciones para las fundaciones de similar naturaleza.

La capacidad portante de una fundación por pilotes será determinada por un ensayo de cargas. Para tipos simples el cálculo podrá ser menor que aquellos calculados por la tabla 8.- Estos mismos valores también serán usados cuando es tomado en consideración la fuerza del sismo.

TABLA Nº 8: CAPACIDAD PORTANTE DE UNA FUNDACIÓN POR PILOTES

Métodos de Pilotes de impulso	De periodo largo	De periodo corto
Martillo de simple acción o - martillo suelto.	$R = \frac{W H}{5S + 0.1}$	2 veces el anterior
Martillo de doble acción	$R = \frac{F}{5S + 0.1}$	2 veces el anterior

Donde:

R = Capacidad portante de un pilote (t)

W = Peso del martillo (t)

H = Altura de caída del martillo (m)

F = Energía o golpe de un martillo de doble acción (t-m)

S = Profundidad final de penetración de un pilote (m)

3.3. PRINCIPIOS DEL ANALISIS

El cálculo de las fuerzas que se desarrollan en la estructura durante un sismo estará supeditado a la suposición de las fuerzas exteriores, i.e., las masas de la estructura multiplicada por el coeficiente de diseño sísmico actúa estáticamente en una dirección horizontal. Aquí es asumido la magnitud del coeficiente también como uniforme para todos los miembros de la estructura. Para las estructuras que están expuestas a vibraciones al momento de producirse un sismo, sin embargo, el coeficiente será calculado un poco más alto que el acostumbrado.

3.4. PRESION DEL TERRENO DURANTE UN SISMO

Como la presión del terreno durante un sismo ocurre en un instante, el cálculo de la presión y la resistencia positiva del terreno es practicada sobre la condición de asumir las masas combinadas de la fundación y de la superestructura con todos los pesos, expresado por el período $(1+K/2)$, girando un arco expresado por un ángulo:

$$\theta = \tan^{-1}K \quad (K: \text{Coeficiente sísmico})$$

ordinariamente en dirección perpendicular. El Diagrama de Zimmerman's, método basado sobre la teoría de Coulomb's (Suelo en Cuña) es recomendado como conveniente para la determinación de cualquier presión en la práctica.

3.5. PRESION DEL AGUA DURANTE EL SISMO

El incremento de la presión del agua en contención durante un sismo está dada por la fórmula:

$$p = \frac{7}{8} Kw (Hy)^{1/2}$$

Donde:

p = Incremento de la presión del agua durante el sismo (Kg/M^2)

K = Coeficiente sísmico

w = Peso de la unidad de volumen de agua (Kg/m^3)

H = Altura de agua (m)

y = Altura del nivel de acción de la p (m)

La presión del agua puede también ser obtenida hidrostáticamente en base a la suposición de que al producirse el sismo, el nivel de la superficie libre es h , por encima del nivel de agua estimado, como se muestra en la siguiente fórmula:

$$h = 2K^2H \quad (\text{m})$$

3.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS

3.6.1. Reservorios.-

El daño a los reservorios debido a los sismos consiste en la destrucción del piso, de las paredes laterales y de las paredes de diafrag

ma del mismo. La destrucción del piso ocurre cuando el terreno es débil o no es uniforme. Hay muchos ejemplos de este tipo de daños. Cuando la estructura es pesada hay hundimiento y cuando es liviana hay flotación; en los dos casos el reservorio se romperá en varias piezas. Por eso debe elegirse como base de un reservorio un terreno firme y uniforme o un terreno que se haya reforzado suficientemente por medio de columnas y otros elementos.

También es necesario prever el rebose para aliviar el aumento, de la presión del agua subterránea sobre el fondo del reservorio a causa del sismo. También cuando la profundidad del reservorio es grande o cuando hay que almacenar agua purificada, es recomendable usar un recubrimiento de metal en las capas impermeables de concreto. También es más seguro usar el mismo método para las capas de asfalto y concreto y otras membranas impermeables.

La configuración de las paredes laterales del reservorio debe ser tan simple como sea posible. Una forma circular es mejor que una forma rectangular, ya que las esquinas implican puntos débiles. Cuando hay esquinas se deben colocar juntas de expansión. Incluso en aquellas secciones que no estén en esquina se acostumbra colocar juntas de expansión a intervalos de 10 a 15 metros para paredes delgadas y de 20 a 30 metros para paredes gruesas. Anteriormente, se usaban placas de cobre como material de las juntas de expansión, pero ya que estas no permiten la libre contracción y expansión de las bifurcaciones y de los codos, en los años recientes se ha usado casi exclusivamente caucho o vinilo.

La resistencia de las paredes laterales y de los diafragmas se calcula usualmente por el método del coeficiente sísmico, pero ya que anteriormente se usaban estructuras de ladrillo, hubo muchos casos de grietas en las paredes y de caída de las mismas. Si se usa concreto armado para construir estructuras integrales, los esfuerzos se distribuirán adecuadamente y las juntas de expansión pueden ser colocadas a intervalos más amplios.

Se piensa que así los grandes daños que se observaron anterior

mente pueden ser reducidos grandemente.

Los reservorios de concreto armado de la planta de purificación de Nagasawa (Japón) consistían en un reservorio de 40 x 40 m. como un bloque y de un segundo reservorio de 40 x 60 como dos bloques. De acuerdo a los resultados de la construcción no hubo pérdidas de agua cuando se usó un refuerzo térmico de 0.3%. El reservorio más grande tenía una estructura dividida en dos bloques siendo cada uno como una caja abierta por uno de sus extremos; si el terreno en la base es seguro, es posible construir una estructura que sea suficientemente resistente a los sismos, de un coeficiente de 0.2 y 0.3 de una forma económica. En los extremos abiertos de la estructura mas grande se construyó una pared transversal con aberturas a modo de precaución.

Las presiones hidrodinámicas actúan sobre las paredes de un reservorio durante un sismo. Esta presión se calcula usualmente usando la fórmula de Westergaad. Pero, en el caso de reservorios de sedimentación de varios niveles, el agua está completamente encerrada en los niveles inferiores. En tales condiciones, enormes presiones hidrodinámicas actuarán sobre las paredes laterales durante un sismo. Por eso es necesario construir escapes suficientes para el agua. En el reservorio de sedimentación de la planta que mencionamos anteriormente, que tiene dos niveles, se construyeron cilindros de 1.4 metros de diámetro, uno cada trece metros para proveer de superficies abiertas a los niveles inferiores del reservorio y permitir el escape del agua.

La base descansará como ya advertimos, sobre un suelo de particular calidad o confiabilidad. Es deseable uniformidad sobre un suelo seguro y favorable asi como un gran empotramiento posible.

Una estructura cilíndrica para reservorio es sumamente ventajosa para seguridad contra el sismo.

La parte del tubo que se levanta para penetrar dentro del reservorio será soportado a lo largo de la superficie de la pared, si fuera

posible entrará por el centro de las columnas que soportan un dosel para un gran reservorio. Es preferible conectar las columnas con diagonales horizontales.

Si además el lado interior de la pared del reservorio es hecho impermeable por embono con planchas de acero mayor que 3 mm. de espesor, - un temor de fuga será muy aliviado teniendo extrema seguridad contra los sismos.

El diseño y la construcción de un reservorio obedecerá a nuestros reglamentos vigentes, así como en otros países como el Japón están sujetos a:

Comité Nacional Japonés sobre grandes diques y

Especificaciones Standard para diques o presas de gravedad de concreto por la J.C.S.E.

3.6.2. Muros de contención.-

En el cálculo antisísmico de un muro de contención, las fuerzas actuantes sobre la superficie del muro incluirán: el peso, la fuerza del sismo y la fluctuación del muro, la presión resistente del suelo que está al frente del muro, la diferencia de niveles de agua delante y detrás del muro, el peso y los efectos del sismo de la sobrecarga sobre la superficie del suelo contenido. La componente horizontal combinada de aquellas fuerzas no excederán de la resistencia de la fricción del muro de la fundación. La presión máxima que ocurre en el lecho no será excedida de la fuerza permisible de la fundación durante el sismo y el vector resultante de estas fuerzas no será menor de $1/4$ de la longitud de la base para el centro de la misma. Sin embargo esta proporción puede ser incrementada de $1/3$ para una fundación sólida.

En los Estados Unidos por ejemplo el diseño de muros de contención para fuerzas sísmicas está de acuerdo a la norma EM 1100-2-2502 usando un factor sísmico adicional de 20% a la presión de la tierra asumida actuando sobre la pared o el muro. Es evidente que los esfuerzos en el acero

o el concreto armado no será crítico como el esfuerzo en el incremento o disminución en el factor carga es mayor que el incremento debido a carga sísmica. Los efectos de volteo sobre la base puede ser crítico en algunos casos. La base será dimensionada de manera que no haya ninguna tensión entre la base y el suelo portante.

3.6.3. Bocatoma.-

El tipo más deseable de una bocatoma es una estructura de concreto armado de forma cilíndrica.

La bocatoma deberá ser moderadamente profunda dentro de un terreno fuerte. Si es empotrada, el empotramiento será suficientemente profundo y el fondo será revestido con concreto de un considerable espesor.

Los conductos principales que salen de una bocatoma deberán ser de tubos de hierro fundido, hierro fundido dúctil y acero y fuertemente contruidos. Ordinariamente es bueno tener cuidado y debe ser practicada la prevención de un declive en la vertiente.

Tener siempre cuidado que las entradas de compuertas y bocatomas no puedan ser obstruidas por suelos superficiales y escombros de rocas formándose montículos al momento de producirse el sismo.

Las entradas que cruzan un dique serán hechas de hierro fundido, hierro fundido dúctil o acero, situado sobre un terreno sólido y fuerte, bien protegido con concreto y rellenado con especial cuidado.

Un pilar de puente cercano a la bocatoma deberá tener una luz lo más larga como sea posible a fin de que la toma pueda permanecer libre de alguna carga extra.

Debe evitarse situar la bocatoma en cualquier lugar donde es posible de producirse derrumbes debido al colapso del talud del río o

buzamientos o de escurrimientos debido a las corrientes.

Durante el cálculo de la estabilidad de una bocatoma deberá ponerse bastante énfasis sobre la fluctuación de modo que la seguridad de la estructura pueda ser garantizada contra el sismo cuando el interior esté vacío.

3.6.4. Acueductos y sifones invertidos.-

Cuando las líneas de agua cruzan rios, se usan acueductos o sifones invertidos. Ya que la amplitud de los movimientos sísmicos es por lo general grande cerca a los rios, ambos tipos de estructura estan expuestas a sufrir daños. En los acueductos o puentes en los cuales las tuberías de agua están colocadas es necesario además de que los puentes sean a prueba de fuego y asísmicos, que la tubería sea también antisísmica. Por esta razón se usan tuberías de acero y se colocan juntas de expansión en cada tramo de un puente.

El problema de colocar muchas juntas de expansión puede eliminarse construyendo un puente continuo, tal como se dió en los casos de daños sísmicos en el pasado; el daño consiste en la desconexión de las tuberías en las secciones donde éstas se elevan desde atrás de los cimientos del puente para extenderse sobre éste. Estos daños son causados por el hundimiento de la ribera del rio detrás de los cimientos del puente, debido a la diferencia de vibraciones de estos. Es importante construir el terraplén en la ribera cuidadosamente para evitar, en lo posible, el hundimiento. Ahí donde las tuberías se elevan, las conexiones con las tuberías rectas en los extremos del puente, deben ser flexibles y elásticas; mientras que los soportes deben ser asegurados por medio de cimientos de una profundidad adecuada de modo de que las tuberías no se hundan. Incluso así un acueducto es un punto débil en las líneas de agua y se acostumbra colocar válvulas de tipo exclusiva antes y después de los extremos del puente como una precaución. La figura Nº 16 muestra el diseño antisísmico de la porción en la cual las tuberías se elevan hacia el acueducto, recomendado por la Japan water Works Association.

Respecto a los sifones invertidos hay que decir que los cimientos son de extrema importancia debiéndose construir una base suficientemente fuerte y uniforme. La tubería de conexión a cada extremo, debe tener curvas tan suaves como sea posible, debiéndose asegurar adecuadamente todas las curvas.

El daño a los sifones invertidos en el abastecimiento de agua de Yokosuka durante el terremoto de Kanto fué ligero; para evitar el daño es necesario que la profundidad de la estructura sea bastante grande. Se debe evitar la construcción de sifones invertidos en los lechos de rios consistentes en depósitos aluviales que puedan mostrar licuefacción durante un sismo.

3.6.5. Puentes acueductos.-

Un puente acueducto será construído de concreto armado o acero y el diseño antisísmico obedecerá a las medidas especificadas para puentes ordinarios. Puesto que la estructura es delicada el diseño será coordinado y presentar un declive hacia afuera a manera de placa debido a empujes horizontales causados por un sismo. Para cualquier propósito es aconsejable tender brazos de los pilares y conectar a las vigas con miembros diagonales para que así las fuerzas de tensión y comprensión puedan transmitirse directamente a los pilares.

Los pilares estarán equipados con apropiados postes transversales a horcajadas, para prevenir o evitar volcaduras debido, al sismo. El pilar en si y la fundación deberán estar conectados adecuadamente.

El estribo que generalmente es vulnerable al golpe del sismo, descansará sobre una cimentación sólida y firme con un gran empotramiento profundo. Especial cuidado deberá ejercerse en el diseño y construcción de las alas del estribo, haciéndolas sustancialmente asísmicas, así el terraplén no puede ser deslizado ya que colapsando las alas propician la destrucción del conducto.

Puesto que la unión del conducto con el puente acueducto constituyen uno de los puntos mas vulnerables, una efectiva junta de expansión será instalada en este lugar. En casos donde es esperado una fuerza de sismo, una avanzada seguridad será garantizada instalando dos juntas a un intervalo relativamente cerca. La fig. Nº 18 nos muestra un puente acueducto diseñado con medidas antisísmicas.

3.6.6. Galerías de infiltración.-

Un conducto perforado de concreto armado de suficiente resistencia con su respectivo socket será colocado sobre un terreno homogéneo ; la llave será insertada lo suficientemente profunda dentro del socket y protegida periféricamente con estructura de madera fuerte o tomar otras medidas.

Es deseable que las cavidades conectadas y las conexiones de pozos sean ubicados sobre un terreno especial y sólido y colocando juntas cada 2 ó 3 tubos sucesivos; inmediatamente a aquellas y a ambos lados serán revestidos a lo largo de la cavidad.

En los pozos superficiales, los bordes de las paredes serán por regla general de forma cilíndrica y construída de concreto armado.

En los pozos profundos, la cubierta de éstos deberá ser según el código japonés, del mismo o mejor material que el tipo: JIS-G3452-Carbon Steel para tuberías; las juntas y los filtros también tendrán suficiente resistencia. La cubierta será proyectada después del piso del fondo de la cámara de bombeo.

No es prudente construir la parte superior de la cubierta del pozo profundo similar al del pozo superficial, a fin de usarlo también como un pozo de bombeo.

3.6.7. Túneles.-

Como norma general un túnel será revestido de concreto. En la

ubicación debe evitarse cualquier lugar en pendiente que ejerza una carga inclinada.

Puesto que la entrada y salida son propicios al colapso ellos deben ser protegidos adecuadamente.

La sección transversal debe ser formada lo mas circular posible; cuando se usa la forma de herradura, la base será un arco invertido de altura considerable y aumentando su espesor a la entrada y a la salida.

En cualquier lugar donde hay un corrimiento en la dirección vertical o donde es propia la formación de agudas diferencias geológicas, el revestimiento será aislado a la dirección longitudinal y éste antes y después de esta posición será particularmente reforzada.

En el caso de un túnel de conducción de agua, las juntas de expansión serán insertadas en las juntas de construcción y en los lugares de aislamiento descritos en el acápite anterior.

3.6.8. Estructuras para purificación y distribución de agua.-

Estas estructuras generalmente son semejantes a una cuenca en forma de pozos que en término inglés se les llama "Basin Well".

Dé ahí que la definición del término Basin Well representa varios tipos de estructuras formando un embalsamiento semejante a un pozo o estanque, así como una cámara desarenadora, un estanque de mezclas, de sedimentación, filtración, distribución, limpieza, bombeo, etc.

Una estructura de esta categoría no debe ser ubicado sobre un relleno, o cerca a un buzamiento el cual es propicio al colapso. Si de otra forma es imposible, éste descansará sobre pilotes o soportada por columnas de concreto armado sobre el suelo existente y en ambos casos la capacidad portante del relleno será despreciado y debe tenerse en cuenta para el proceso del cálculo.

El material del pilote que está sobre suelo saturado será de concreto armado, de ninguna manera será de madera.

Si es necesario construir una unidad estructural a horcajadas en una base de diferente capacidad portante, la parte blanda de la fundación será reforzada con pilotes de impulso u otros artificios, así la capacidad portante de la base puede convertirse casi en uniforme, por consiguiente la estructura ya podrá construirse sobre esta base. Además una junta de expansión debe construirse en medio de la base.

Algunos tipos de estructura de aspecto simple tanto en planta y perfil exento de cambios bruscos en su configuración es ventajoso en la resistencia a los efectos del sismo. En efecto un plan de forma circular es generalmente ventajoso a una angular por mejor resistencia al sismo.

Una gran grapa será ubicada en las esquinas de la estructura en caso de no construirse en forma circular.

Particular cuidado deberá tenerse diseñando los diferentes puntos de conexión de la estructura, por medio de la instalación de juntas de expansión o incrementando esfuerzo puesto que ellos son los puntos más vulnerables a los efectos del sismo.

El fondo y las paredes laterales del estanque, serán contruídos de concreto armado de acuerdo al diseño antisísmico y descansará sobre una base sólida, así con esta combinación puede actuar como una unidad monolítica.

Las paredes laterales y el piso del estanque serán hechos impermeables cuidadosamente aplicando concreto de alta calidad. En caso de ser aplicado un mortero a prueba de agua en el revestimiento de un tanque de almacenaje de agua purificada o un pozo de una gran profundidad, será reforzado con listones de metal. El mismo cuidado también es deseable para mejorar la seguridad de protección del concreto o mortero de revestimiento, para una capa de asfalto impermeable u otros materiales.

Sobre las paredes laterales, las juntas de expansión serán ubicadas cerca a las esquinas. En otras secciones, las juntas serán insertadas a intervalos de 10 a 15 metros para una pared delgada y de 20 a 30 metros para una pared gruesa, como ya se mencionó al hablar sobre reservorios. La abertura de las juntas será ordinariamente de uno a tres centímetros.

Una estructura de construcción rígida de concreto armado, será armada con varillas distribuidas como se muestra en la figura 17b, no así como en la fig. 17a.

Juntas flexibles así como juntas mecánicas o juntas GIBAULT serán colocadas a la entrada y salida de las tuberías y una en las partes de conexión del estanque.

Las varillas axiales en una columna serán bien enterradas en el concreto tanto arriba como abajo. Los efectos de dobleces no serán tenidos en cuenta en el cálculo de la adherencia. La parte final de una columna tendrá particularmente distribución densa a ambos lados amarrados o varillas en espiral.

Un pozo endoselado será diseñado en tal forma que permita la segura entrada y exista uniformidad al momento de producirse el sismo.

Puesto, que las entradas y las ventanas de inspección son vulnerables a daños locales debido al sismo, serán reforzados con especial cuidado.

3.6.9. Buzones.-

Un buzón no se construirá en suelos bajo condiciones desfavorables. Un buzón debe construirse de acero revestido para aguas de servicio o de hierro fundido dúctil para abastecimiento de agua y la fundación deberá ser preparado con cuidado.

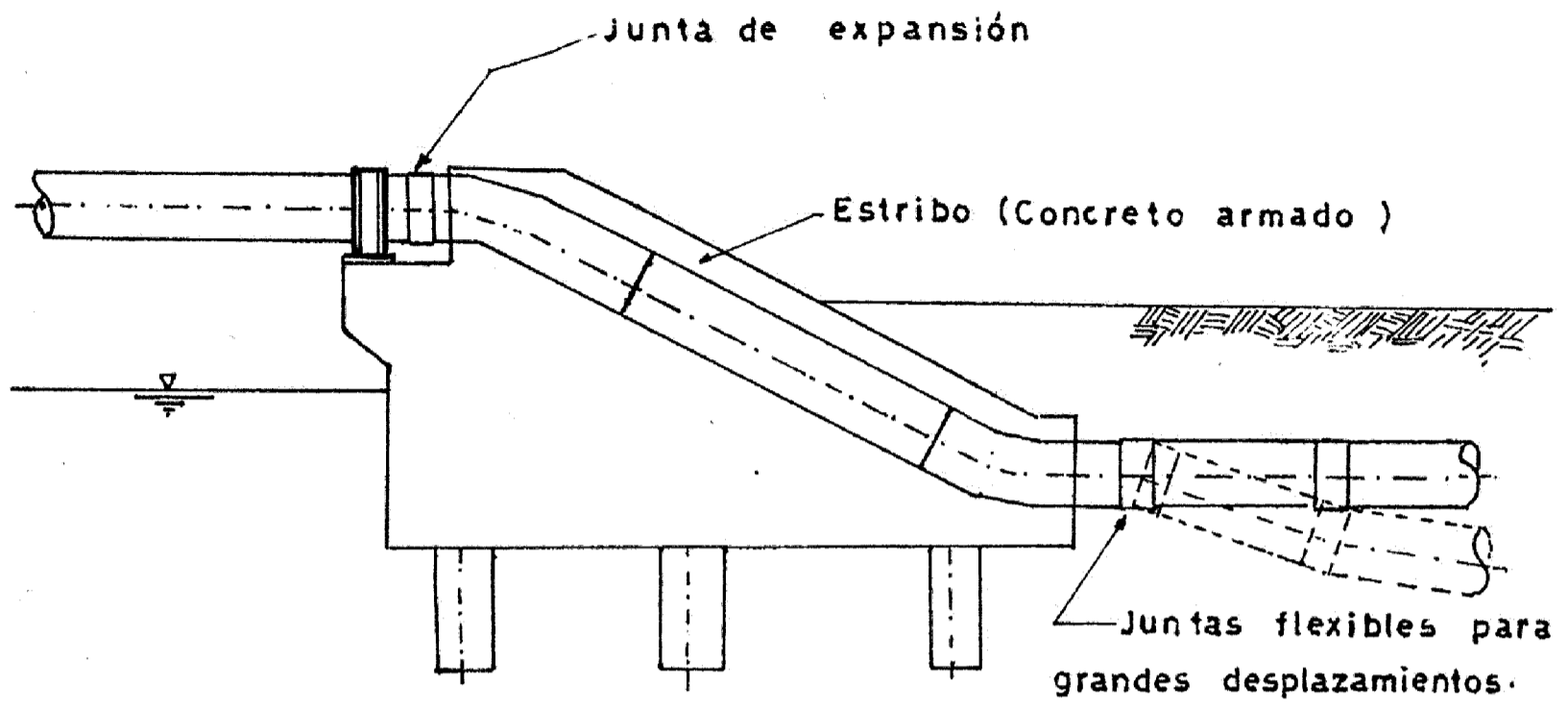


Fig. Nº 16.- CONEXION DEL TUBO AL ESTRIBO

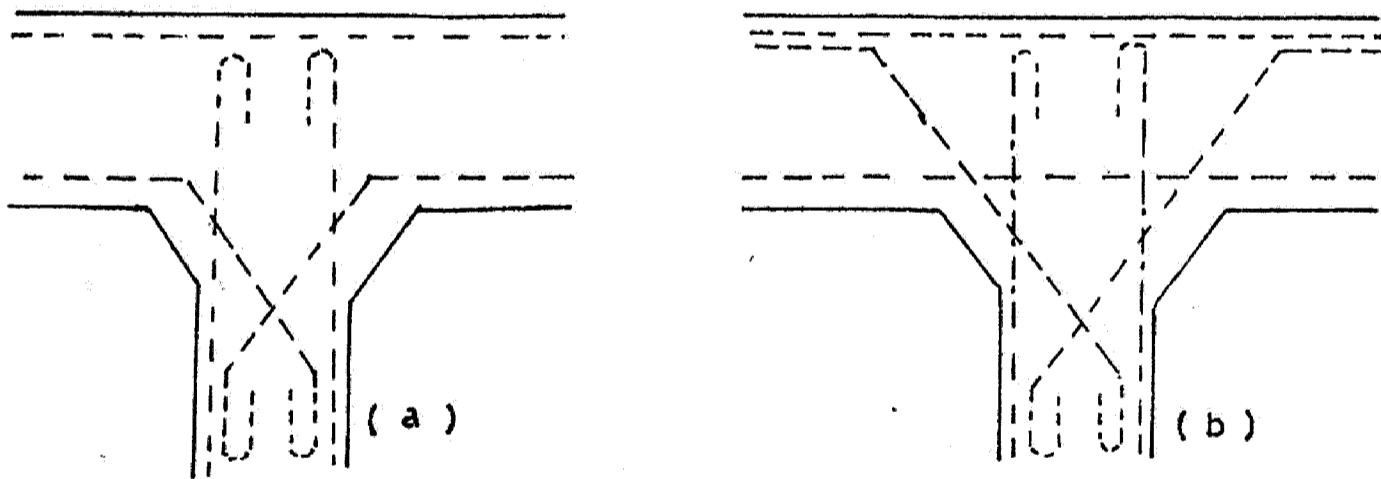


Fig. Nº 17

Los tubos usados para un buzón serán aquellos de juntas flexibles. Sin embargo cuando se usan tubos de acero, aquellos de juntas flexibles serán instalados sólo en las partes curvadas o sea al empezar y al finalizar la curva.

Al acercarse los tubos antes y después de un buzón, tendrán una curvatura lo mas suave posible, y algunas curvaturas serán fijadas suficientemente a anclajes de concreto.

Serán colocadas válvulas al entrar y al salir de un buzón.

Un buzón de gran diámetro o una llave de una línea principal es preferible dividirse por seguridad en dos o mas ramales.

3.6.10. Conductos abiertos y conductos cerrados, energía y bombeo.

En principio, un conducto abierto o un conducto cerrado serán construidos de concreto armado y la sección completa será una estructura monolítica.

Se evitará aquellas sobre suelos de relleno. Cuando de otra manera fuera imposible, serán aplicadas las consideraciones descritas en el rubro 3.6.8. Las juntas de expansión serán instaladas aproximadamente de 10 a 20 metros de intervalo. Estas se usaran también en cualquier lugar donde la diferente formación geológica lo permita, delante y detrás de un puente, una presa, una compuerta, una galería, etc.

Puesto, que al inicio y al término de una pendiente, son propicios los colapsos, deberá tenerse suficiente cuidado en ubicar la construcción.

En cualquier lugar donde los rios u otras topografías cóncavas son cruzados por un sifón o un puente de tubos, las medidas antisísmicas serán las de los rubros 3.6.4 y 3.6.9.

En cuanto a la energía, como la reserva del equipo así como -

un motor Diessel tienen un mínimo, la estación será equipada con un poco más de la mitad de la capacidad total.

Cuando solamente se dispone de energía eléctrica, una unidad extra de diferente fuente de energía y una estación de socorro deberá ser prevenido para casos de emergencia.

El tubo de distribución de la bomba deberá ser dirigida horizontalmente e inclinada hacia bajo.

C A P I T U L O IV

DISEÑO SISMICO DE DIFERENTES TIPOS DE TANQUES

4.1. CONSIDERACIONES ANTISISMICAS:

Los tanques elevados de agua de concreto armado, no parecen ser muy asísmicos como lo demuestran los sismos habidos en el pasado. Por ejemplo, en el terremoto de Kanto, el tanque de concreto armado de 22 metros de altura de la planta de tratamiento de aguas servidas de Nikawashima, se dobló y derrumbó, a pesar del hecho de que las estructuras menores en la vecindad escaparon totalmente a la destrucción. Varias torres de concreto de pequeña altura en las estaciones ferroviarias, también se derrumbaron.

El tanque de agua de Nikawashima, fue construido en los primeros tiempos del uso del concreto armado cuando la técnica no estaba suficientemente desarrollada, por eso no puede decirse que los tanques elevados de concreto armado no sean antisísmicos. Es verdad, que raramente se introducen elementos diagonales en las estructuras de concreto armado según las prácticas de construcción. La rigidez de la estructura se verá reducida debido al peso del tanque elevado, llevando esto a que los elementos de la estructura sean objeto de fuertes vibraciones sísmicas debido a la resonancia con el terremoto. Se piensa que los tanques elevados sobre torres de acero, son resistentes a los sismos, ya que se pueden construir fácilmente con elementos diagonales para aumentar la rigidez y resistencia.

Un tanque elevado de 28 metros de alto de este tipo en las obras hidráulicas de Kawasaki no sufrió ningún daño en el terremoto de Kanto.

Cuando un tanque se construye usando concreto armado en forma de tubo vertical, es mas resistente a los sismos. Este tipo de estructura en las obras hidráulicas de Shibuya, era un cilindro de concreto armado de 22 metros de alto con 13 metros de diámetro; nada le sucedió al cilindro en el terremoto de Kanto, sólo se presentaron algunas grietas en partes accesorias.

En general, las estructuras como cilindros, y esferas son mas fuertes que las estructuras con armazón de vigas y soportan mucho mejor la acción de los sismos. En todo caso, el problema reside en la capacidad de soporte del terreno. Ya que las presiones soportadas por los cimientos de un cilindro vertical son extremadamente grandes, es necesario elegir un terreno fuerte y uniforme debiendo ser los cimientos tan profundos como sea posible.

Es posible prevenir las pérdidas de agua recubriendo el interior del cilindro vertical con placas de acero de no menos de 3 mm. de espesor.

La fuerza sísmica requerida para estimar la estabilidad y esfuerzo de un cilindro vertical, se determina en base al método del coeficiente sísmico modificado, mientras que el cálculo de los esfuerzos debido a la distribución de la carga sísmica, se lleva a cabo por medio de métodos estáticos, usando la teoría para armazones cilíndricos.

El material para un tanque elevado será de acero en preferencia a concreto armado en bien de la seguridad contra los sismos.

Los tubos que se elevan al tanque elevado, adheridos a las paredes, serán equipados con juntas antisísmicas cerca a la superficie del suelo.

El valor del coeficiente sísmico de diseño para un tanque elevado se asumirá como se especificó en la parte correspondiente a este rubro (coeficiente sísmico de diseño, 3.2.1.) hasta los 16 metros de altura; para alturas mayores, el coeficiente será incrementado 1/20 veces este valor por cada 4 metros de incremento de altura.

El tanque elevado será provisto con tantas columnas portantes como sea posible con miembros diagonales y horizontales adecuadamente distribuidos cuando se trate de este tipo de tanques, para así evitar la torsión.

-El tanque será adecuado y fuertemente amarrado a la estructura portante.

Un tipo inclinado es recomendable para un tanque a presión.

En los siguientes acápites se prescribe el criterio de diseño sísmico para estos tipos de estructuras.

Las figuras 19 y 20 nos muestran dos tipos de tanques elevados diseñados y construidos con medidas antisísmicas.

4.2. TANQUE ELEVADO (ESTRUCTURA ARRIOSTRADA)

En este caso se utilizará la fórmula básica:

$$V = Z.K.C.W.$$

Los tanques elevados sobre 4 ó más columnas arriostradas tendrán la fuerza sísmica determinada por la fórmula básica donde:

$$K = 3.00$$

$$C = \frac{0.05}{(T)^{1/3}}$$

El código SEAC (U.S.A.) limita los valores del producto KC a un máximo y un mínimo de 0.25 y 0.12 respectivamente.

Los pilares de fundación para tanques elevados serán interconectados por arriostres de acero o concreto armado. Cuando es soportada por pilotes o caissones, también serán requeridos arriostres diagonales.

4.2.1. Ejemplo de diseño de un tanque elevado:

Nota: Estos ejemplos de diseño son para ilustrar principios, factores y conceptos que involucran un diseño sísmico. Estos no son necesariamente obligatorios, ya que otros medios equivalentes o detalles complementarios con estos ejemplos, y otros manuales de especificaciones a-

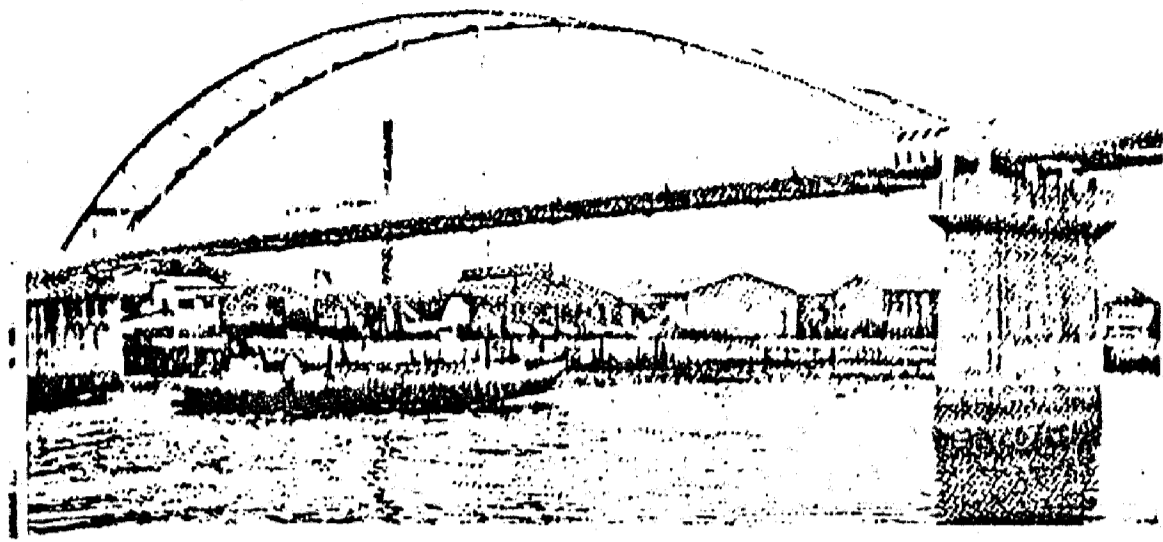


Fig. n° 18.- Puente de Tubos diseñado con medidas antisísmicas
Dos tubos de ϕ 1100 mm de 71 M. de largo y con una
separación de 26 Mts.

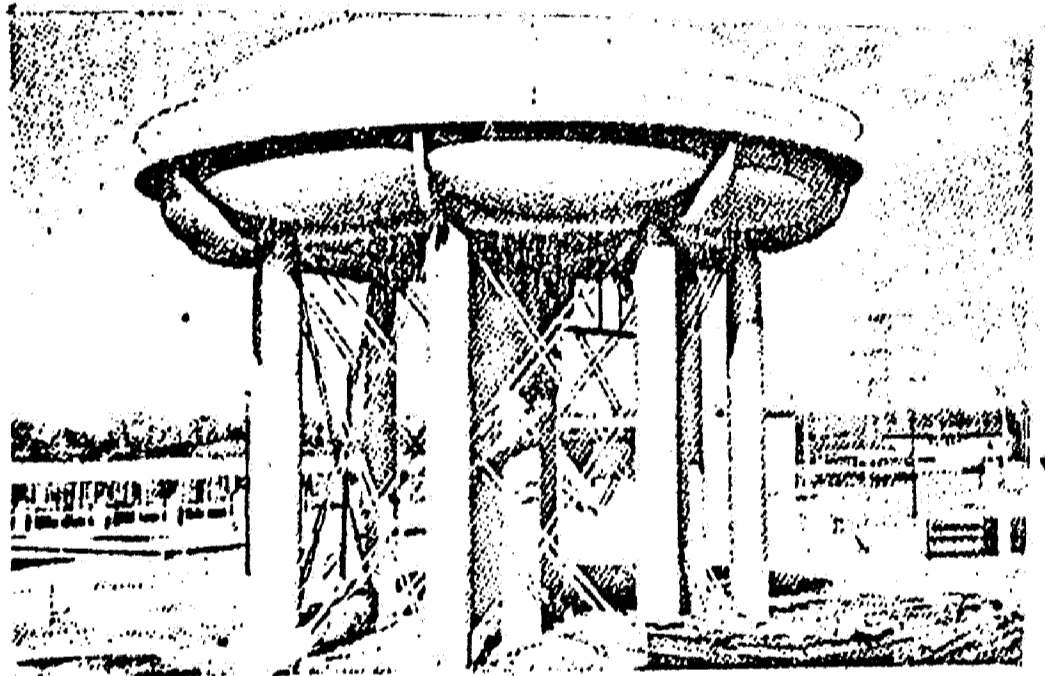


Fig. n° 19.-Tanque Elevado de Acero para agua
Diseñado antisísmicamente con una
capacidad efectiva de 1,000 Mts.³
16.6 Mts. de altura y 17.4 Mts. de
diámetro

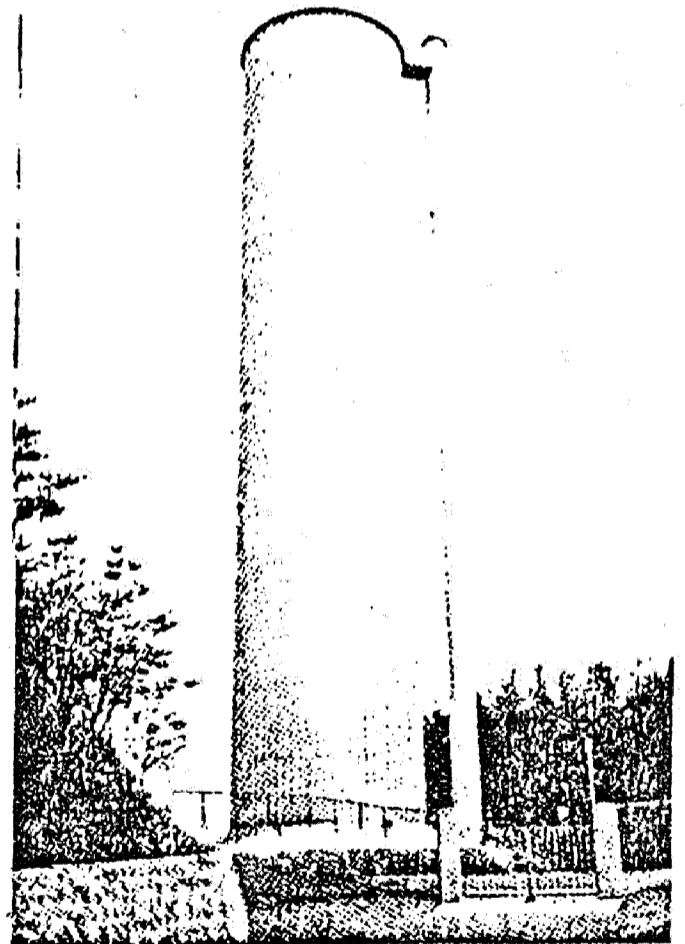


Fig. n° 20.- Tanque de Acero diseñado
antisísmicamente, de 41
Mts. de altura y 8 Mts de
diámetro.

plicables pueden ser empleados:

Descripción de la estructura: (Fig. 21)

Es un tanque de agua de acero para 100,000 galones sobre una torre arriostrada de 114.5 pies de altura.

Cargas laterales:

Donde: $V = ZKW$
 $Z = 1.0$, $K = 3.00$
 $W =$ Peso del tanque mas agua
 $C =$ Coeficiente sísmico.

Cálculo de W:

Despreciamos el peso de la torre y asumimos que los arrios -- tres solamente sufren tensión.

Para 100,000 galones:

Peso del agua : 833^K
Peso del tanque : $\frac{100}{K}$
Agua + tanque : 933^K

$$\therefore W = 933^K$$

Cálculo de C:

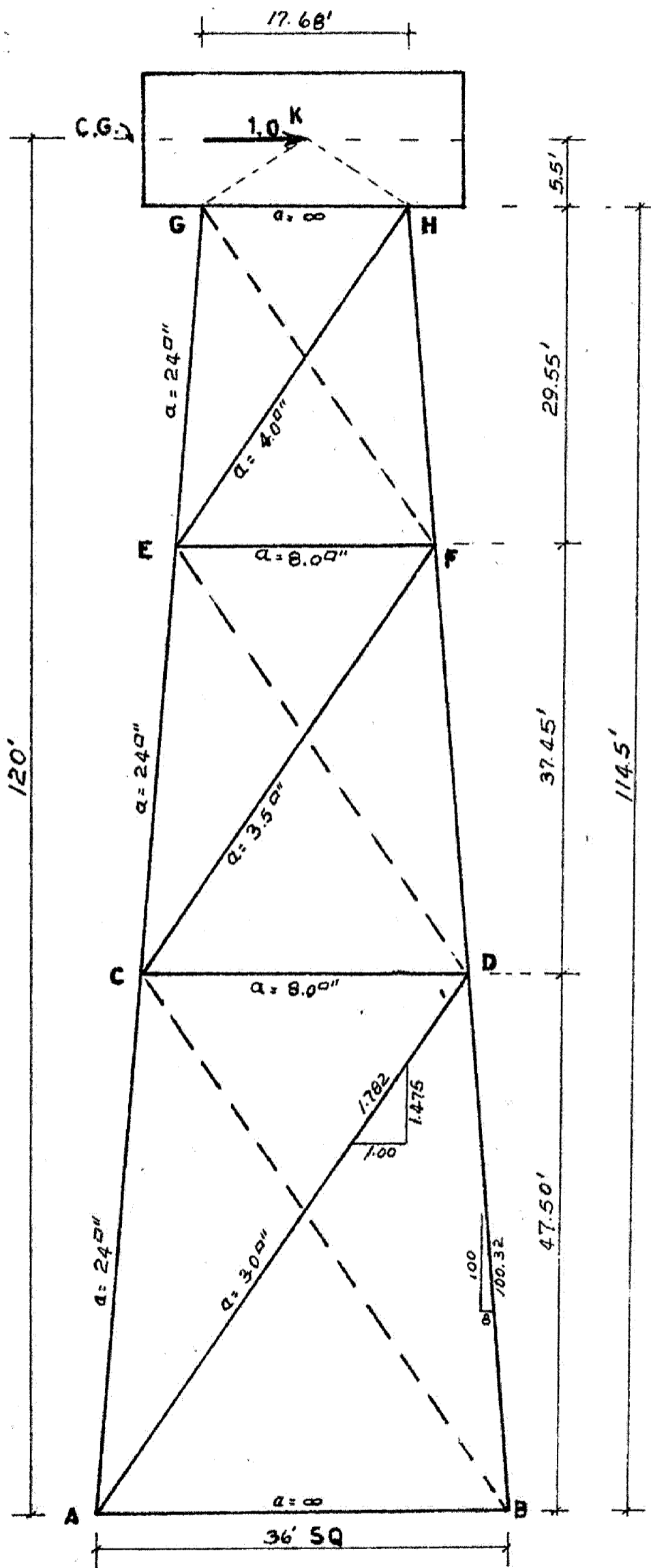
Sabemos que $C = \frac{0.05}{(T)^{1/3}}$ donde $T =$ Periodo (Sgds.)

Por la fórmula: $T = 2\pi (m/K)^{1/2}$

Donde: $m =$ masa = $\frac{W^K}{g}$ (pulg/sg²)

$K =$ Constante del resorte

Si una carga lateral de 1.0^K es aplicada en el centro de gravedad del tanque:



1.786
 1.00 1.480
 Inclinación de diagonales en el lado del Plano.

Fig. Nº 21

$$K = \frac{1.0}{S} \quad \text{Donde } \delta = \text{Deflexión lateral del tanque debido a una carga de } 1.0^K$$

Cálculo de la Deflexión D:

Miembro	L	A	u	u ² LA
AB	36.00	∞	+ 0.134	0.000
AD	57.50	3.0	+ 0.474	4.300
AC	47.80	24.0	+ 1.283	3.270
BD	47.80	24.0	- 1.678	5.600
CD	28.40	8.0	- 0.296	0.310
CF	45.30	3.5	+ 0.598	4.620
CE	37.70	24.0	+ 0.787	0.970
DF	37.70	24.0	- 1.283	2.580
EF	22.40	8.0	- 0.374	0.390
EI	35.80	4.0	+ 0.758	5.140
EG	29.70	24.0	+ 0.156	0.030
FH	29.70	24.0	- 0.787	0.077
GH	17.68	∞	- 0.487	0.000
S :				27.987

De la fórmula: $\delta = P \int \frac{u^2 L}{AE}$

Para 1.0^K de carga lateral en la torre, 0.5^K a cada lado se tiene:

$$\delta = \frac{27.987 \times 12 \times 2}{30,000} = 0.0224''$$

$$\therefore T = 2 \pi \sqrt{\frac{W \times \delta}{1.0 \times g}} = 2 \pi \sqrt{\frac{W \times \delta}{32.2 \times 12}}$$

$$T = 0.32 \sqrt{W \times \delta}$$

$$T = 0.32 \sqrt{933 \times 0.0224}$$

$$T = 1.462 \text{ seg.}$$

$$\therefore C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{1.462}} = \frac{0.05}{1.135} = 0.0441$$

$$C = 0.0441$$

$$\therefore ZKC = 1.0 \times 3.0 \times 0.0441 = 0.1323$$

Como $ZKC = 0.1323$ cae dentro del límite de 0.25 a 0.12, se usa para el cálculo de la carga lateral:

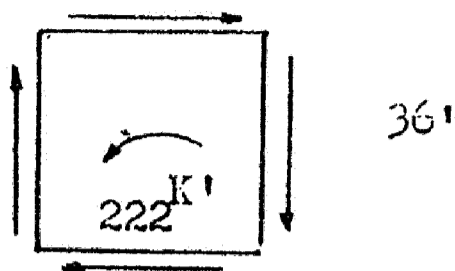
$$V = ZKCW = 0.1323 \times 933 = 123.3^K$$

Esfuerzos en los miembros por carga aplicada paralela al eje mayor.

Miembros	$u \times V$ $V = 123.3$		Esf. por carga directa	Esf. por carga excéntrica	Esf. Total	Esf. Uni- tario.
AB	+0.134	V	16.5	0.80	17.3	-
AD	+0.474	V	58.5	2.90	61.4	20.50
AC	+1.283	V	158.2	0.00	158.2	6.60
BD	-1.678	V	-207.0	0.00	-207.0	8.63
CD	-0.296	V	-36.5	-1.80	-38.3	4.79
CF	+0.598	V	73.7	3.70	77.4	22.10
CE	+0.787	V	97.1	0.00	97.1	4.05
DF	-1.283	V	-158.2	0.00	-158.2	6.60
EF	-0.374	V	-46.2	-2.30	-48.5	6.06
EH	+0.758	V	93.4	4.70	98.1	24.50
EG	+0.156	V	19.2	0.00	19.2	0.80
FH	-0.787	V	-97.1	0.00	-97.1	4.05
GH	-0.487	V	-60.1	-3.00	-63.1	-

Esfuerzos debido al 5% de excentricidad:

$$Nt = 0.05 \times 36 \times 123.3 = 222^K$$



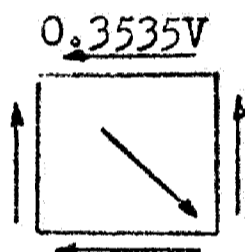
Cortante sobre cada uno de los lados: $\frac{222}{4 \times 18} = 3.08^{\text{K}}$

Esfuerzos en cada uno de los miembros del entramado:

$$\frac{3.08}{123.3/2} \times (\text{Esf. por carga directa})$$

Los esfuerzos en las columnas es igual a cero (0)

Carga ubicada a 45° con respecto al eje mayor de la torre



Calculando el periodo con este tipo de carga, nos da:

$$T = 1.49 \text{ seg.}$$

$$\therefore ZKC = 0.1313$$

$$\text{y } V = 122.5^{\text{K}}$$

Los esfuerzos en los horizontales y las diagonales para esta condición de carga no se toma en cuenta en el diseño.

El máximo esfuerzo en la columna será:

$$p = \frac{122.5 \times 120 \times 1.007}{1.414 \times 36} = 291^{\text{K}} > 207^{\text{K}}$$

Por lo tanto se diseña la columna para 291^K debido a cargas sísmicas y 235^K debido a cargas verticales.

4.3. TANQUES VERTICALES (SOBRE EL SUELO)

En este caso se usará la fórmula básica:

$$V = Z C_p W$$

Para estos tipos de tanques, el valor de C_p será 0.1, W será el peso del tanque mas el contenido efectivo. Donde el líquido en un tanque no es rígidamente contenida, la masa efectiva y el centroide del líquido serán determinados usando los gráficos A y B de las figuras 22 y 23 respectivamente.

Para tanques que contienen líquidos sumamente viscosos, la masa efectiva será considerada la misma como la masa total. Para tanques de presión, la masa efectiva será considerada la masa entera del tanque mas el contenido.

Los puntos críticos de interés en el diseño sísmico son las tensiones en los enlaces de unión alrededor de la periferia de la base del tanque, el esfuerzo cortante, los vuelcos sobre la base del tanque y la comprensión formada por la curvatura del casco del tanque.

El tanque será diseñada como viga en cantilever debido a las fuerzas laterales, combinada con otras tensiones que son aplicadas

La base será diseñada de suerte que no haya tensión teórica neta entre el pié de la base y el suelo portante. La resistencia al deslizamiento será desarrollada de manera positiva sin tener en cuenta la fricción entre el tanque y el cojinete que lo soporta. Varios tipos de soporte pueden ser usados de acuerdo al valor de la capacidad portante del suelo. Una pared circular como soporte de concreto armado es frecuentemente económico. En cualquier caso, la base de acero del tanque, exclusivo de los tanques de pared deben descansar sobre suelo bien compactado o grava.

Las uniones de la base empernadas, para resistir volcaduras, se-

GRAFICO: A

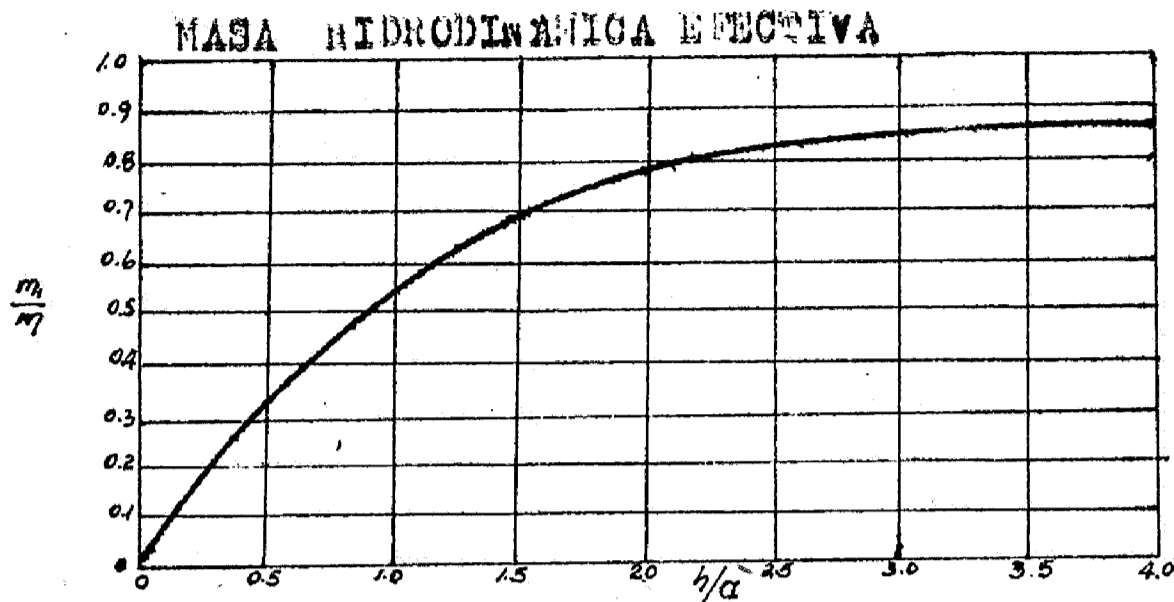


Fig. Nº 22

Relación de la masa hidrodinámica efectiva m_e , referida a la masa total m del fluido de profundidad h de un tanque de radio a

GRAFICO: B

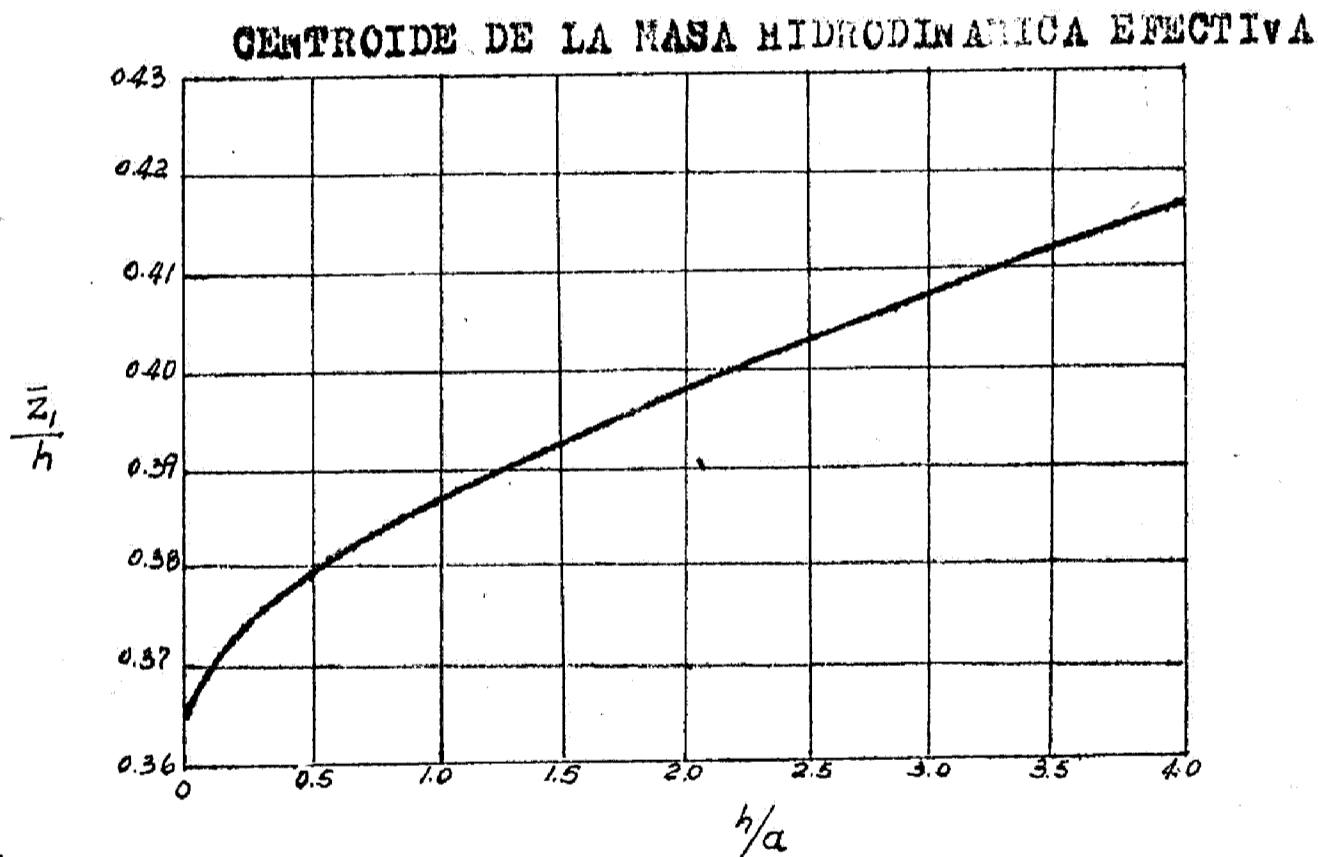


Fig. Nº 23

Relación del centroide de la masa hidrodinámica efectiva z de profundidad h dentro de un tanque de radio a

Nota: LOS DATOS USADOS EN LOS GRAFICOS ESTAN BASADOS EN LAS INVESTIGACIONES HECHAS POR LYDIC S JACOBSEN Y LOS RESULTADOS PUBLICADOS EN BOLETINES DE LA SOCIEDAD FISIOLOGICA DE AMERICA (vol. 39 n° 3, Jul 49, Etc.)

rán diseñadas para resistir toda tensión elevada.

4.3.1. Ejemplo de diseño de un tanque vertical (Sobre suelo)

Descripción de la estructura:

Un tanque de acero para agua sobre una placa de concreto de alta calidad; Fig. 24.

Cargas laterales:

$$F_p = Z C_p W_p$$

Donde: $Z = 1.0$

$$C_p = 0.10$$

W_p = Masa hidrodinámica efectiva mas el peso del tanque.

Dado: 100,000 galones

$$C_p = 0.10$$

Diám. = 24 pies

Altu. = 30 pies

Altura de agua:

$$h = \frac{100,000}{7.48 \times \pi \times (12)^2} = 29.5 \text{ pies}$$

Peso del agua: $100,000 \times 8.33 = 833,000$ libs.

asumimos peso del tanque = 30,000 "

Asumimos que el centroide del tanque está a 18.5 pies encima de la base y para fines de diseño consideramos que el tanque es abierto.

Masa efectiva hidrodinámica del agua:

$$\frac{h}{a} = \frac{29.5}{12} = 2.46$$

$\therefore \frac{m'}{m} = 0.82$ (ver gráfico A).

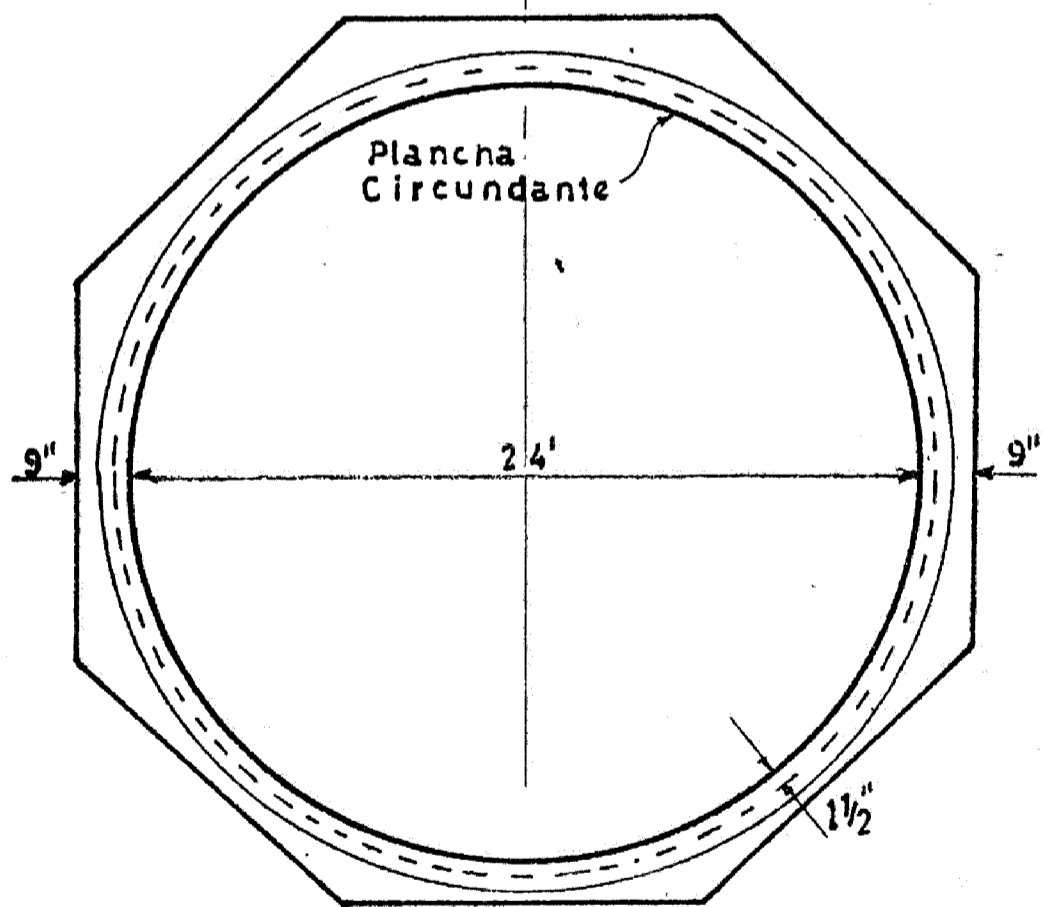
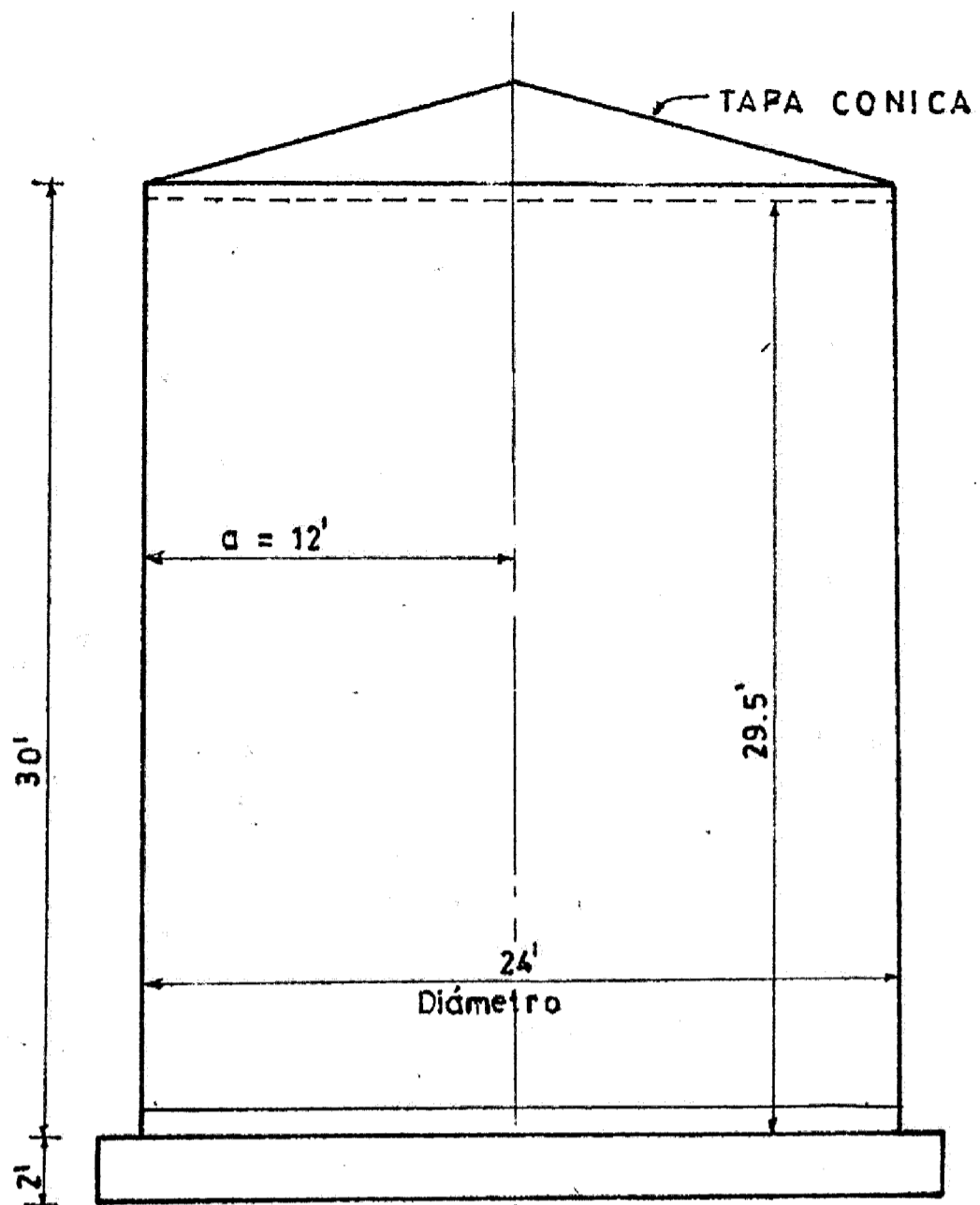


Fig. N° 24

Máxima fuerza horizontal debido al agua:

$$F = 833' \times 0.82 \times 0.10 = 68.4^K$$

Centroide de la fuerza horizontal debido al agua (Ver gráfico B)

con $\frac{h}{a} = 2.46$ nos dá que, $\frac{\bar{Z}'}{h} = 0.402$ $\therefore \bar{Z}' = 0.402 \times 29.5 = 11.87$ ps.
encima de la base

Unión del tanque a la base:

$$\text{Fuerza horizontal:} = 68.4^K + 3.0^K = 71.4^K$$

$$\text{Momento: } 68.4 \times 11.87 + 3.0 \times 18.5 = 812 + 55.5 = 868 \text{ K}'$$

Módulo de sección de la plancha circundante (del tanque)

$$= \pi R^2 = 3.14 (12.12)^2 = 469 \text{ ps}^2$$

$$\frac{M}{S} = \frac{868}{469} = 1.85 \text{ K}' \text{ Tensión o compresión}$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } \frac{71.4}{2\pi \times 12.12} = 0.93 \text{ K}'$$

Para un perno de $\phi = 7/8$ pulg. es permitido una cortante de 2.0^K

Separación entre pernos:

$$\text{Usar 28 pernos de } 7/8 \phi \quad 2 \times 1.33 + 0.93 = 2.86 \text{ ps.}$$

(2' - 8 1/4" \pm o.c)

$$f_v = 2.0/0.6 = 3.3 \text{ KSI (Asumiendo la cortante horizontal resistida por los anclajes empernados)}$$

$$f_t = 28 - 1.6 \times 3.33 = 22.67 \text{ KSI} > 20 \text{ KSI}$$

$$\text{usar } F_t = 20 \text{ KSI (A.I.S.C. 1.6.3)}$$

Peso del tanque:

$$\frac{30}{\pi} \times 24.25 = 0.39 \text{ K}'$$

Carga en cada perno:

$$(1.85 - 0.39) \times 2.86 = 4.11 \text{ K/perno}$$

$$\text{Tensión efectiva: } = \frac{4.11}{0.462} = 6.66 \text{ K.S.I.} < 20.00 \text{ KSI} \quad \text{Ok.}$$

Diseño de la conexión empernada para una condición máxima. (Se asumirá una capacidad de tensión del perno).

Cortante en la soldadura de las placas de refuerzo: (Ver figura Nº 25).

Capacidad de tensión de un perno: 9.23 K (A.I.S.C.)

$$M = 9.23 \times 1.5/12 = 1.15 \text{ K'}$$

$$f_{II} = \frac{1.15 \times 1000}{1 \times 12} = 96 \text{ lbs/pulg. de sold.}$$

$$96 < \frac{3}{16} \times 0.707 \times 18,000 = 2385 \text{ lbs/pulg. de sold.}$$

$$f_v = \frac{9.23 \times 1000}{12 \times 0.375} = 2050 \text{ lbs/pulg.} < 18,000 \text{ lbs/pulg.}; \text{ los esfuerzos sobre la soldadura están ok.}$$

Pernos de anclaje: $f'_c = 3000 \text{ PSI}$ (Ver figura Nº 25)

Capacidad permisible (Esfuerzo de trabajo)

$$= \frac{0.85 \times 0.7 \times 3000}{1.7} = 1050 \text{ PSI}$$

Area requerida para desarrollar toda capacidad del perno:

$$= 9230 / 1050 = 8.8 \text{ pulg.}^2$$

Tomando PL: $3 \frac{1}{4}'' \times 3 \frac{1}{4}'' \times \frac{3}{4}''$

$$A = 10.55 - 0.60 = 9.95 \text{ pulg.}^2$$

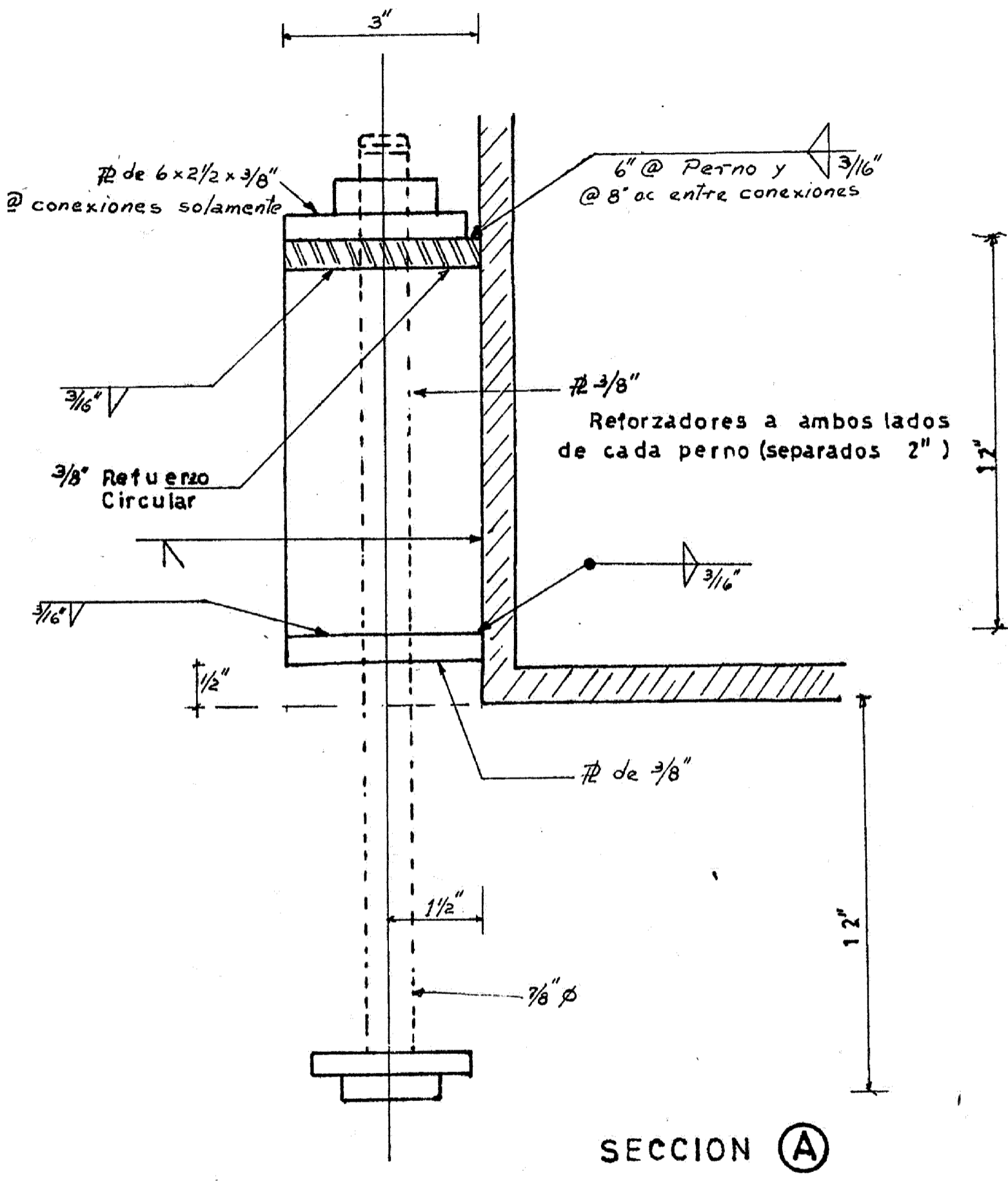


Fig. N° 25

$$\therefore \frac{9230}{9.95} = 928 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\therefore W = 928 \times 3.25 = 3020 \text{ lb/pulg.}$$

$$M = \frac{3020 \times (1.625)^2}{2} = 4000 \text{ lb-pulg.}$$

$$S = \frac{(3.25 - 0.875 - 0.1887) \times 0.75^2}{6} = 0.205 \text{ pulg}^3$$

$$\therefore f_b = \frac{4000}{0.205 \times 1000} = 19.5 \text{ KSI} < 22 \text{ KSI} \quad \text{--ok.}$$

Revisión de la cortante alrededor de cada perno:

Longitud de anclaje = 12 pulg.

Capacidad última del perno = $9.23 \times 1.7 = 15.7^k$

d = 12 pulg.

Area periférica alrededor del perno de anclaje:

$$= \left(2 \times \frac{12}{2} + 3.25\right) \times 4 \times 12 = 732 \text{ pulg}^2$$

$$v_u = \frac{15.7 \times 1000}{732} = 21.5 \text{ PSI} < 4\sqrt{f'_c} \quad \text{ó} \quad 218 \text{ PSI} \quad \text{-- Ok.}$$

Chequeo de los esfuerzos sobre la pared del tanque (Gaylord y - Gaylord).

Espesor de la pared del tanque : 3/8 pulg. (Ver fig. 26 a)

Radio del tanque : 12 ps.

Esfuerzos en la pared debido a la presión interna:

$$f' = \frac{P \cdot r \cdot h}{\text{Area secc. " T "}}$$

$$= \frac{62.4 \times 29.5 \times 12 \times 1}{15 \times 0.275}$$

Siendo $h = 1$ pié

$$\therefore f' = 3920 \text{ PSI}$$

Esfuerzos debido a la tensión en los pernos de anclaje (capacidad total del perno).

1) Esfuerzos de tensión en el elemento circular: La tensión " T " en un perno de anclaje a un ángulo θ basado sobre la suposición que ellos son conservativos:

$$T_1 = \text{Tensión máxima cuando } \theta = 0^\circ$$

$$\text{y } T_g = 0 \text{ cuando } \theta = \pm 90^\circ$$

$$\therefore T_1 = 9230 \text{ lbs.}, T = T_1 \text{ Cos } \theta \quad T = 9230 \text{ Cos } \theta$$

Momento sobre los pernos de conexión a la pared del tanque debido a la excentricidad de los pernos de anclaje:

$$T = 9230 \text{ Cos } \theta \text{ lbs.} \quad e = 1.5 \text{ pulg.}$$

$$\therefore M = 9230 \times 1.5 \text{ Cos } \theta$$

Fuerza radial resistente en cada punto de apoyo:

$$= \frac{9230 \times 1.5 \text{ cos } \theta}{12} = 1152 \text{ Cos } \theta \text{ lbs.}$$

$$= 1152 \text{ lbs. como máximo cuando } \theta = 0^\circ$$

Espacio entre pernos : 2.36 ps.

Magnitud de la fuerza radial resistente en lbs/pié a un ángulo θ .

$$\frac{1152 \text{ Cos } \theta}{2.36} = 494 \text{ Cos } \theta \text{ lbs/pié} = q \text{ lb/pié}$$

Componente X de un incremento (F) de la fuerza resistente (Ver fig. Nº 26).

$$\Delta F^X = 404 \text{ Cos } \theta (r\Delta\theta) \text{ Sen } \theta$$

Resultante de la fuerza radial resistente en la dirección X en un cuadrante:

$$F^X = 404r \int_0^{\pi/2} \text{Cos } \theta \text{ Sen } \theta \, d\theta$$

$$F^X = 2420 \quad \bar{y} = \frac{404r^2 \int_0^{\pi/2} \text{Sen } \theta \text{ Cos } \theta \, d\theta}{2420} = 8 \text{ pies}$$

Máxima fuerza sobre la sección del refuerzo circular al tanque (Sección o corte B) Fig. Nº 26 a.

$$= \frac{2420 \times 20}{24} = 2020 \text{ lbs}$$

$$f_2 = \frac{2020}{(12 + 3) \times 0.375} = 358 \quad \therefore f_2 = 358 \text{ PSI}$$

2) Esfuerzo de flexión en los elementos del círculo basado en la suposición de conservación y que todos los pernos están sujetos a su máxima capacidad de tensión sin considerar el ángulo θ (Roark 1943).

$$\text{Momento} = Wr (0.3183 - 1/2 \text{ Sen } \theta) \rightarrow W \text{ máxima} = 1152 \text{ lbs.}$$

$$\theta_1 = \frac{360}{28} = 12.857^\circ$$

$$\text{Momento máximo resultante: } M = 1152 \times 144 \times 0.33 = 5490 \text{ lb-pié}$$

Módulo de sección de la sección B (Ver fig. Nº 26 b)

$$\bar{y} = \frac{0.375 \times 3 \times 1.5 + 0.375 \left(\frac{0.375 + 3}{2} \right)}{0.375 \times 3 + 0.375 \times 12} = \bar{y} = 2.85 \text{ pulg.}$$

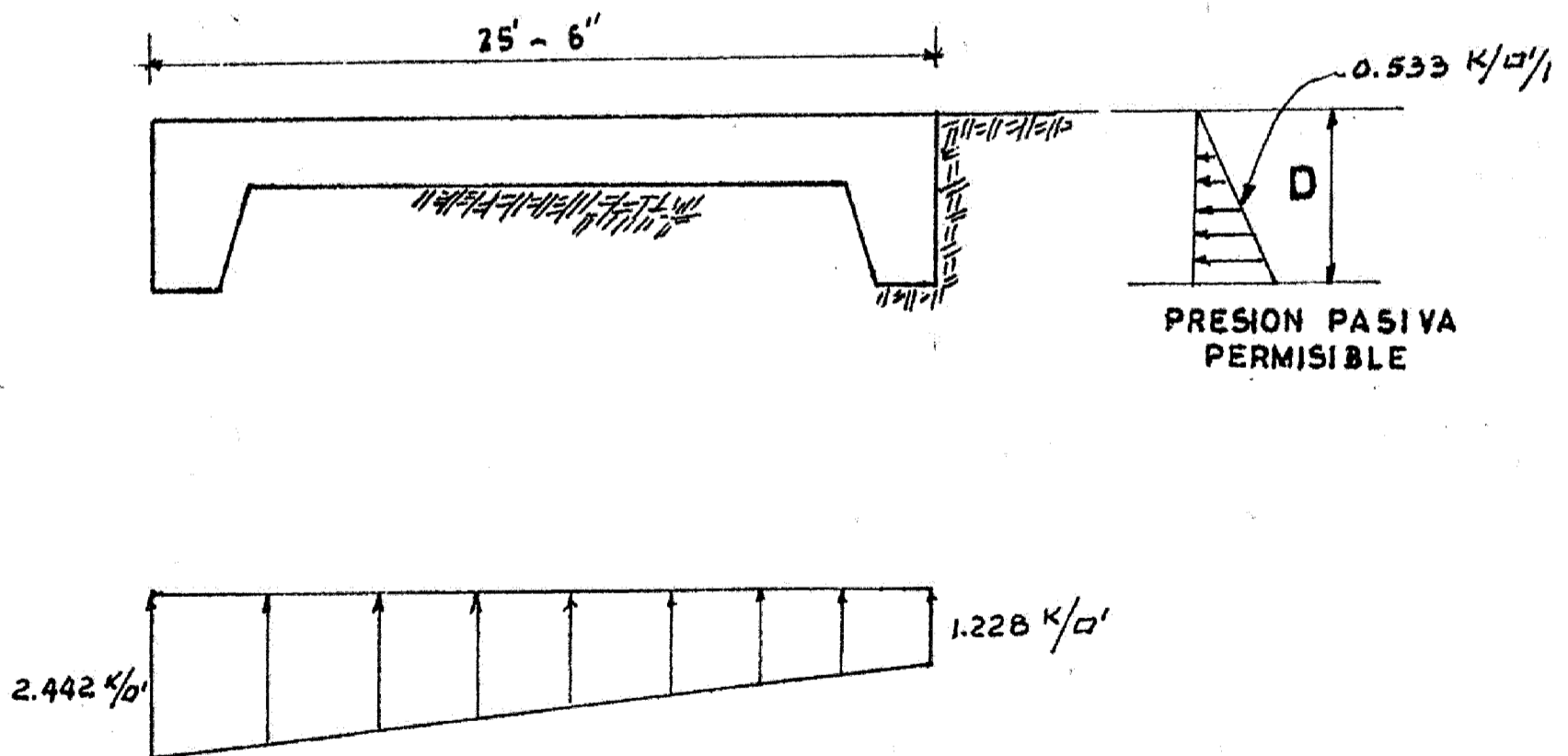
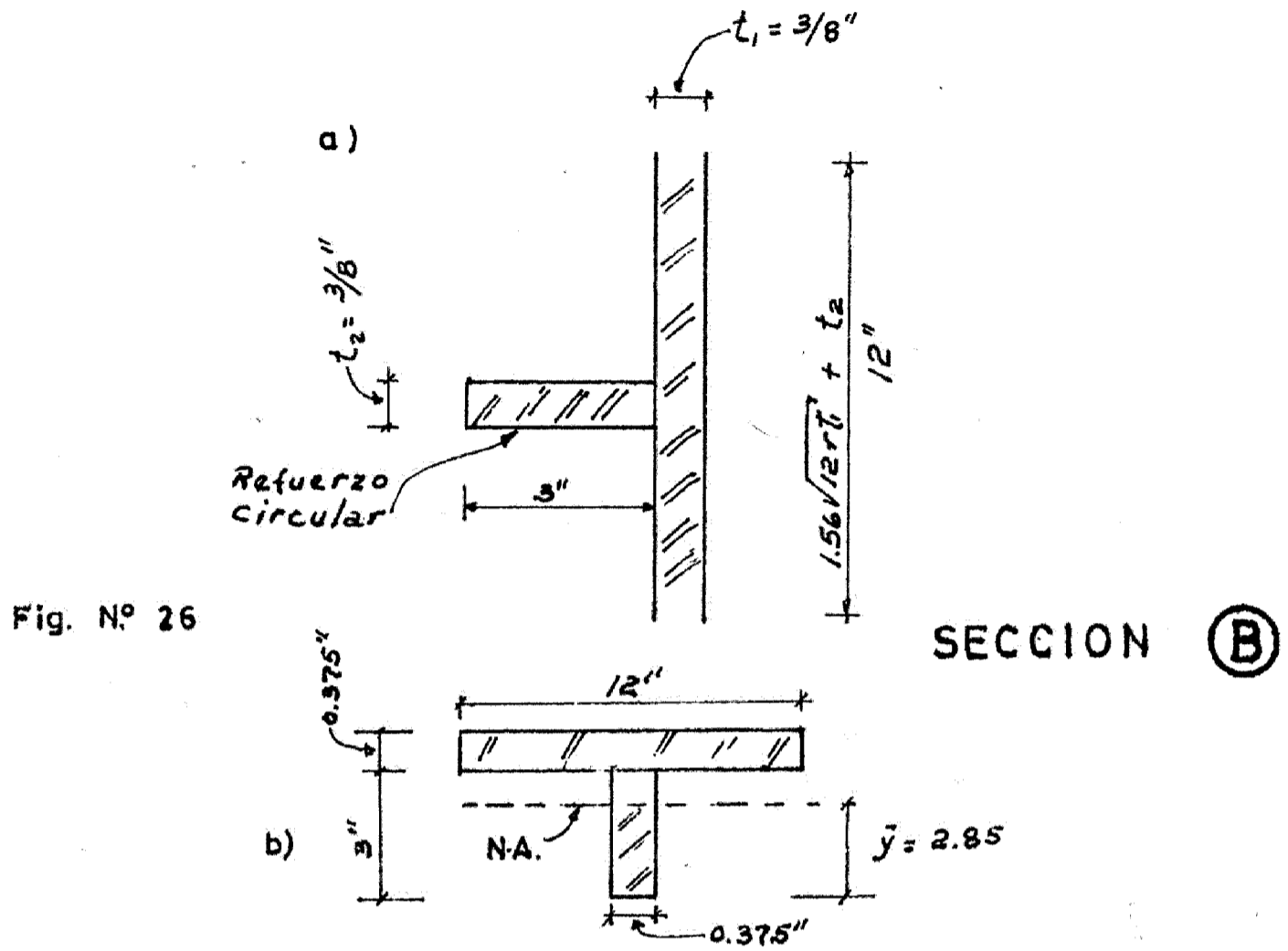


Fig. N° 27

$$I = I_1 + A_1 d_1^2 + A_2 d_2^2 + I_2$$

$$I = \frac{0.375 \times 3^3}{12} + 0.375 \times 3 \times 1.35^2 + \frac{12 \times 0.375^3}{12} + 0.375 \times 12 \times 0.338^2 = 3.46 \text{ pulg}^4$$

$$\therefore S = \frac{3.46}{2.85} = 1.87 \text{ pulg}^3$$

$$f_3 = \frac{M}{S} = \frac{5490}{1.87} = 2930 \text{ PSI}$$

Suma de esfuerzos en la sección B

$$f = f_1 + f_2 + f_3 = 3920 + 358 + 2930 = 7208 \text{ PSI} < 22,000 \text{ PSI} \quad \text{ok.}$$

Diseño de la Base: (Ver fig. Nº 27)

$$\text{Area de la base} = 4 \times 12.75 \times 10.60 = 540 \text{ pies}^2$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{540 \cdot [12 (12.75)^2 + (10.6)^2]}{48} = 23210 \text{ pies}^4$$

Carga vertical:	Agua :	833 ^k
	Tanque :	30 ^k
	P.P (0.3K/pié ²)	<u>155^k</u>
		1018 ^k

$$\text{Presión media del suelo: } \frac{1018^k}{540 \text{ pié}^2} = 1.885 \text{ K/pié}^2$$

$$\text{Momento de volteo : } 68.4 \times 13.87 + 3.0 \times 20.5 = 1012 \text{ K-p}$$

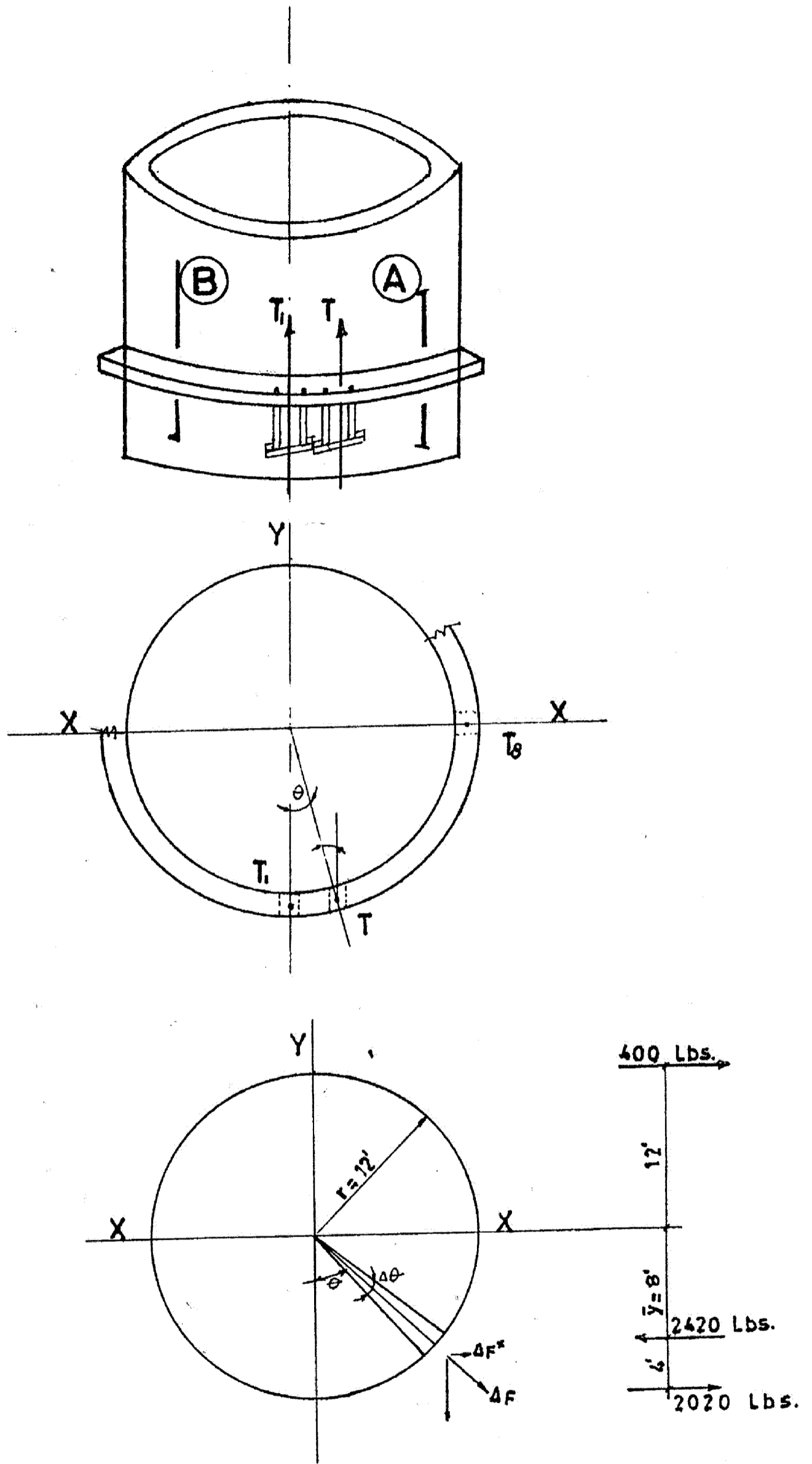


Fig. No 28

$$\therefore \pm \frac{M}{I} = \frac{1012 \times 12.75}{23210} = \pm 0.557 \text{ K/pié}^2$$

Carga horizontal $F = 68.4 \text{ K}$

Asumiendo una base a un grado tope y una presión pasiva permisible de:

$$0.4 \text{ K/pié}^2/\text{pié} \times 1.33 = 0.533 \text{ K/pié}^2/\text{pié}$$

y asumiendo un ancho de 25 pies 6 pulg. (25' - 6")

Tenemos:

$$\frac{0.533 \times D^2}{2} \times 25.5 = 68.4 \text{ K}$$

$$D^2 = 10.07 \quad \text{de donde}$$

$$D = 3.2 \text{ pies} \quad (3' - 3'')$$

NOTA: Bases reforzadas pueden ser diseñadas usando métodos convencionales.

4.4. TANQUES HORIZONTALES (SOBRE EL SUELO)

La fórmula básica a ser usada será:

$$V = C_p ZW$$

Para este tipo de tanques, el valor de C_p será 0.1

Los puntos críticos de interés en el diseño sísmico son las tensiones en los cojinetes y el pié de la base. La presión del suelo en la dirección transversal, debido a una volcadura puede ser crítica. La resultante de fuerzas debe caer siempre dentro del tercio medio del pié de la línea de base.

4.4.1. Ejemplo de diseño de un tanque horizontal (sobre el suelo)

Es un tanque de acero, sobre cojinetes de concreto armado so
bre placas de concreto. (Ver Fig. Nº 29)

Cargas laterales:

$$F_p = Z C_p W_p$$

Donde:

$$Z = 1.00$$

$$C_p = 0.10$$

$$W_p = \text{Peso del tanque mas el contenido.}$$

Capacidad: 20,000 galones

Diámetro : 11 piés

Longitud : 25 piés

$$W_p = 200,000 \text{ lbs.}$$

$$\text{Fuerza sísmica lateral: } F_p = Z C_p W_p \quad C_p = 0.10$$

$$\therefore F_p = 1.0 \times 0.10 \times 200,000 = 20,000 \text{ lbs.}$$

Es decir 10,000 lbs. en cada cojinete.

Diseño de las abrazaderas: Para el caso, de este ejemplo asu-
mimos que la reacción está en el nivel A y menospreciamos el peso del tan-
que y su contenido.

$$\therefore M_A = 10,000 \times 4.25 = 42,500 \text{ lib-pié}$$

$$\text{Esfuerzo: } = \frac{42,500}{9} = 4,720 \text{ lbs. en la abrazadera}$$

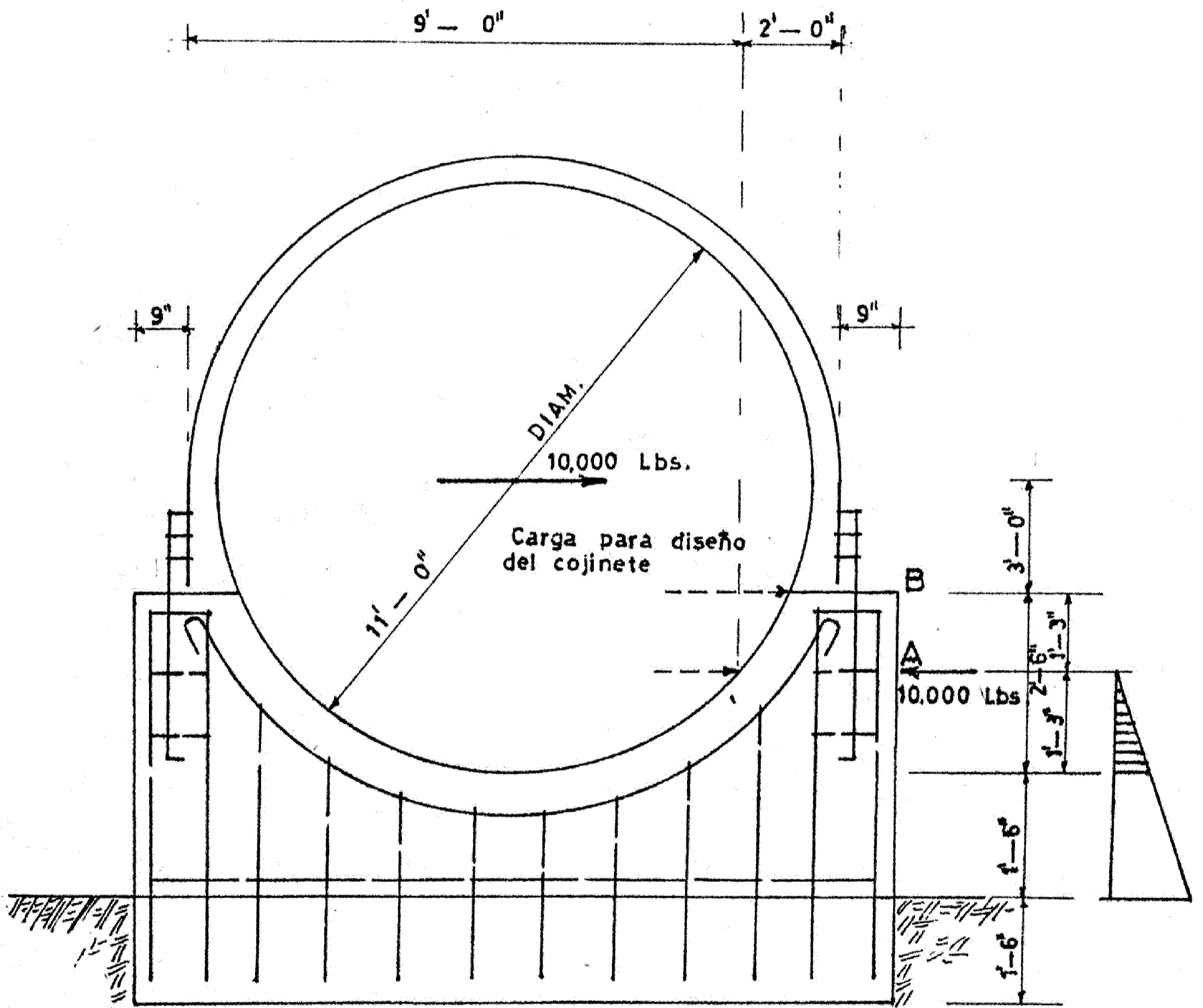


Fig. N° 29

Diseño del cojinete: Asumimos que la carga sobre el pilar será aplicada en el nivel B.

Momento con la carga aplicada en B = $10000 \times 2.5 = 25,000$ lib-pié, diseño de esfuerzo para resistir momentos curvados de acuerdo al procedimiento standard.

Diseño de la Base: Momento total de volteo:

$$M = 20,000 \times 8.5 = 170,000 \text{ lib-pié}$$

$$\text{Base } (12' - 6") \times (24' - 0") = A = 12.5 \times 24 = 300 \text{ pies}^2$$

$$\text{Módulo de sección} = S = \frac{24 \times (12.5)^2}{6} = 626 \text{ pies}^3$$

$$\text{Peso de los cojinetes: } 5880 \times 2 = 11,760 \text{ libs.}$$

$$\text{Peso de la base} = 225 \times 30 = 67,500 \text{ "}$$

$$\underline{200,000 \text{ "}}$$

279,260 libras de peso total.

$$\frac{P}{A} = 279,260/300 = 930.87$$

$$y \quad \frac{M}{S} = \frac{170,000}{626} = 271$$

$$\text{Menor presión: } \frac{930.87 - 271.0}{2} = 659.87 \text{ lib/pié}^2$$

$$\text{Mayor presión: } \frac{930.87 + 271.0}{2} = 1201.87 \text{ lib/pié}^2$$

La resultante cae dentro del tercio medio.

Volcaduras sobre el soporte es despreciable y no se incluye en este cálculo.

Diseño del cojinete: $M_A = M_B$ Cerca a la base del tanque
 $= 10,000 \times 1.25 = 12,500$ lib-pié

Cerca a los pies: $10,000 \times 2.75 = 27,500$ lib-pié Diseño de es fuerzas para resistir momentos de curvatura de acuerdo al procedimiento standard.

Diseño de la Base: Diseño de esfuerzos en la base de acuerdo con el procedimiento standard para resistir al cojín $= M = 27,500$ lib-pié.

Momento total $= 20,000 \times 8.5 = 170,000$ lib-pié

Módulo de sección: $S = \frac{12.5 \times (24)^2}{6} = 1200$

de $P/A = 930.87$ y $M/S = \frac{170,000}{1,200} = 142$ se tiene:

Esfuerzo mayor: $\frac{930.87 + 142.0}{2} = 1072.87$ lib/pié²

Esfuerzo menor: $\frac{930.87 - 142.0}{2} = 788.87$ lib/pié²

La resultante cae en el tercio medio; diseño de la base para el suelo mostrado en la fig. Nº 30c de acuerdo al procedimiento standard.

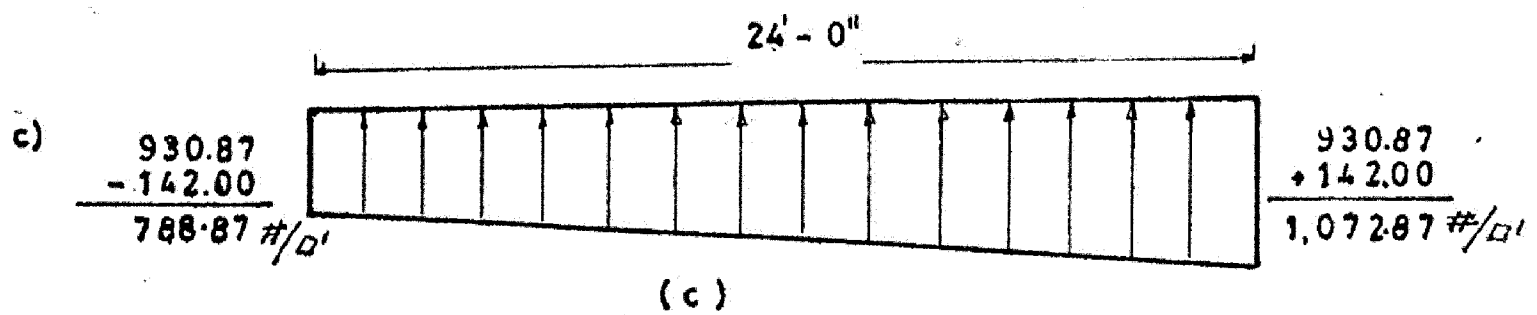
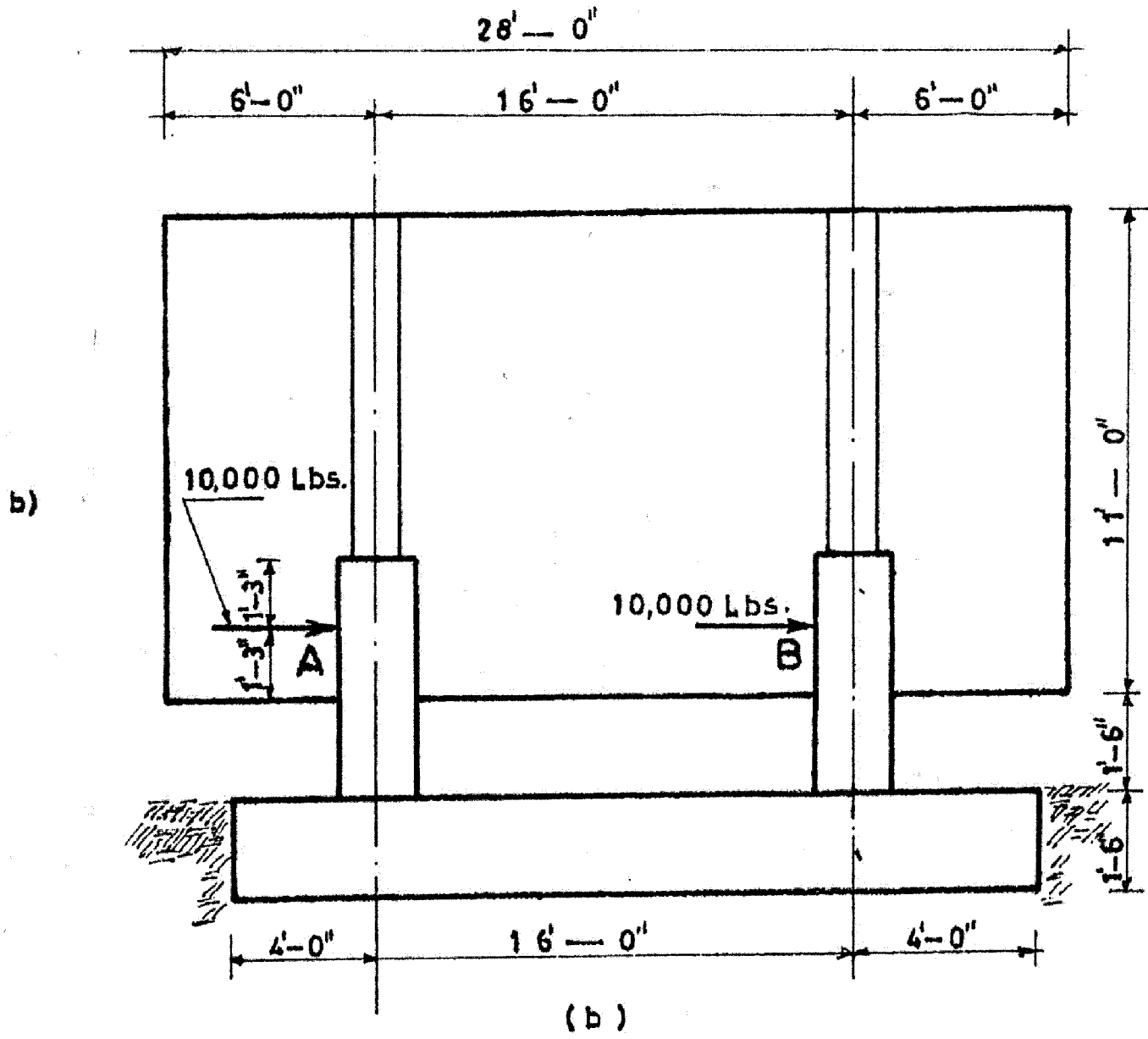
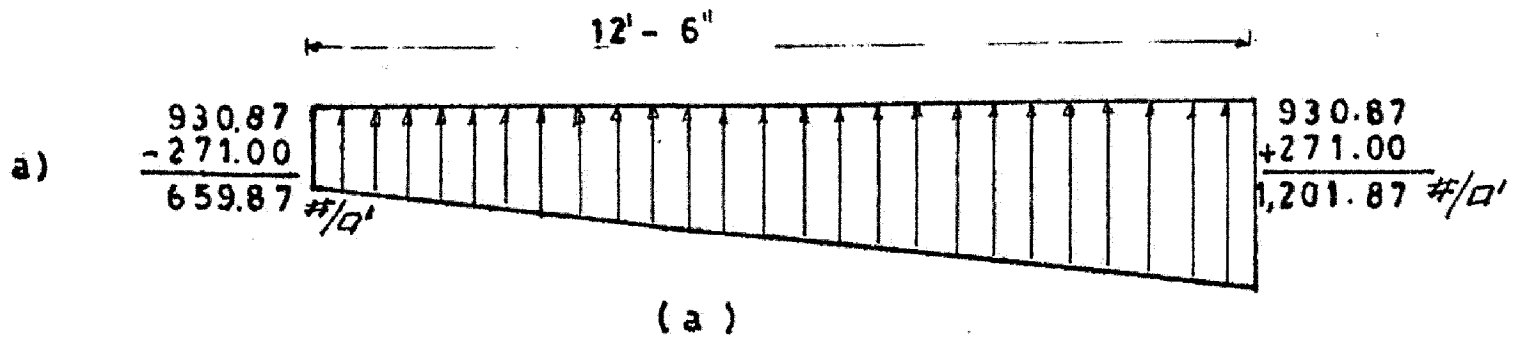


Fig. Nº 30

C A P I T U L O V

TUBERÍAS

5.1. RELACIONES DE PROFUNDIDAD Y DIRECCION DE LOS TUBOS CON LOS DAÑOS SISMICOS.

La destrucción sísmica de las tuberías subterráneas consiste en desconexiones y rupturas. El grado de dureza del suelo está relacionado íntimamente a este daño. La fig. Nº 31 b indica el daño de las tuberías en Tokio causado por el terremoto de Kanto. Al examinar la distribución de las tuberías dañadas se observa que el daño fue mayor en el área entre el Palacio Imperial y el río Furu y el área al Este, entre los ríos Furu y Sumida. En segundo lugar está el área aluvial a la margen izquierda del río Sumida. El daño fue menor en las áreas elevadas, al Oeste de Tokio. La misma característica se observó en la distribución del daño en las líneas de desagüe. La figura Nº 31 a indica el daño a los edificios en Tokyo causados por el mismo terremoto. Es interesante notar que las áreas de destrucción de las tuberías fueron ligeramente diferentes a las de la destrucción de los edificios de madera.

Sin embargo, hay un acuerdo general en cuanto a que el daño fue mayor en las áreas bajas que en las altas. La destrucción de construcciones de madera fue mayor en el lado Este del río Sumida, mientras que la destrucción de las tuberías fue mayor en el área entre el río Sumida y las zonas - mas altas al oeste.

La geología de estos distritos es la siguiente: capas arcillosas diluviales en los distritos elevados y sedimentos aluviales en terreno arenoso en los distritos bajos. Al este del río Sumida, los depósitos aluviales se desarrollan de una manera uniforme mientras que en el área entre el río Sumida y la zona alta del oeste, había capas arenosas con afloramientos espaciados de capas diluviales, siendo la distribución de los estratos del suelo sumamente intrincada. Esto, naturalmente conduce a la suposición de que el movimiento del terreno fue desigual en el último caso. Se piensa que ésta ha sido la causa en el gran daño en las tuberías subterráneas.

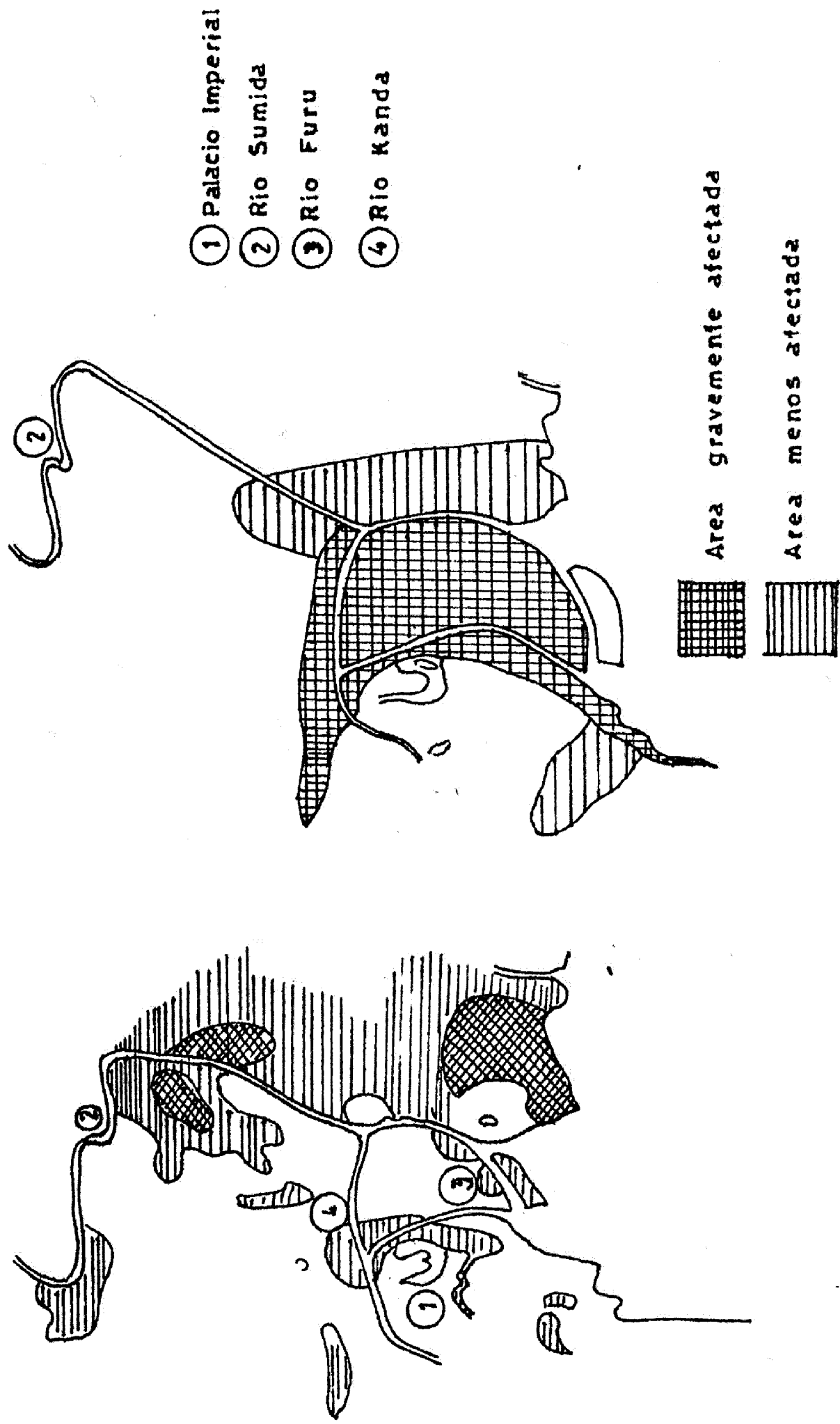


Fig. Nº 31 DAÑO A LOS EDIFICIOS Y A LAS TUBERÍAS DE ABASTECIMIENTO

Según esto, el terreno duro es mejor para instalar tuberías que en terreno blando. Más aún, comparativamente, un terreno blando aunque uniforme es mejor que un terreno compuesto de zonas blandas y duras.

Además de la dureza del terreno, la profundidad de las tuberías influye también en la destrucción que causan los terremotos: En general, - cuando la profundidas es grande, el daño es pequeño. Las tuberías de dis--tribución en la ciudad de Hatano localizada cerca del epicentro del terremoto de Kanto, eran tuberías cerámicas con un diámetro interno de 9 centímetros y no eran de gran dureza, pero mientras que las partes enterradas a 1.20 mts. bajo la superficie fueron destruídas a razón de uno de cada tres tubos, aquellas enterradas a 2.40 m. no sufrieron ningún daño. No había di--ferencias entre estos dos casos en cuanto a la topografía, geología y di--rección de las líneas. La diferencia mostrada en cuanto a la resistencia a los efectos del terremoto, es efecto únicamente de la profundidad de las - tuberías.

Sin embargo, no se puede desprender de esto, inmediatamente que la intensidad sísmica es pequeña a una profundidad de varios metros bajo - tierra. Mas bien se piensa que la mayor profundidad de las tuberías está asociada a un daño menor debido a la mayor presión de la tierra. En cuyo - caso, la profundidad requerida para la resistencia a los terremotos está relacionada al diámetro de la tubería; no habría efecto si la profundidad de las tuberías no aumentara conforme a su diámetro. Juzgando en base a - los daños causados a las tuberías de desagüe en el terremoto de Kanto, re--sulta que el daño es pequeño cuando la profundidad es mayor de tres metros, incluso con tubería de gran diámetro. Sin embargo, desde el punto de vista del mantenimiento, control y facilidad para descubrir y reparar las partes dañadas, conviene pensar cuidadosamente la decisión de hacer las profundi--dades de las tuberías, demasiado grandes. Realmente, en las áreas urbanas, la profundidad de las tuberías se determina usualmente en relación a otras obras subterráneas.

Se puede concebir fácilmente que la dirección en la que están -

colocadas las tuberías y la dirección principal del movimiento vibratorio del sismo, están relacionados al daño en las líneas.

Una tubería se desplaza cuando es objeto de vibraciones en una dirección ortogonal a su orientación. Cuando el desplazamiento es grande, hay gran tensión en las uniones y las tuberías se romperán en dichos puntos. Cuando las tuberías son objeto de vibraciones en la dirección de su orientación, serán arrancadas, desconectadas o chocarán una contra otra formando grietas y rupturas longitudinales. Por eso, si bien puede esperarse que el daño a una tubería está relacionado a su dirección, es, difícil decir en términos generales, cual causará preferentemente el daño.

Las tuberías de agua colocadas en una dirección norte-sur en Fukui fueron seriamente dañadas en el terremoto de esa localidad. En Fukui, la dirección del movimiento de la corteza en este terremoto, fue de norte a sur, y aunque no se conoce claramente la dirección de las vibraciones principales, se puede decir, en base a la dirección del movimiento de las vigas de los puentes en la ciudad que las vibraciones principales tuvieron en general una dirección norte-sur.

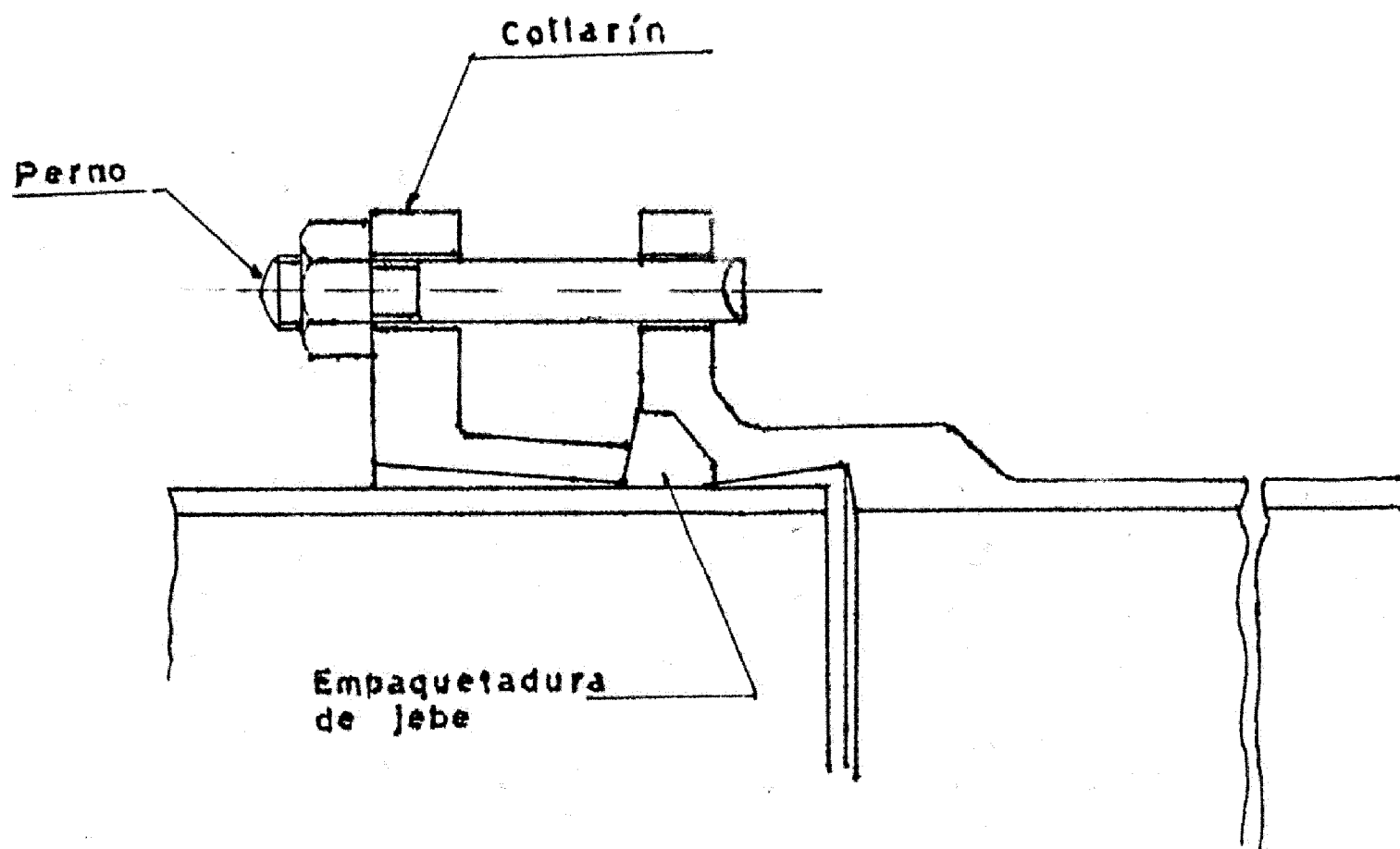
La dirección de las vibraciones principales en Tokyo en el terremoto de Kanto, fue en general de nor-noroeste a sur-sureste. La línea principal de agua de Yodobashi a Hongo de 1,100 mm. de diámetro, tenía una dirección ortogonal a la dirección de las vibraciones, mientras que la línea principal de diámetro, idéntico de Yodobashi a Shiba tenía una dirección general, diagonal a las vibraciones. El terreno consistía de estratos arcillosos en ambos casos y se piensa que no era muy complejo. La primera tubería se quebró en ocho puntos, mientras que la segunda no tuvo ninguna ruptura. En suma, en este caso, la dirección ortogonal a las direcciones principales conllevó un mayor daño a causa del sismo. En este sismo la extensión del daño en relación a la orientación de las tuberías fue analizada sin encontrarse ninguna correlación.

5.2. RELACION ENTRE TIPOS DE TUBOS Y JUNTAS Y LOS DAÑOS SISMICOS:

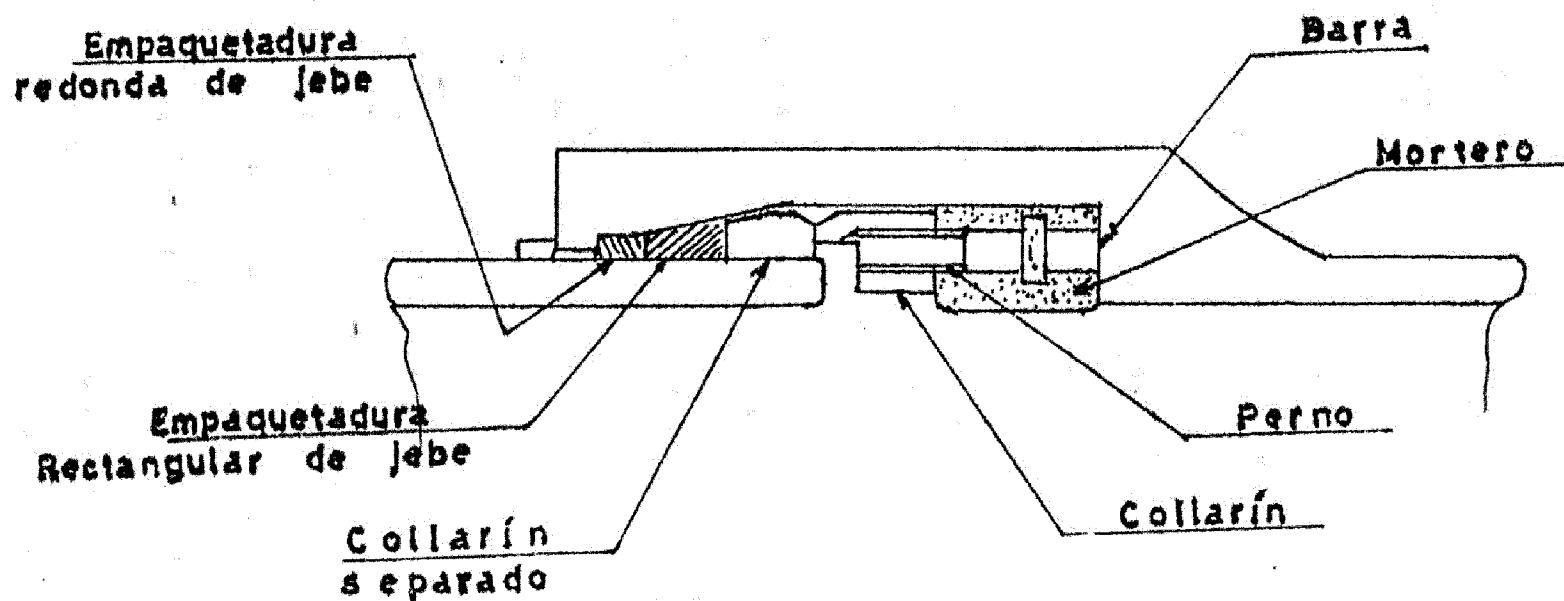
La tubería usada para las líneas de agua son de acero, hierro fundido dúctil, hierro fundido, y de asbesto-cemento. Las tuberías de acero están unidas por medio de soldadura, mientras que las tuberías de hierro fundido, de hierro fundido dúctil y de asbesto-cemento están unidas por acoplamientos. El daño a las tuberías de hierro fundido y asbesto-cemento en los terremotos, consistía en rupturas, agrietamientos, fractura, desconexión y daño a los acoplamientos. El acero y el hierro fundido dúctil, son altamente flexibles por lo que se piensa que el agrietamiento y fractura no puede ocurrir con estas tuberías. La tubería para gas natural de Niigata a Tokyo hecho de acero de alta presión con juntas soldadas no fue dañada por el terremoto de Niigata. Esto prueba que las líneas de acero son resistentes a los movimientos sísmicos. Como las tuberías de acero se unen generalmente en la obra, el trabajo de la soldadura debe ser realizado muy cuidadosamente.

Comparando, la tubería de hierro fundido y la de asbesto, la primera fue mejor en cuanto a la resistencia antisísmica en el terremoto de OffTokachi en 1952. En el terremoto de Niigata las tuberías de asbesto de un diámetro menor a los 100 mm. sufrieron roturas, mientras que las tuberías de un diámetro mayor a los 100 mm. de asbesto y hierro fundido fueron desconectadas.

Para superar los grandes movimientos del terreno, es necesario darles a las tuberías la flexibilidad adecuada. Por esto es deseable que las juntas puedan expandirse y contraerse a intervalos adecuados; se considera recomendable colocar juntas de expansión de una por cada tres juntas. Además es deseable instalar juntas antisísmicas con características tanto expansivas, como de flexibilidad (fig. 32) en aquellos lugares donde la uniformidad de la característica de la vibración puede ser perturbada, tales como los puntos de cambio en las condiciones del terreno, curvas acentuadas, ramificaciones en "T" y cruces en las tuberías grandes. Tanto los fuelles (fig. 33), como los cerramientos de las tuberías tipo "Vitaulic" -



(a) JUNTA MECANICA



(b) JUNTA INTERMECANICA

Fig. Nº 32 JUNTAS FLEXIBLES

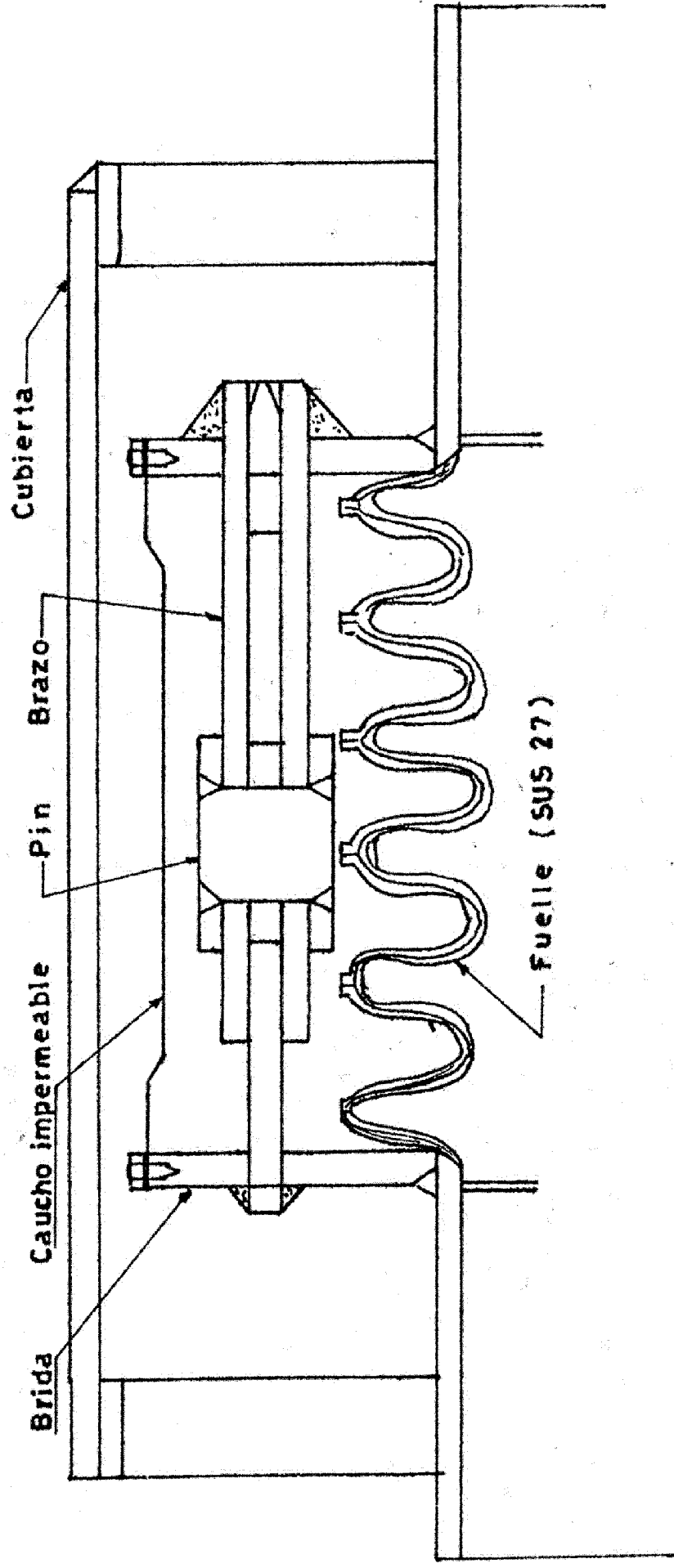


Fig. Nº 33 JUNTA TIPO FUELLE

(fig. 34 y 35) (grapas que a la vez que cierran la tubería dan flexibilidad a las juntas) son flexibles, juntas antisísmicas.

Las juntas de fuelle pueden doblarse cerca de 15° y los cerramientos tipo Vitaulic cerca de 5° . Por eso, si una tubería de acero se instala entre dos juntas de fuelle, aunque haya un desplazamiento importante de varios metros, este puede ser resistido. Ahí donde se prevén grandes desplazamientos relativos de la tubería, tales como la conexión entre ésta y un reservorio de distribución o un acueducto, se usará este tipo de junta.

Los acoplamientos mecánicos son desconectados a veces por los sismos, pero tienen un buen grado de resistencia y pueden ser doblados hasta dos grados. Las juntas tipo Socket pueden ser desconectadas, mientras que las juntas empernadas se rompen fácilmente, ambas carecen de resistencia a los sismos.

Las líneas que se extienden hacia la superficie desde una tubería subterránea, son las más expuestas al daño en los terremotos. Esto se espera naturalmente, por la diferencia de movimiento entre la superficie del terreno y el punto en el cual está enterrada la tubería. Cuando las tuberías verticales están conectadas firmemente a grandes masas tales como edificios y máquinas, esto se intensifica aún más. En estos casos debe usarse juntas resistentes a los sismos y las conexiones a los edificios deben ser bastante flexibles.

5.3. FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LAS TUBERIAS SUBTERRANEAS DURANTE LOS SISMS:

5.3.1. Introducción.-

Se piensa que la destrucción de las tuberías subterráneas se debe a las siguientes causas:

- a) La capacidad de soporte del terreno se ve reducida por la -

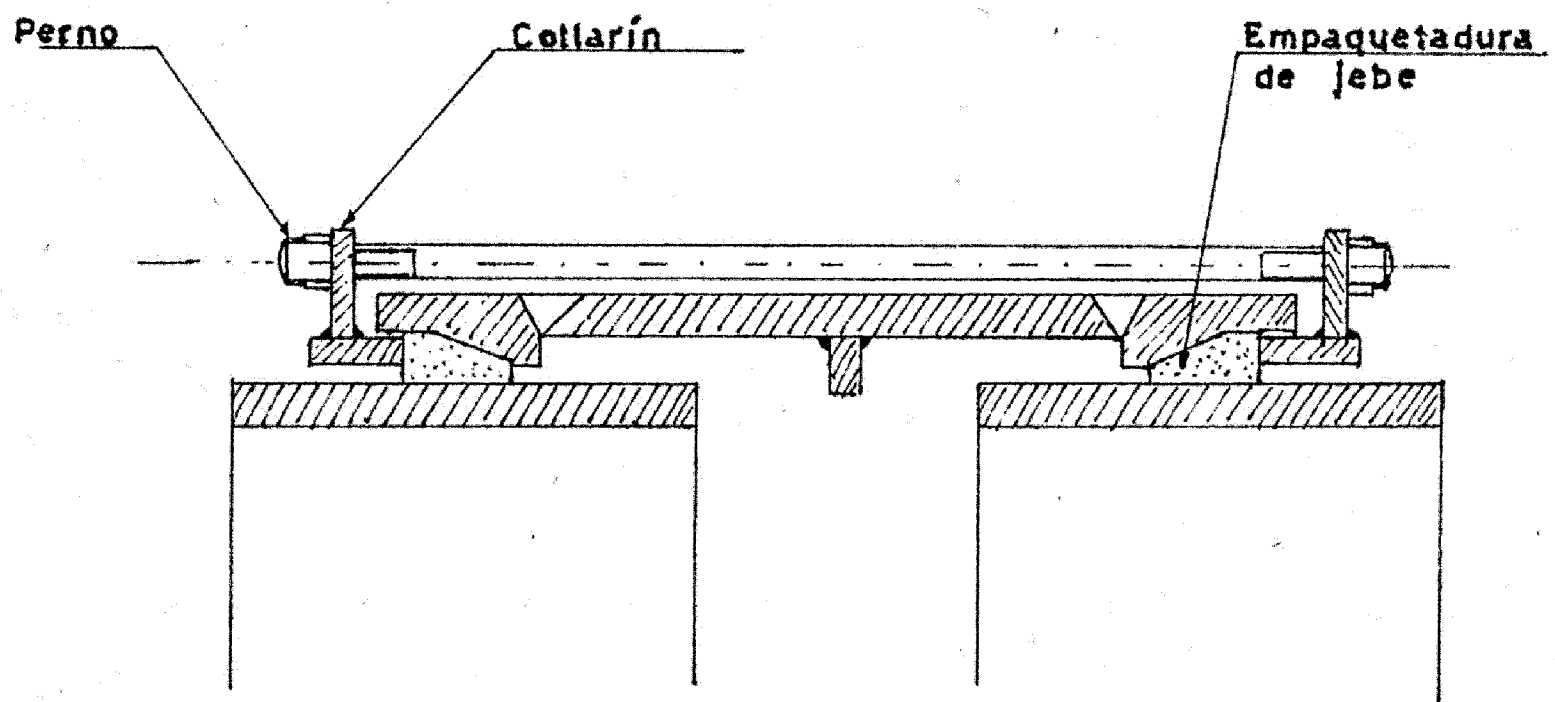


Fig. Nº 34.- JUNTA TIPO "DRESSER"

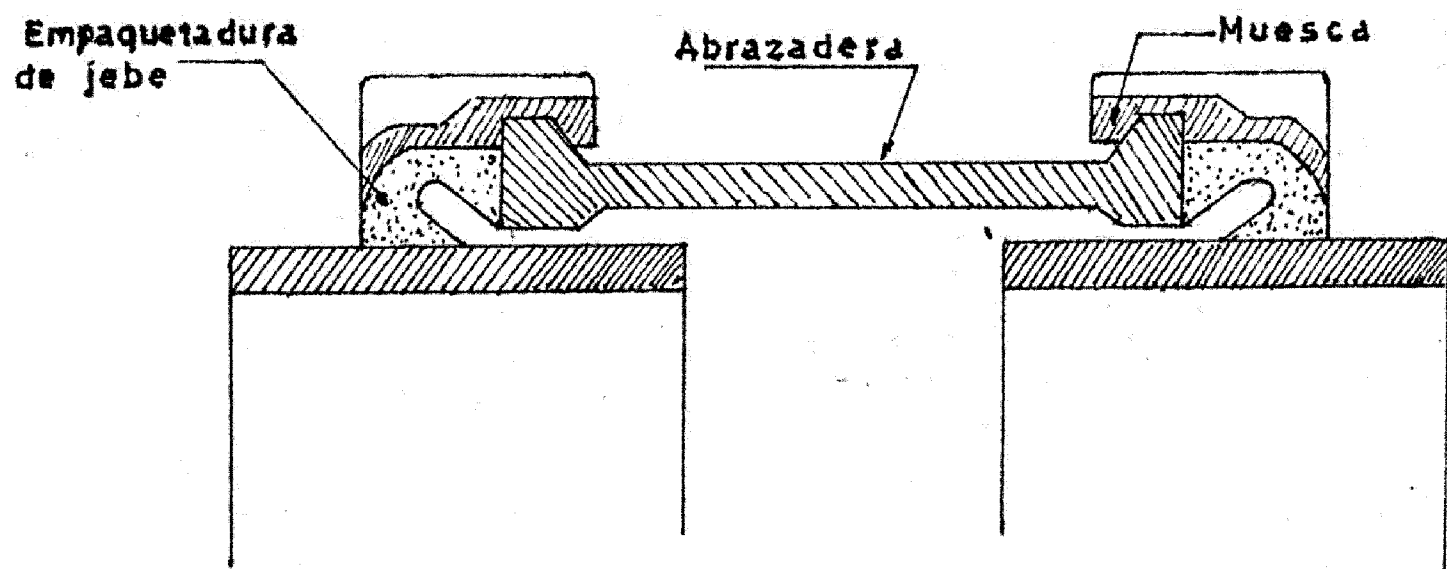


Fig. Nº 35.- JUNTA TIPO "VITALLIC"

vibración.

b) Debido al deslizamiento local del terreno, las tuberías de un cierto sector se mueven conjuntamente con éste, lo que produce una fuerza de corte muy fuerte en los límites con las porciones adyacentes de tubería.

c) La tubería es presionada hacia un lado debido a la presión excéntrica ejercida por el terreno. Incluso si el empuje es resistido, la tubería es aplastada por los esfuerzos si ésta es débil.

d) Las tuberías son distorsionadas por la deformación del terreno. Cuando la tubería no puede resistir la deformación del terreno en su dirección axial, es desconectada o aplastada; cuando no puede resistir la deformación del terreno en una dirección ortogonal a su eje, la tubería se romperá.

e) Cuando la rigidez del suelo o de la tubería cambia violentamente, una fuerza de flexión o axial actúa localmente.

5.3.2. Reducción de la capacidad de soporte del terreno debido a la vibración.-

Un terreno de arena fina, suelta o que tenga un alto nivel de agua, pierde resistencia al corte debido a la vibración reduciendo así su capacidad de soporte.

Debido a esto las tuberías de agua con gran peso muerto, se hundén, mientras que las de desagüe que tienen un pequeño peso muerto ascienden. Para prevenir esto, se construyen bases de concreto, revestimientos y soportes, para aumentar la capacidad de soporte y prevenir el movimiento individual, separado, de las tuberías y su desconexión. Cuando hay peligro de licuefacción del terreno, los extremos de los soportes deben ser introducidos en terreno que no corra ese peligro. Se piensa que las tu

berías de acero son las mas apropiadas para colocarse en este tipo de terreno.

5.3.3. Deslizamiento local del terreno.-

Es imposible resistir y prevenir el deslizamiento local del terreno haciendo que la tubería resista al movimiento. Ya que el deslizamiento local está limitado a los terrenos blandos, es oportuno evitar estos terrenos como localización de las líneas de tuberías importantes. Cuando es inevitable pasar por este tipo de terrenos se debe usar juntas de expansión de tipo fuelle a intervalos adecuados para permitir la expansión y contracción.

5.3.4. Esfuerzos debido a presión excéntrica.-

En el momento del terremoto, la presión de la tierra actúa de un lado del tubo mientras que del otro lado otra presión resiste este movimiento. Cuando este equilibrio se rompe la tubería es empujada hacia un lado. Este caso se resume de la manera descrita en la fig. Nº 36.

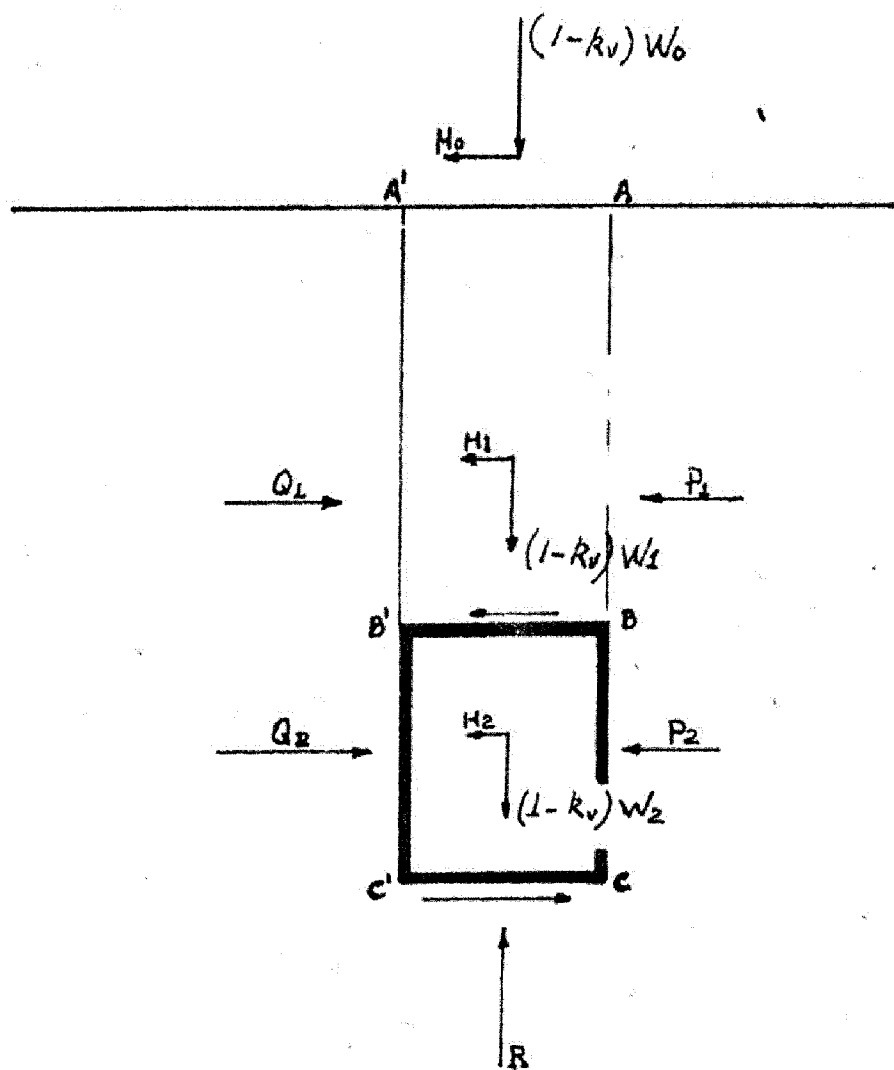


Fig. Nº 36

Las siguientes son las fuerzas verticales que actúan sobre la tubería:

$W_0 = (1 - K_v) W_0'$: Fuerza debida a las cargas sobre la superficie del terreno.

$W_1 = (1 - K_v) W_1'$: Fuerza debido al peso del terreno sobre la tubería.

$W_2 = (1 - K_v) W_2'$: Fuerza debido al peso de la tubería y a las sustancias en ella.

R : Fuerza de reacción del terreno bajo la tubería.

Donde:

W_0' , W_1' , W_2' son la carga sobre la superficie de la tierra , el peso del terreno sobre la tubería, y el peso de la tubería y de las sustancias en ella respectivamente. K_v indica el coeficiente sísmico vertical.

Las siguientes son las fuerzas horizontales que actúan sobre la tubería:

P_2 : Presión del terreno actuando en un plano BC;

Q_2 : Resistencia del terreno actuando en un plano B'C'

F_1 : Fuerza tangencial actuando en un plano BB'

F_2 : Fuerza tangencial actuando sobre un plano C C'

$H = K_h W_2'$: Fuerza sísmica actuando sobre la tubería y las sustancias en ella, donde K_h denota el coeficiente sísmico horizontal. P_2 es

igual a la presión activa del terreno mientras que Q_2 no puede exceder a la presión pasiva del terreno. Cuando la suma de la presión activa del terreno P_1 actuando en el plano AB, la carga sísmica H_0 actuando sobre la superficie del terreno y la fuerza sísmica H_1 actuando sobre el terreno encima de la tubería no excede la presión pasiva del terreno en el plano

A'B', todas estas fuerzas horizontales son resistidas por la presión del terreno actuando sobre A'B'. Cuando esta suma excede la resistencia pasiva del terreno en el plano A'B' la diferencia se traduce en la fuerza tangencial F_1 actuando sobre la cara superior de la tubería. Sin embargo, el valor de F_1 no supera la fuerza de corte en esta superficie de la tubería.

Cuando la tubería mantiene un equilibrio, la ecuación siguiente es válida:

$$Q_2 + F_2 = F_1 + K_h W'_2 + P_2 \quad (5 - 1)$$

Donde Q_2 no puede exceder a la presión pasiva del terreno y F_2 no puede exceder a la fuerza de corte en la cara inferior de la tubería. Los límites necesarios para el mantenimiento del equilibrio de la tubería pueden ser derivados de esto.

Entonces, ya que F_1 no puede ser mayor que la fuerza de corte en el plano BC, incluso cuando el equilibrio del terreno en la cara superior de la tubería está perturbado, la ecuación (5 - 1) será válida y puede haber casos en los cuales el equilibrio de la tubería no será roto. Sin embargo, habrá deslizamiento del terreno en la cara superior de la tubería y la seguridad de la misma será gravemente amenazada. Ya que este fenómeno es indeseable, es necesario hacer consideraciones para prevenir la ruptura del equilibrio del terreno en la cara superior de la tubería.

5.3.5. Deformación de la tubería.-

Cuando la deformación del terreno debido al sismo no es tan grande como para causar fallas en el terreno, las líneas de tuberías mostrarán en general la misma deformación que el terreno. En relación al esfuerzo en la dirección del eje de la tubería, si la velocidad de las ondas en la superficie, avanzando en esa misma dirección es v , la amplitud del esfuerzo es ϵ y la velocidad de propagación es c , existe una relación de:

$$v = \varepsilon c$$

$$\therefore \varepsilon = \frac{v}{c}$$

Si no hay deslizamiento entre la tubería y el terreno este es es fuerza será igual al que existe en la dirección del eje de la tubería. Por eso si E es el coeficiente longitudinal de elasticidad, el esfuerzo será como sigue:

$$\sigma = \frac{vE}{c}$$

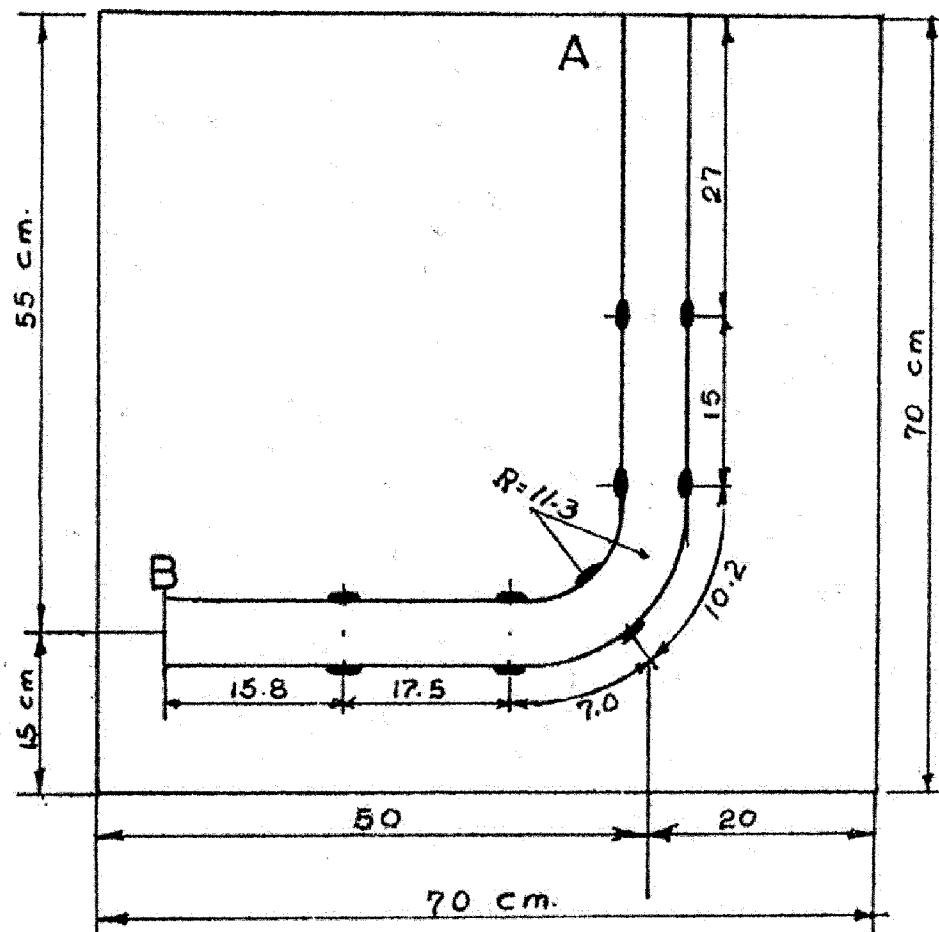
(5 - 2)

En realidad ya que el movimiento debido al sismo se reduce en el lugar de la tubería debido a la existencia de la misma, el esfuerzo de ésta se considera algo menor que el valor que se dá líneas arriba.

En cuanto a la dirección ortogonal al eje de la tubería, el desplazamiento de ésta se hará en general igual al desplazamiento del terreno. Por eso en el área en donde no ocurren fallas del terreno hay poca deformación de la tubería y se piensa que el esfuerzo no es grande. Más aún ya que hay tierra a ambos lados no puede haber resonancia de la tubería con el movimiento sísmico.

5.3.6. Esfuerzos en las curvas.-

Se puede concebir que las tuberías se desplazan en general durante los movimientos sísmicos en forma similar al terreno adyacente. Por eso en las tuberías curvas se producen fuerzas axiales y momentos de torsión. Como estudio experimental de este problema se llevó a cabo un test con un modelo. Se construyó un modelo del terreno y de la tubería con gelatina y un tubo de teflón, el esfuerzo del tubo curvo fue medido aplicando ondas de corte desde un extremo de la gelatina. Los resultados se muestran en la fig. Nº 37, en la cual se indica la fuerza a ser producida en el tubo en una dirección coincidente con la dirección de las ondas vibratorias, mientras que se produce un momento de torsión en la curva.



Primer Modo (1.85 cps.)

Segundo Modo (5.5 cps.)

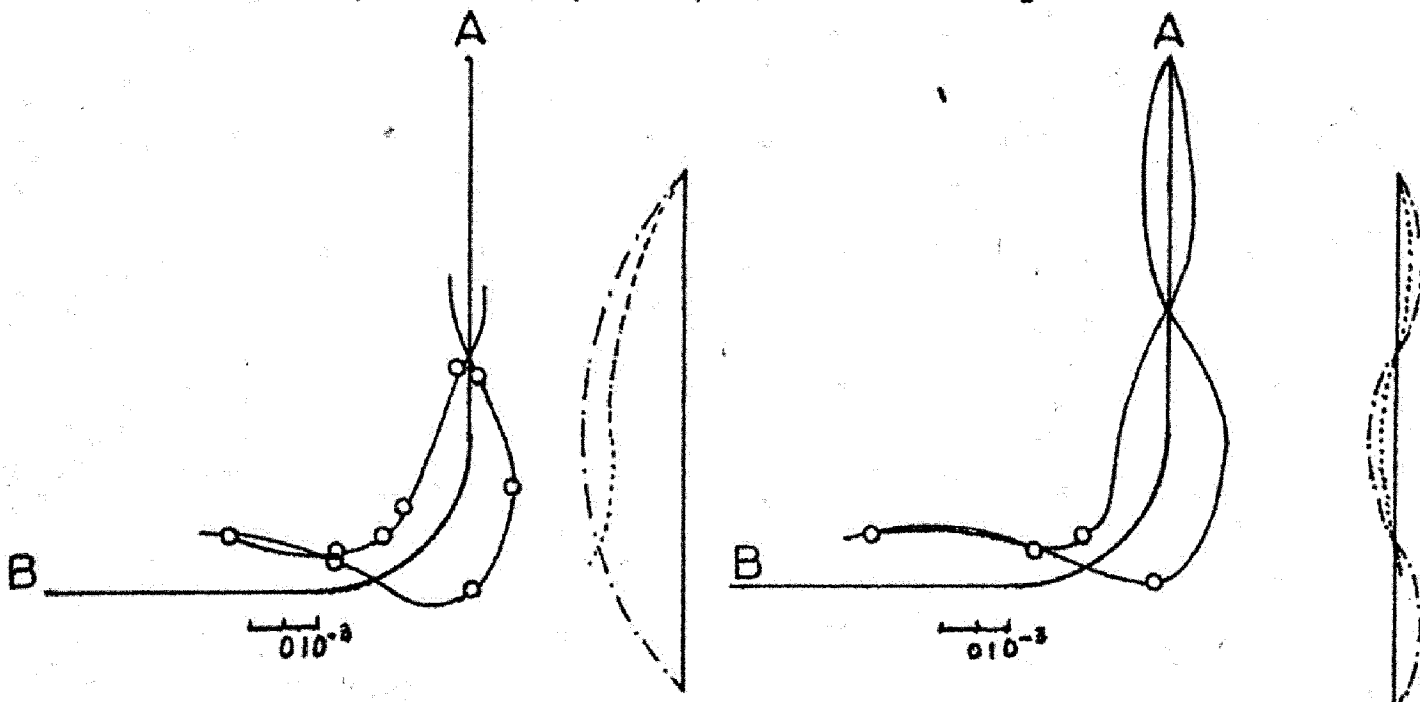


Fig. Nº 37 - FORMA Y DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DE LA 1ra. VIBRACION NATURAL DE UNA TUBERIA CURVADA SIN JUNTA TIPO CHARNELA

No se produce ningún momento de torsión o fuerza axial sobre la tubería en una dirección perpendicular a la de la vibración. Cuando se utiliza una junta que permita la rotación de la porción curva del tubo y la porción recta (fig. 33), se reduce la fuerza axial que se crea en la dirección de las ondas vibratorias. Debe ser subrayada sin embargo, que aumenta el momento de torsión en la parte de la curva y del tubo recto que están en una posición ortogonal a las vibraciones.

5.3.7. Presión hidrodinámica en la tubería.-

Como las tuberías de aprovisionamiento de agua están llenas de agua a presión, los tubos cerrados, las curvas, las bifurcaciones y los estrechamientos son objeto de presiones hidrodinámicas sobre las paredes de la tubería durante el sismo. Ver fig. Nº 39.

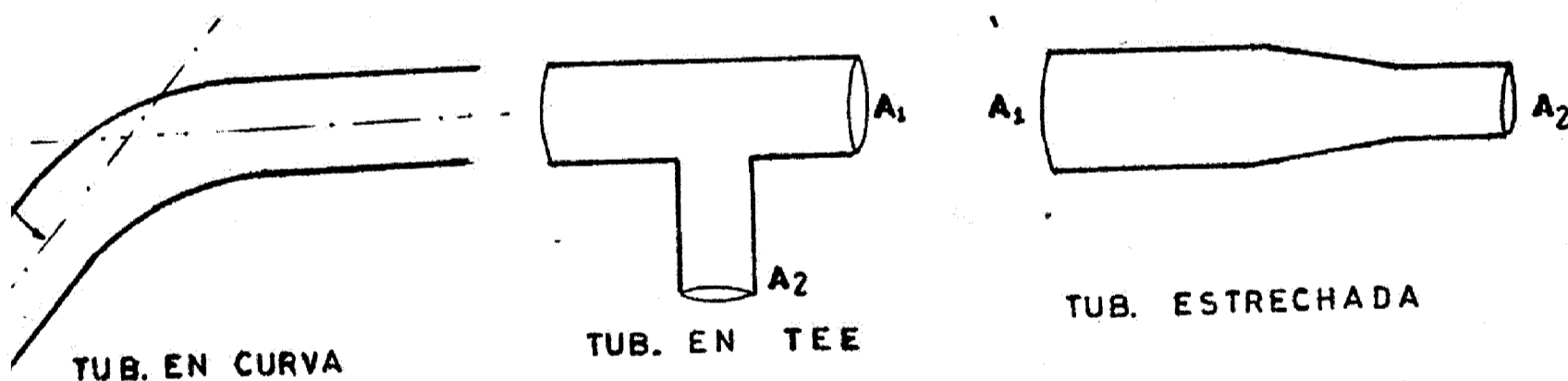
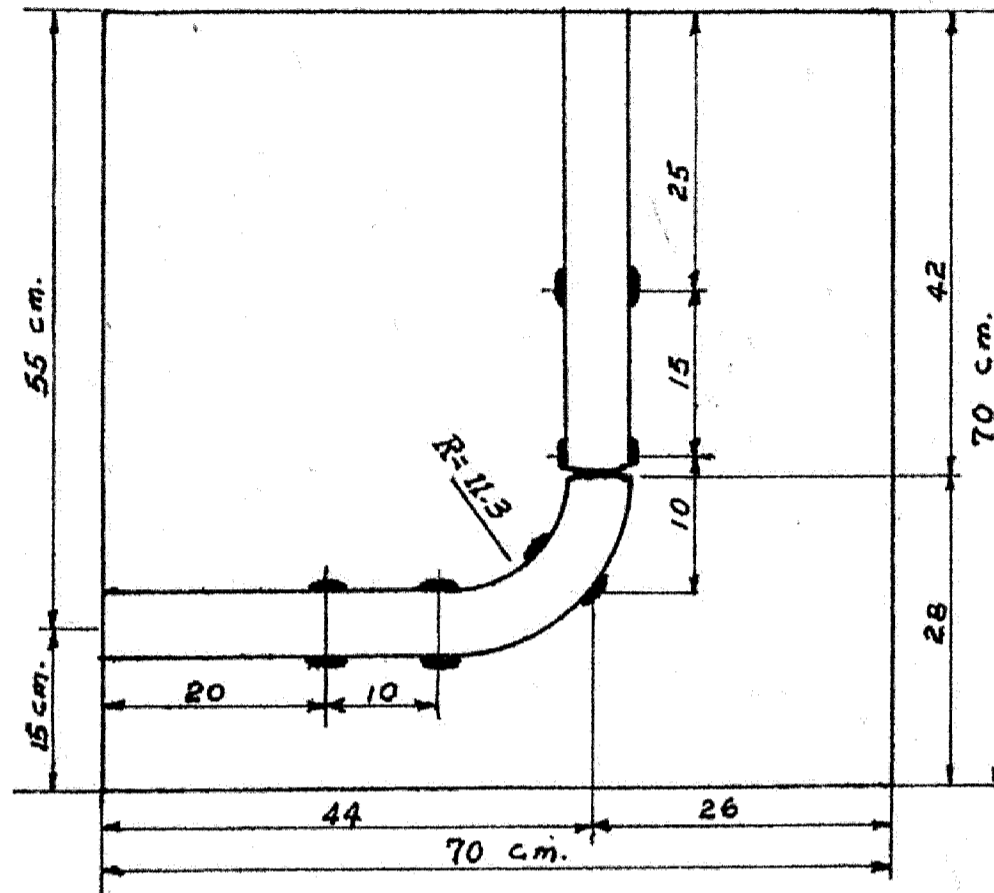


Fig. Nº 39

Y Nakagawa llevó a cabo estudios teóricos sobre este problema y dedujo las siguientes fórmulas:

$$\sigma_{D.máx.} = \frac{kT}{2\pi} \sqrt{\frac{gzW}{2zr}} \sqrt{1 + \frac{eE}{eE}} \quad (5 - 3)$$



————— Esfuerzo
 - - - - - Desplazamiento del suelo
 ········· " del tubo

1er. Modo (1.92 cps)

2do. Modo (5.9 cps)

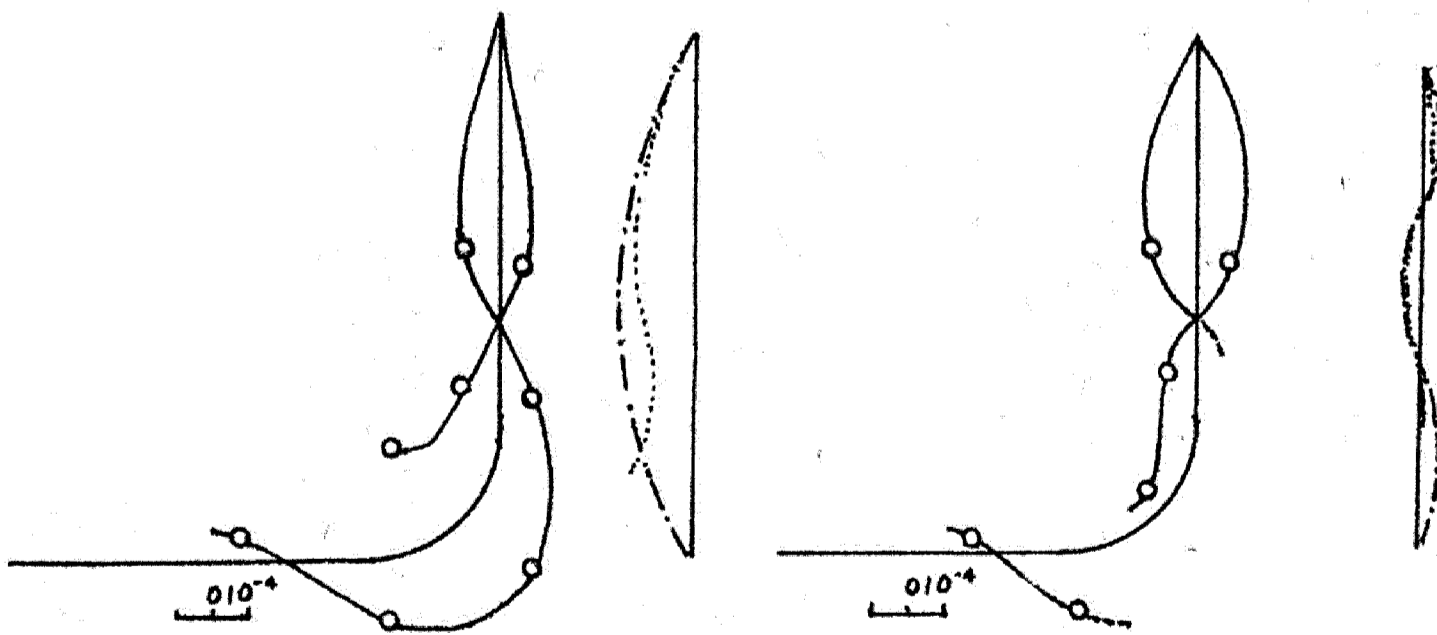


Fig. Nº 38.-FORMA Y DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DE LA 1ra. VIBRACION NATURAL
 DE UN TUBO CURVADO CON JUNTA TIPO CHARNELA

$$\sigma_{B.m\acute{a}x.} = D.m\acute{a}x. \text{ Sen } \frac{\theta}{2} \quad (5 - 4)$$

$$\sigma_{T.m\acute{a}x.} = \frac{\frac{A_2}{A_1}}{2 + \frac{A_2}{A_1}} \cdot \sigma_{D.m\acute{a}x} \quad (5 - 5)$$

$$\sigma_{R.m\acute{a}x.} = \frac{1 - \frac{A_2}{A_1}}{1 + \frac{A_2}{A_1}} : \sigma_{D.m\acute{a}x.} \quad (5 - 6)$$

Donde:

$\sigma_{D.m\acute{a}x.}$: Máxima presión hidrodinámica durante un sismo en un tubo cerrado.

$\sigma_{B.m\acute{a}x.}$: Máxima presión hidrodinámica durante un sismo en una curva.

$\sigma_{T.m\acute{a}x.}$: Máxima presión hidrodinámica en una bifurcación en "T"

$\sigma_{R.m\acute{a}x.}$: Máxima presión hidrodinámica en un estrechamiento del tubo.

k : Razón de aceleración del sismo respecto de g

T : Período del movimiento sísmico

W : Peso del agua

z : Módulo de volumen del agua

r : Radio interior del tubo

e : Grosor de las paredes del tubo

E : Módulo de Young del material del tubo

θ : Angulo de la curva

A_1 : Area del corte transversal del tubo

A_2 : Area del corte transversal del tubo

π : Pi

Como ejemplo de un cálculo numérico, valor máximo de presión hidrodinámica producida en un tubo de acero con diámetro interior de 2 metros y un grosor de paredes de 13 mm. durante un terremoto de $k = 0.2$ y $T = 1$ seg.; es:

$$\sigma_{D.m\acute{a}x.} = 3.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{B.m\acute{a}x.} = 2.21 \text{ kg/cm}^2 \quad (\theta = 90^\circ)$$

$$\sigma_{T.m\acute{a}x.} = 1.04 \quad (A_2 = A_1)$$

$$\sigma_{R.m\acute{a}x.} = 1.87 \quad (A_2 = 0.25 A_1)$$

Las presiones hidrodinámicas arriba indicadas se dan cuando los extremos cerrados, las curvas, las bifurcaciones y los estrechamientos existen singularmente, pero realmente hay numerosos tubos cerrados, curvos y otras conexiones; y ya que las presiones del agua producidas por estos interfieren unas a otras, los valores reales de la presión hidrodinámica serán mayores que los arriba indicados. Si el aumento se considera 1.5 veces más el valor máximo de la presión hidrodinámica se estima aproximadamente en 4.5 kg/cm^2 en un sismo de 0.2 g.

Al diseñar las tuberías de abastecimiento de agua, por lo general se suman de 5.0 a 5.5 kg/cm^2 a la presión hidrostática. Ya que es raro que la presión hidrodinámica del agua debido al sismo se presente conjuntamente con el golpe de ariete, no será necesario considerar la pre

sión hidrodinámica durante los sismos, en particular como una demanda especial para el diseño de la tubería. Sin embargo si el terreno es blando y el período del sismo es largo y más aún si se prevén sismos fuertes, la presión hidrodinámica será un problema. Por eso cuando las esclusas se cierran violentamente durante un terremoto, ya que las fuerzas de $\sigma_{D.máx.}$ actuarán en direcciones opuestas a cada lado de la válvula, esta soportará una presión hidrodinámica de $2\sigma_{D.máx.}$. En una tubería con agua a presión, cuando las bombas de agua paran abruptamente debido a las fallas de la energía eléctrica durante el sismo hay posibilidad que la presión hidrodinámica del agua se sume a la presión de golpe de ariete de ésta. En tales casos la presión hidrodinámica debe ser considerada en los diseños.

5.4. INFLUENCIA DE LOS SUELOS NO UNIFORMES

Cuando el terreno no es uniforme, habrá una diferencia de movimiento durante el sismo en varios lugares de la superficie del terreno incluso en un área bastante pequeña. Esta desigualdad será marcada por la reducción de la superficie del terreno con aumento de profundidad y también por la aceleración y menos obviamente por la velocidad y el desplazamiento.

Por eso ahí donde el terreno no es uniforme los esfuerzos en la tubería debidos al movimiento sísmico serán bastante grandes y pueden ser estimados aproximadamente para un movimiento sísmico determinado usando un método de elemento finito.

Realmente es necesario prevenir la ruptura y aplastamiento de la tubería debido a los esfuerzos concentrados dotándolas de juntas de expansión a intervalos adecuados. El caso del terremoto de Niigata en el cual las tuberías de desagüe enterradas a tres metros de profundidad fueron rotas en piezas de aproximadamente cuatro metros de largo, es una referencia para determinar el distanciamiento de las juntas de expansión donde la tubería está conectada a buzones de acceso, es claro que las condiciones de vibración serán diferentes y que habrá peligro de torsión concentrado en las conexiones. Por eso ordinariamente se ponen juntas de expan--

sión en estas secciones. Cuando el diámetro de la tubería no es especialmente grande, es posible evitar la concentración de torsiones en estos sitios, pero con tuberías de concreto de gran diámetro, existe una tendencia a la concentración de momentos de torsión en esos lugares. Para eliminarlos es necesario hacer que las conexiones con los buzones de acceso se expandan y contraigan tanto como sea posible y giren libremente y además de reforzar adecuadamente la tubería con acero en las secciones cercanas a los buzones.

5.5. CONSIDERACIONES Y PREVENCIÓNES ANTISISMICAS EN LAS TUBERIAS Y DEPENDENCIAS.

5.5.1. Tubería en general:

El método antisísmico mas preferible es seleccionar un suelo seguro (digno de confianza) para una línea de tubería.

La línea evitará una abrupta curvatura, tanto vertical como horizontal o cuando estas curvaturas son abarcadas debido a inevitables circunstancias es necesario, para seguridad, colocar un bloque de anclaje equipado con juntas antisísmicas antes y después de éstas.

Si una tubería es instalada sobre un terreno inclinado, deberá evitarse los lugares donde es probable de ocurrir un colapso así como los bordes de un camino.

La profundidad de hundimiento de una tubería será calculada de tal manera que permita un conveniente mantenimiento así como una fácil y buena reparación.

Un suelo sólido y uniforme es preferible a lo largo de toda la línea. Cuando una tubería es tendida sobre un suelo blando debido a circunstancias inevitables, serán usados tubos de acero o hierro fundido dúctil con juntas flexibles y si es necesario el suelo será reforzado por es

calones arriostrados, pilotes de impulso, etc.

En cualquier lugar donde se juntan un suelo firme y blando, unas juntas antisísmicas serán instaladas en éste.

Como regla general se evitará ubicar la tubería principal sobre una área reclamada, cercana a diques, orilla de rios, playas, farallos o frontones.

Cuando una tubería es colocada cerca a otras instalaciones - subterráneas, un espacio mayor que 30 cms. por lo menos será mantenido entre estos.

El sistema de distribución de tuberías es preferible sea instalado como un sistema en bloque como se muestra en la figura N° 40, así cuando suceden daños ocasionados en alguna parte del sistema, la suspensión del abastecimiento de agua podría ser limitado a una pequeña región como sea posible y el reabastecimiento del agua pueda ser empezado de nuevo tan pronto como sea posible después de reparar el daño causado por el sismo.

Aún cuando cualquiera de los tipos de tubería, como tubos de conducción de agua, y tubos de distribución principal no posean ramales, serán equipados con válvulas a un intervalo alrededor de 500 a 1000 metros.

Debe evitarse colocar ajustes especiales continuamente. Un estrechamiento o un estrangulamiento será insertado entre dos ajustes especiales adyacentes.

Cerca de una Tee, una llave, etc., es necesario instalar juntas flexibles en los tubos que se unen en ángulo recto.

Cuando un codo o una Tee es protegido con un bloque de concre

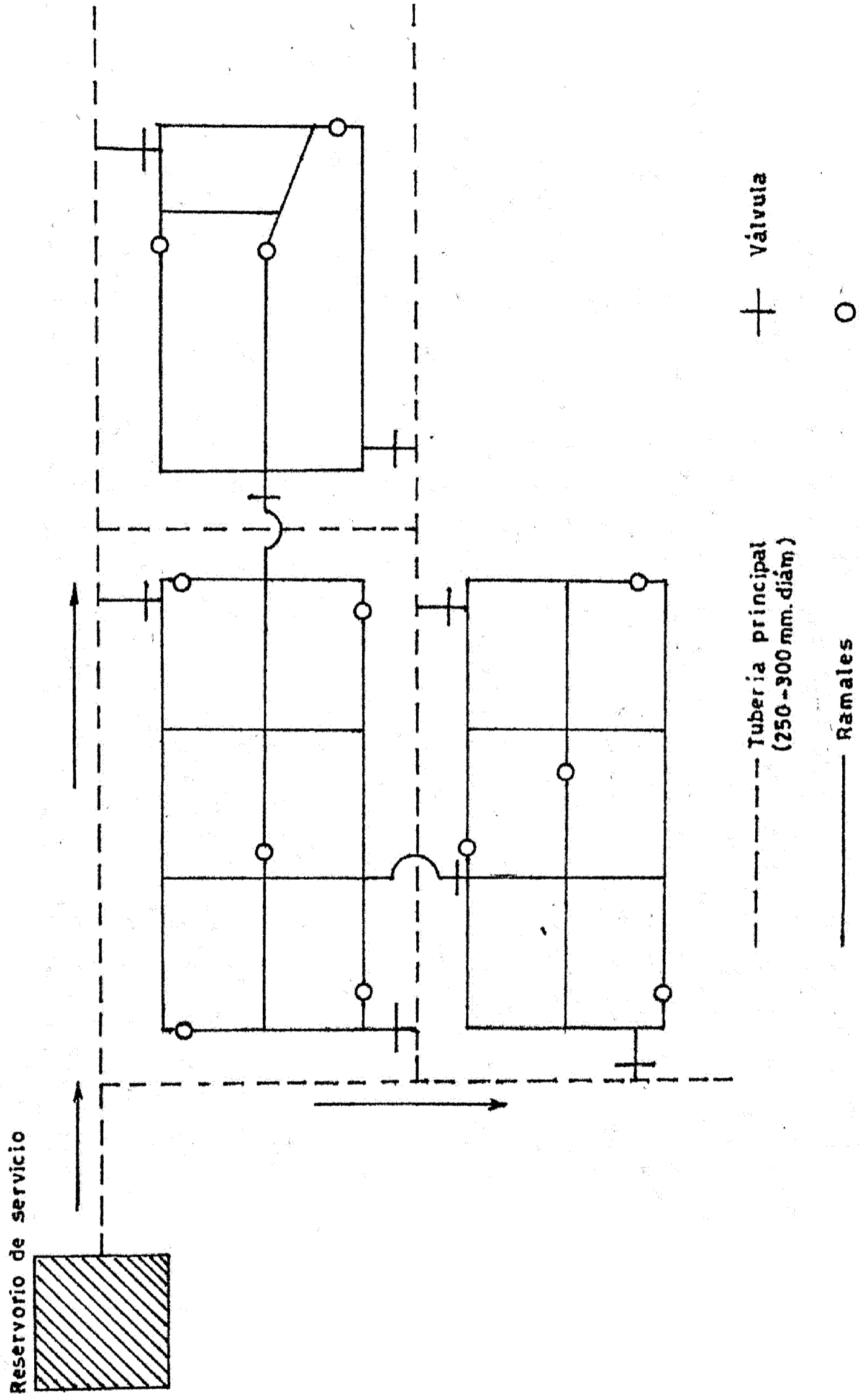


Fig. N° 40.- UN EJEMPLO DE SISTEMA EN BLOQUE

to, es necesario evitar la instalación profunda del tubo dentro del bloque de concreto.

Cuando instalamos a lo largo de la tubería cualquier accesorio como un grifo contra incendio o una válvula de compuerta, etc., las cuales presentan diferentes características de vibración en el tubo al producirse el sismo, es recomendable instalar juntas flexibles antes y después de éstos.

Varios tipos de tubos que penetran por medio de las paredes circundantes o lozas, no tocarán el cuerpo de la pared directamente. Cuando esto sea necesario, por regla general, asegurar un tirante de agua (figuras 41 y 42), instalar juntas flexibles separadas pero cerca a la pared. El mismo procedimiento es recomendable entre una bomba y una succión o tubo de impulsión.

Un tubo de succión el cual es suspendido desde un pozo de bombeo será fijado a la pared con ajustes metálicos fuertes por la diferencia de vibración con la pared.

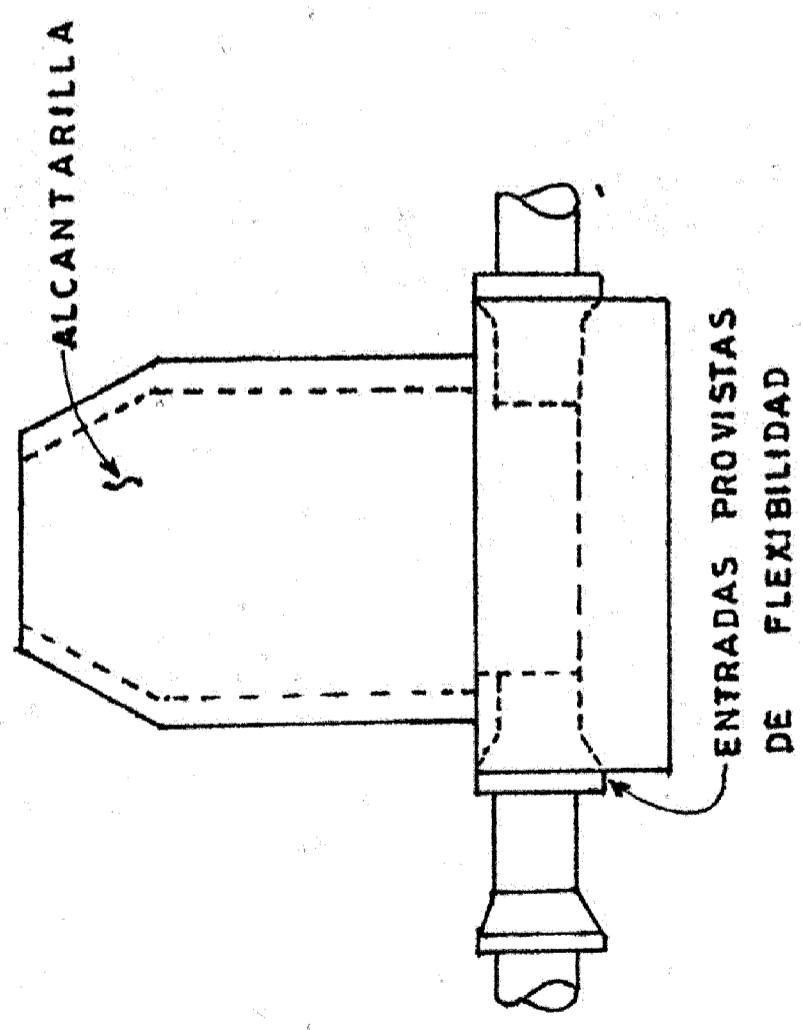
Cuando una tubería es colocada sobre una pendiente escarpada cerca a un reservorio de distribución, el tubo será fijado en el suelo por anclajes en bloque dentado y serán instaladas juntas de expansión entre ambas.

5.5.2. Hierro fundido y hierro fundido dúctil para abastecimiento de agua:

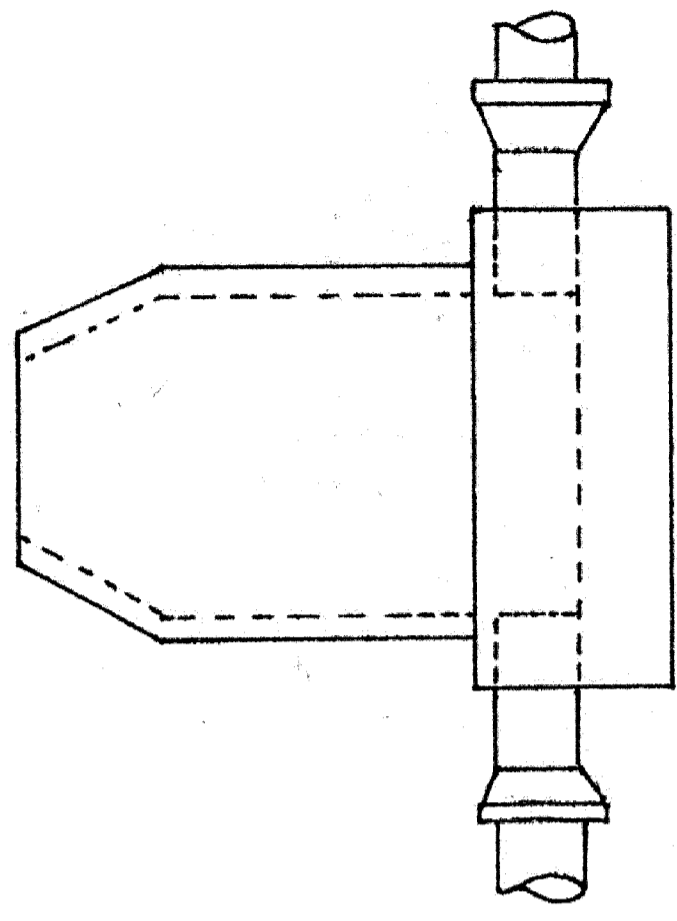
En caso de usarse estos tubos, como regla general deberá usarse juntas mecánicas.

Una brida no debe usarse excepto antes y después de una válvula o en los accesorios de una bomba la cual esté sujeta a una ocasional remoción y expuesta a vibraciones.

CORRECTO



INCORRECTO

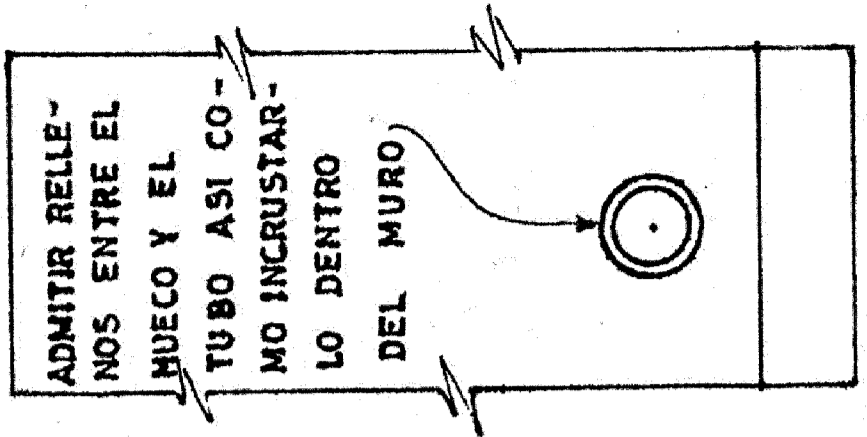


COMENTARIO:

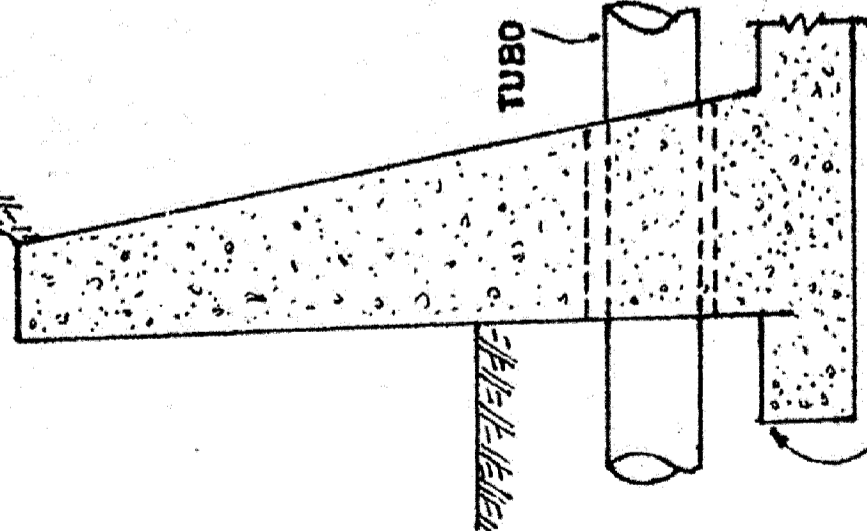
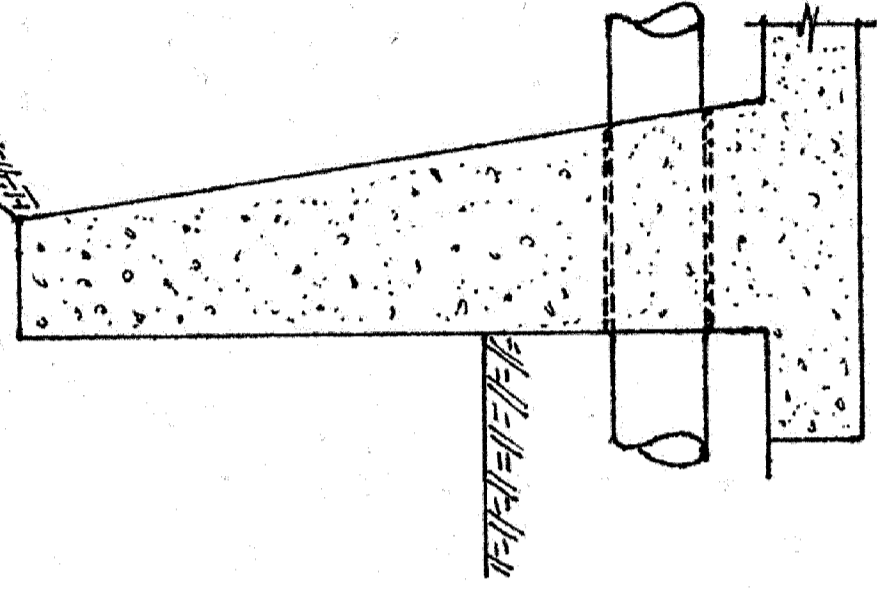
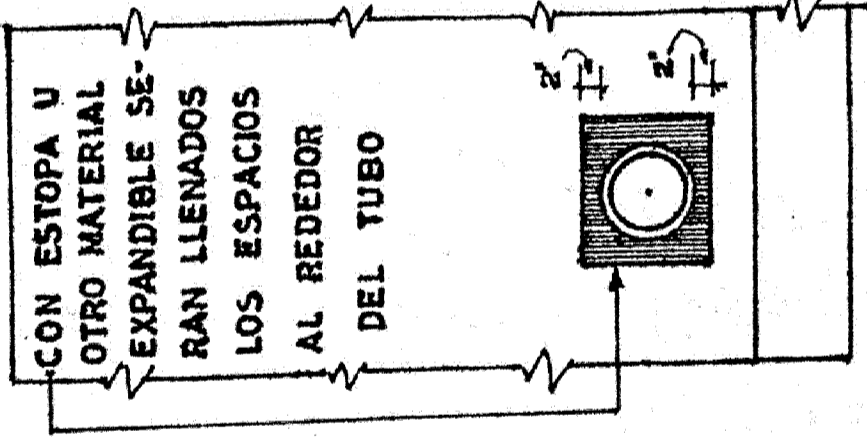
Tubos provistos de flexibilidad; agujeros de paso lo mas cerrados posible.
Evitar grandes sockets exteriores; éstos son mas susceptibles a daños sísmicos

Fig. Nº 41

INCORRECTO



CORRECTO



MUROS DE CONTENCION, PAREDES ESTRUCTURALES O ESTRUCTURAS SIMILARES

COMENTARIO: Permitir el paso del tubo sin restricciones a travez del muro. Anticipando un posible asentamiento del muro, por prevencion, dejar suficiente espacio al rededor del tubo.

Un suelo favorable soportará a la tubería directamente sobre la superficie natural evitando en lo posible el uso de bloques de cimentación.

Cuando es usado bloques de cimentación el área portante será adecuadamente grande a fin de que no se presente una carga concentrada - sobre la tubería.

5.5.3. Tubos centrífugos de concreto armado y tubos de concreto pretensado:

El punto de partida permisible de un tubo a presión será basado sobre un adecuado factor de seguridad, considerando la capacidad - del tubo de soportar la presión.

Una junta flexible así como las tipos GIBAULT será instalada a intervalos de 20 a 30 metros a lo largo de la tubería y la posición de éstas será a lo largo de la parte recta de la tubería en planta y elevación. Pero en casos de tubos de concreto pretensado esto no es necesario porque ya este satisface.

La fundación será particularmente fuerte.

Cuando usamos tubos de acero galvanizado y revestidos para agua de servicio, por regla general deberán usarse pernos o soldaduras; - cuando es necesario se usarán juntas de expansión.

5.5.4. Tubos de asbesto cemento para agua de servicio:

La fundación debe estar uniformemente terminada a fin de que los tubos nunca puedan estar sujetos a acción de curvaturas.

Los empalmes entre tubos mantendrán una muesca de por lo menos de 5 a 10 mm. de espesor.

Es necesario insertar un estrechamiento en reemplazo de un tubo pequeño antes y después de una válvula o un grifo contra incendios.

La parte hueca de un regatón será tratada con sumo cuidado - puesto que esta es extremadamente vulnerable a los efectos del sismo. Un cojinete de ramificación deberá usarse en reemplazo de un regatón y éste no deberá introducirse en el cuerpo del tubo.

5.5.5. Tubos en puentes:

Al menos que de otra manera sea inevitable, una tubería no se rá extendida sobre un puente de madera.

Los tubos en puentes, serán ubicados fuera de un puente existente de madera por lo menos a más de dos metros de distancia.

Los puentes de tubos serán construídos de material antiinflamable y sobre una fundación flexible y será del tipo de estructura de viga simple. Es ventajoso contra los efectos del sismo la construcción de una super estructura como un sistema continuo sobre un suelo relativamente favorable.

La cabecera del estribo será amplia en dirección axial y la superestructura será adecuadamente anclada a la subestructura con torni--llos o empernados a fin de prevenir y alejar las fallas al momento de producirse un sismo.

Las providencias para estribos, pilares y alas laterales se--rán completadas con aquellas especificadas anteriormente al hablar de -- puentes acueductos.

Hay seguridad al usar tubos de acero para las curvas o un tubo en estribo los cuales conectan en el inicio de un puente a un tubo recto enterrado después del estribo. Es prudente tratar los empalmes del tu

bo de acero con soldadura eléctrica.

Un tubo en el inicio de un puente será fijado a la super estructura en todo el palmo y equipado con juntas de expansión también en cada palmo.

Para tubos al inicio de un puente hecho de hierro fundido deberá evitarse las bridas.

La parte donde se hace la conexión a la curva en cualquiera de los extremos del puente, será colocado una junta de expansión sin -- excepción y el tubo en curva o codo será anclado al estribo por una cadena o precinto (Ver fig. Nº 13).

Un tubo montado al estribo será inclinado un ángulo menor que 45° y se insertarán juntas flexibles en la parte que conecta al tubo recto antes y después del puente. (Ver fig. Nº 16)

Los tubos en los comienzos de puentes no deben ser pegados a los estribos para permitir una considerable holgadura alrededor del tubo.

Debe tenerse especial cuidado donde vá la parte inclinada detrás del estribo, y la fundación de soporte al tubo en curva de estar particularmente reforzada con pilotes de impulsión.

Siendo el puente de tubos, de acero, así como la viga principal, será equipado con juntas flexibles sobre los estribos y los pilares, considerando que el suelo puede hundirse especialmente siendo el suelo - blando.

Un puente de tubos de acero, así como hemos mencionado líneas arriba, estará equipado con juntas tipo anillo resistente al estiramiento.

El puente de tubos de una considerable longitud será construí

do con un pasadizo a uno de los lados o si fuera posible a ambos lados - del tubo para facilidad de chequeo, y mantenimiento.

Se instalarán válvulas sobre la tubería antes y después del - puente.

El sitio de una válvula será determinado en un lugar donde se puede ser fácilmente y a la brevedad posible renovado, reparado y mantenido.

5.5.6. Instalaciones de agua de servicio:

Cuando es usado un tubo de fierro galvanizado, tubo de polivi- nilo clorado rígido, o tubo de cobre para agua de servicio, un tubo de - plomo de aproximadamente 50 cms. será instalado antes y después del rega- tón, al punto de retención o un medidor y esto es deseable ya que al tubo de plomo se le puede dar una adecuada forma.

C A P I T U L O VI

6. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES.-

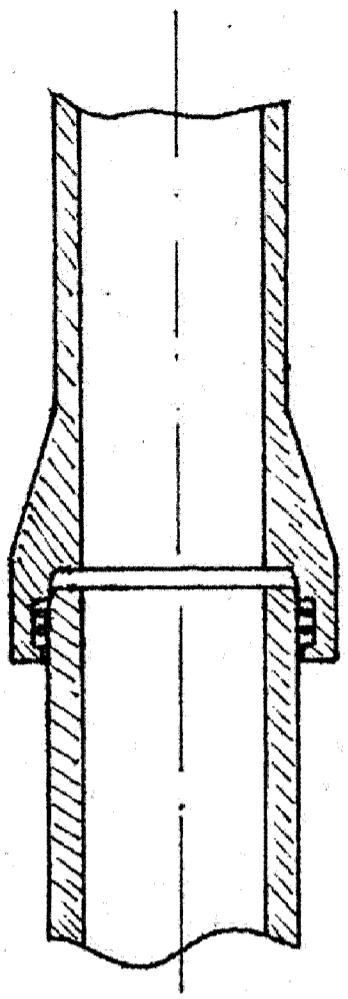
1.- Como se ha podido observar a travez de todo lo relatado, que en la construcción de cualquier estructura, se dá un primordial énfasis al factor suelo, es decir antes de construir una estructura, sea ésta del tipo y forma que fuera, se hará un estudio profundo del suelo del área donde estará ubicada la edificación, y este estudio deberá estar encargado a una entidad especializada, supervisado, por un geólogo de capacidad comprobada y este requisito deberá estar vigente en toda norma de diseño.

2.- Otro punto importante que ha podido observarse, y por la cual, la mayoría de las estructuras han fallado y colapsado, es el de las juntas de construcción; si bien es cierto que estructuralmente hablando, la junta de construcción no existe, ya que se considera la estructura continua y monolítica en todo sentido; constructivamente sí ocurre, y es necesario que se cumpla con el aspecto estructural, asegurando que la sección de la junta ha de trabajar como cualquier otra parte de la edificación; lo mismo debe tenerse presente cuando se trata de los empalmes de armaduras, que como se ha visto en una estructura, mas específicamente en un tanque elevado durante el terremoto de Chile, ha sido causa de serios daños a las columnas de dicho tanque.

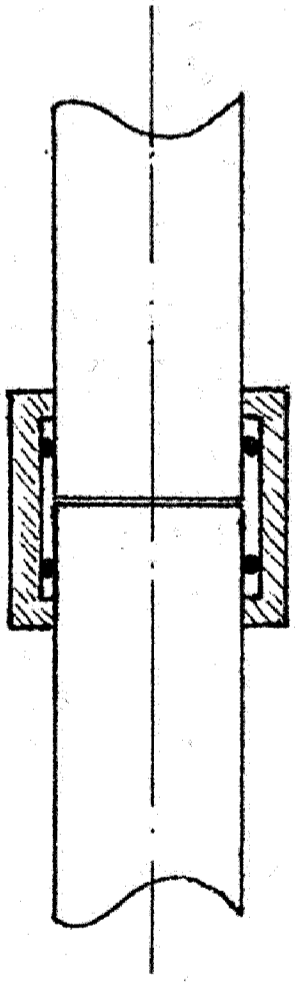
3.- También debe tenerse en cuenta tratándose de tuberías, tanto para agua, gas, desagüe, etc. Las prescripciones dadas para las conexiones, usando las juntas adecuadas, si es posible implementando el uso de las juntas y acoplamientos que se emplean en países con características sísmicas iguales al nuestro o más avanzado en este campo. Algunos tipos de juntas y acoplamientos se muestra en la Fig. Nº 43, recomendados por el Departamento de Defensa de U.S.A.

4.- Siempre que sea posible, deberá evitarse tuberías en un suelo inestable, las estructuras no deben atravesar suelos naturales que tienen -

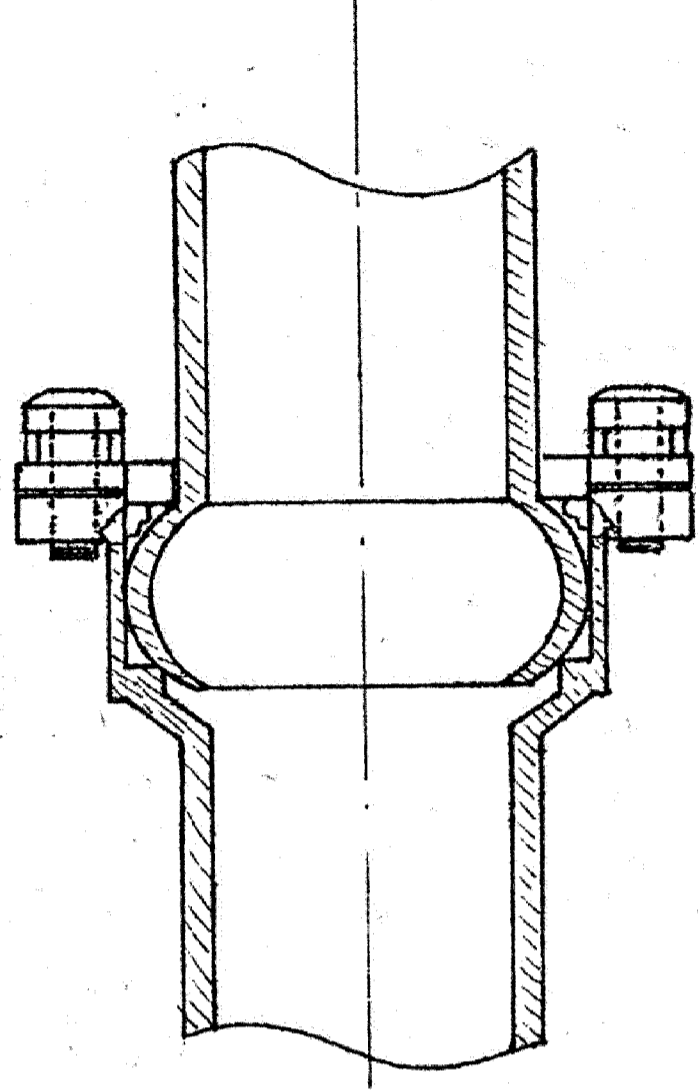
JUNTA DE ESPIGA Y CAMPANA CON
EMPAQUETADURA DE CONEXION



ACOPLAMIENTO ASBESTO - CEMENTO



JUNTA EN GLOBO



CONEXION V. C. P.

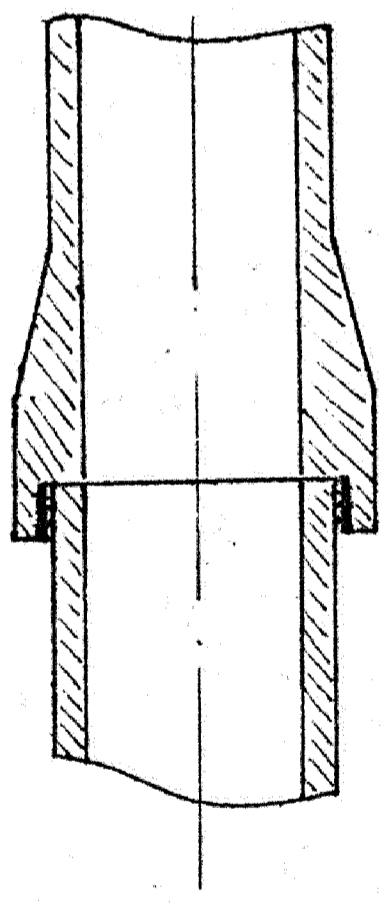


Fig. Nº 43.- ALGUNOS ACOPLAMIENTOS FLEXIBLES TÍPICOS

grandes y variados grados de consolidación y no deberán pasar por un suelo inestable de relleno. Para mayor flexibilidad, ninguna sección de un tubo estará fijada mientras haya una sección adyacente libre de movimiento, sin haber hecho las comprobaciones para relieves los esfuerzos resultante de un movimiento diferencial, a menos que los cálculos aprobados demuestren que la línea pueda resistir los esfuerzos causados por un tubo en ese movimiento.

La flexibilidad será prescrita por el uso de juntas flexibles o acoplamientos en los siguientes puntos:

a) Inmediatamente antes y después de un cambio de superficie de suelo, teniendo alto grado de diferencia de consolidación, (Ver fig. 44).

b) En todos los puntos que puedan considerarse como anclajes (Ver Figs. 45 y 46).

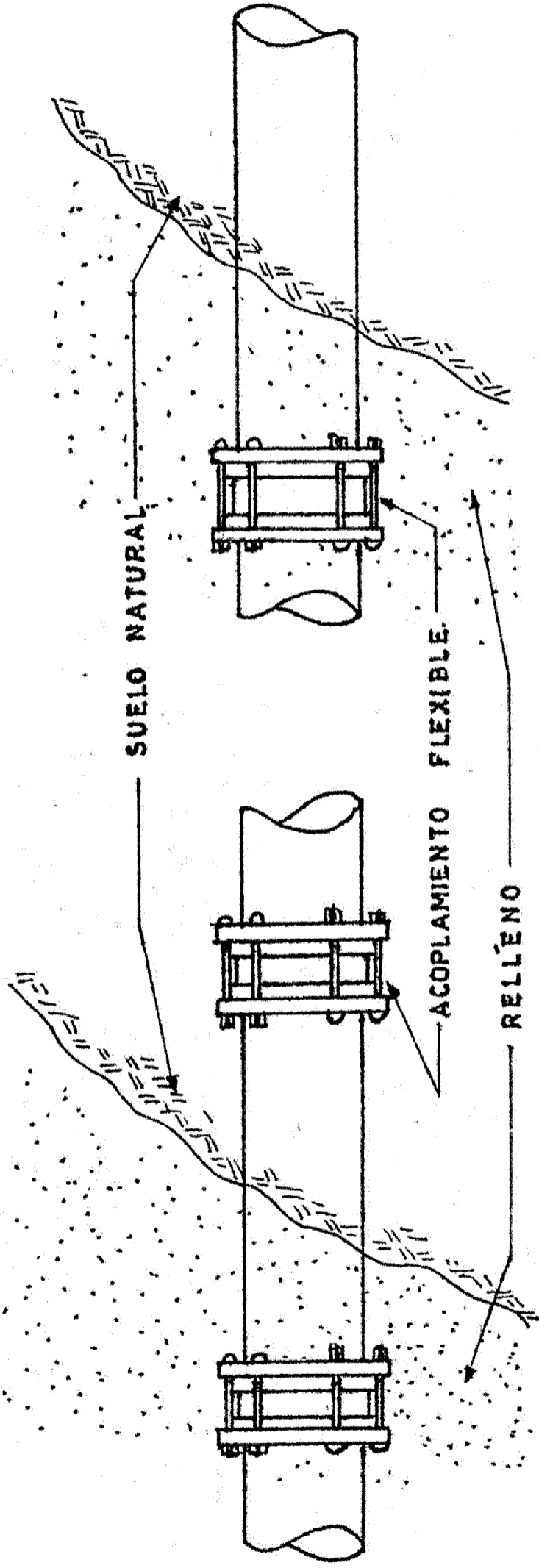
c) En todo punto de cambio brusco de dirección o en toda Tee (Ver fig. 47).

5.- En cuanto al abastecimiento del agua, por ejemplo en edificios de funciones delicadas como los hospitales, serán provistos de dos o más líneas de servicio que serán conectadas por secciones separadas de la red para así proveer un servicio continuado en caso que una sección de ella quede aislada. Los servicios serán interconectados en el edificio con válvulas Check para prevenir inundaciones posteriores.

Acoplamientos o conexiones flexibles serán usados entre válvulas y líneas para instalaciones de válvulas sobre los tubos de 3 ó más pulgadas de diámetro. En áreas alejadas, un sistema de auxilio podría ser una aceptable alternativa.

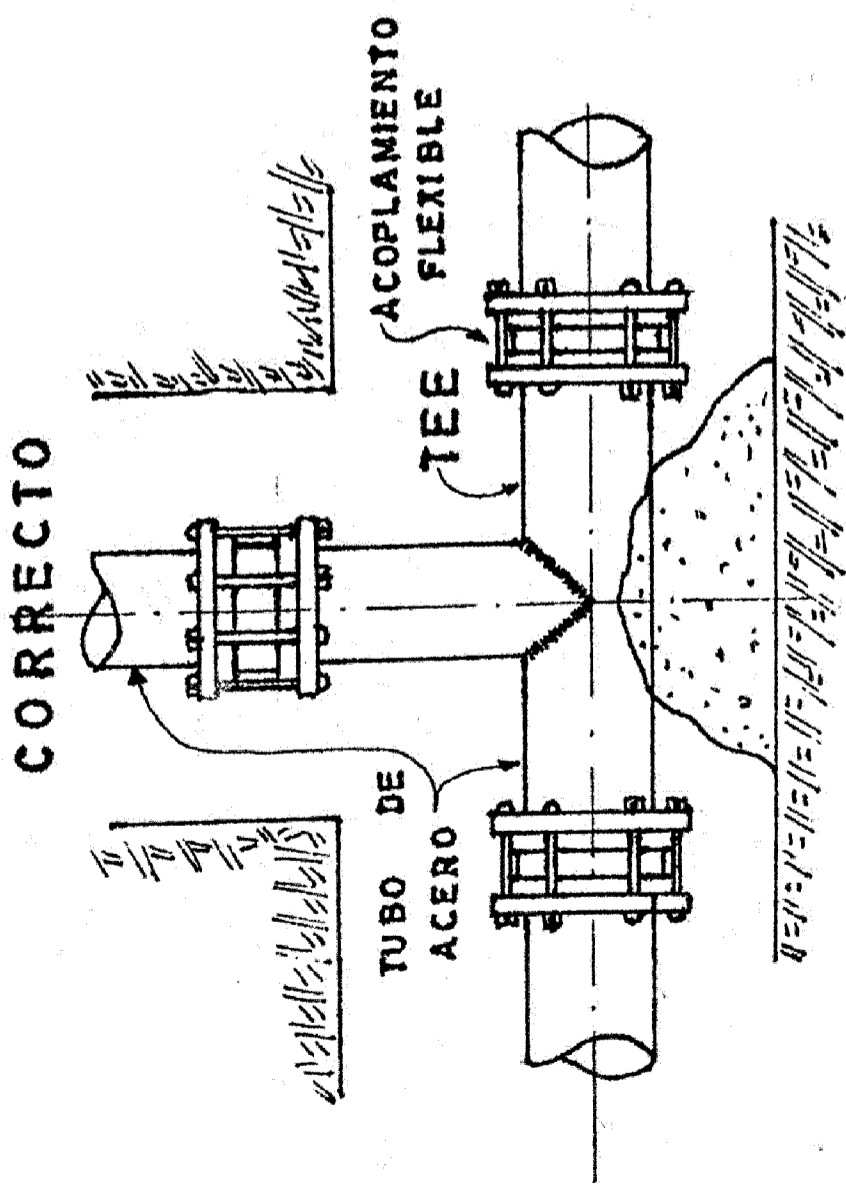
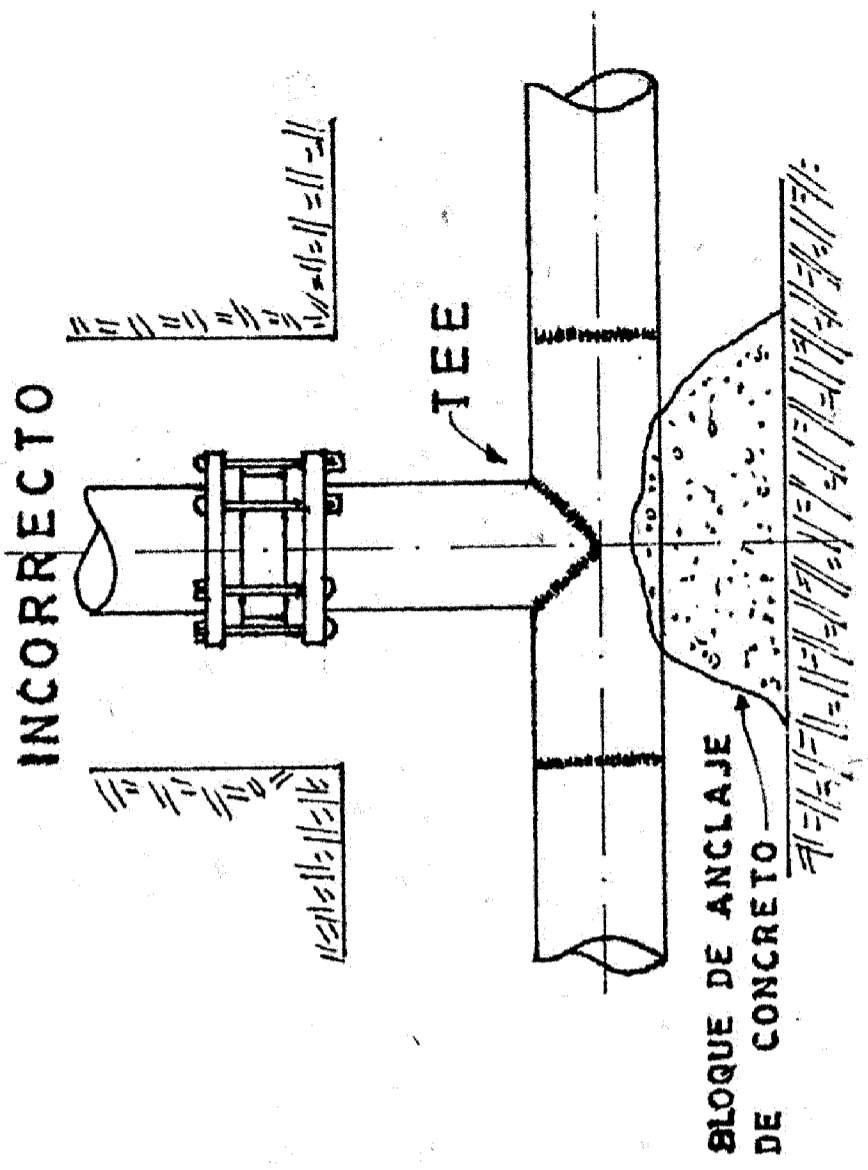
6.- Donde sea posible es preferible tener por lo menos dos fuentes independientes de abastecimiento de agua para facilitar la labor gubernamental.

INCORRECTO



COMENTARIO: Mayor flexibilidad se obtiene usando dos acoplamientos flexibles, uno en cada lado de la superficie de separación del relleno y el suelo natural.

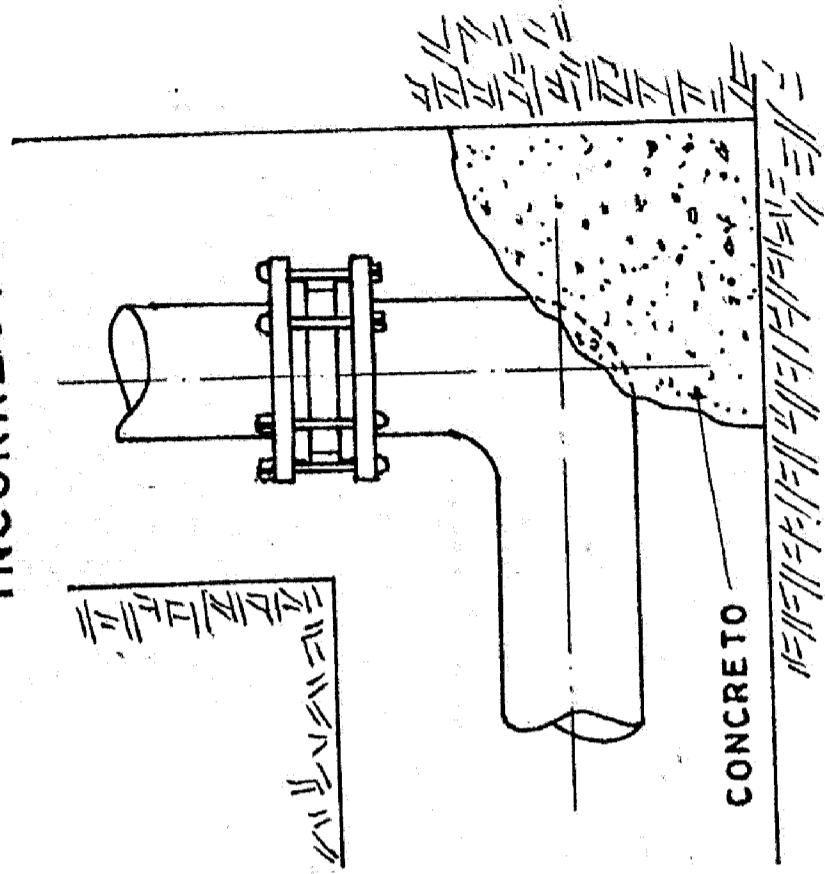
Fig. Nº 44



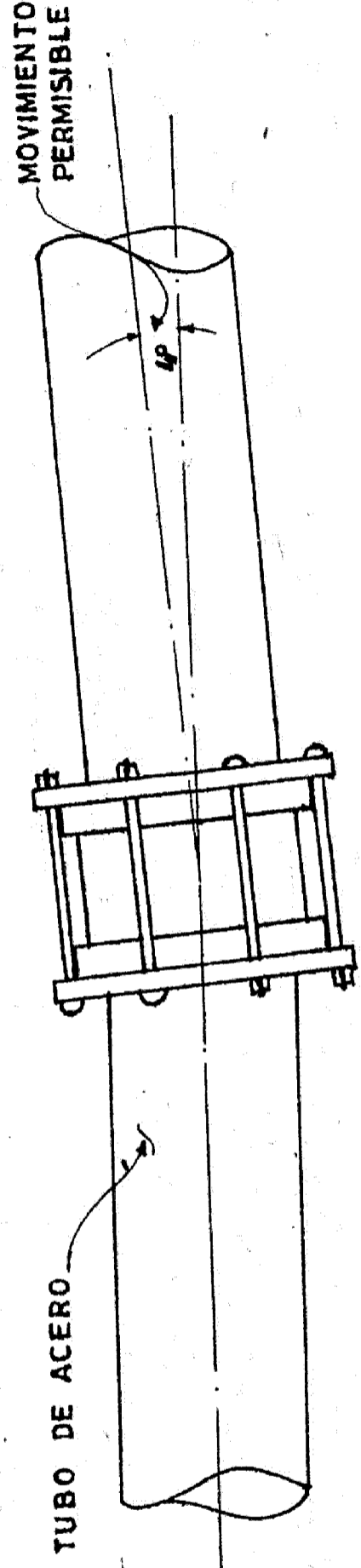
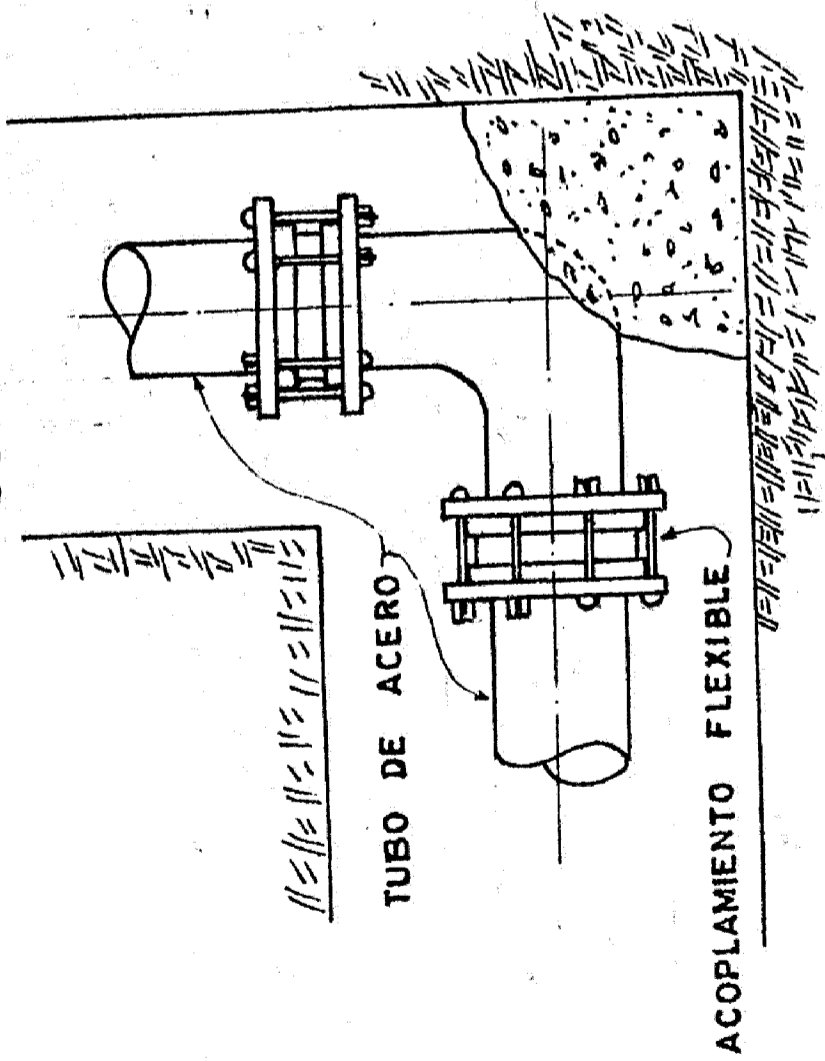
COMENTARIO: Una buena práctica de diseño sísmico requiere el uso de TRES acoplamientos flexibles en una unión en TEE. El bloque de anclaje de concreto es para prevenir los efectos de la alta presión en la línea de agua; también en prevención de un deslizamiento por movimiento a menos que la flexibilidad sea prevista con acoplamientos flexibles.

Fig. No. 45

INCORRECTO

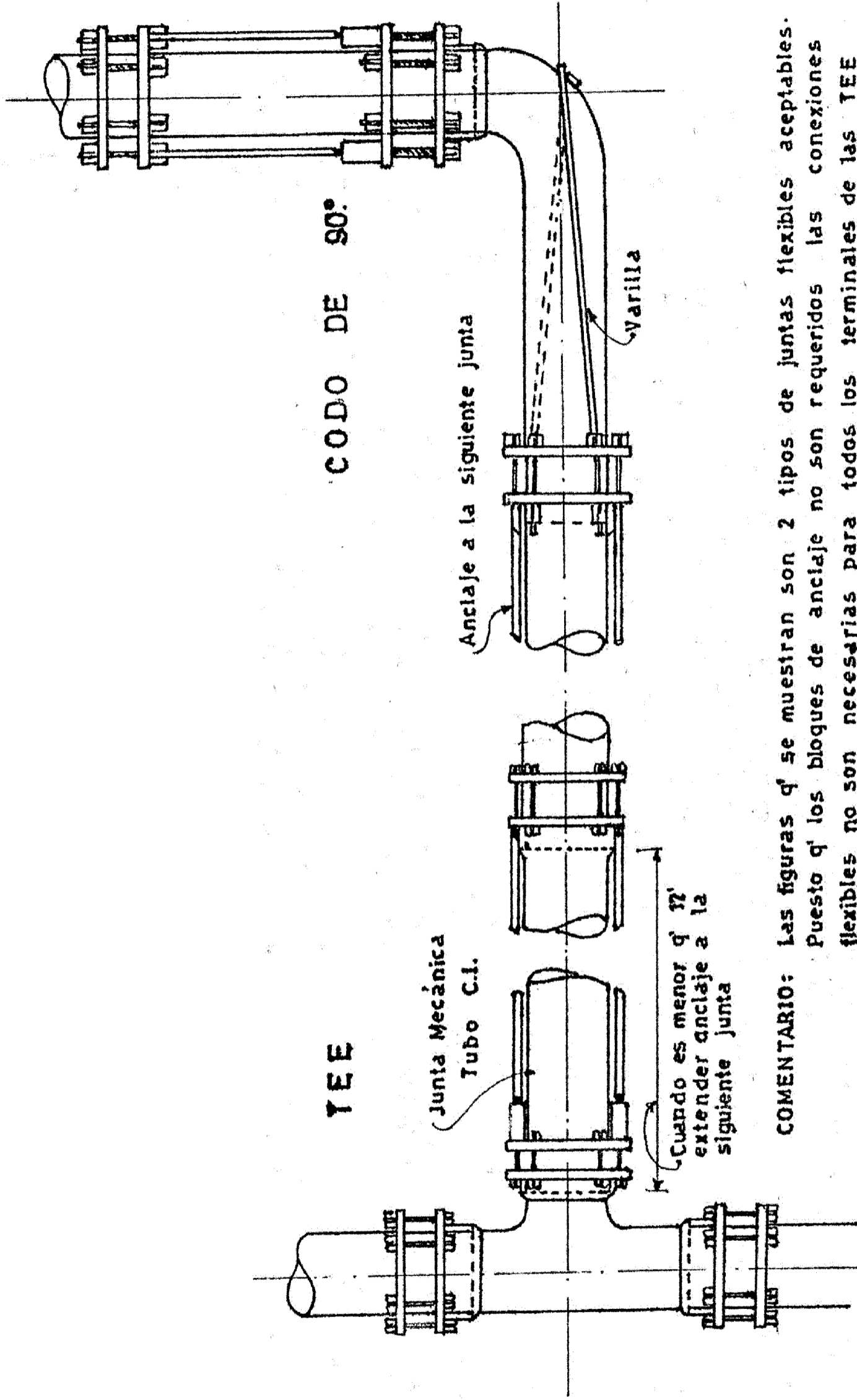


CORRECTO



COMENTARIO: Para tubos de acero, una junta flexible puede lograrse usando un acoplamiento flexible. Una adecuada inspección de la construcción desde el punto de vista sísmico que requiere de concreto no interfiere con la acción del acoplamiento flexible.

Fig. No 46



COMENTARIO: Las figuras q' se muestran son 2 tipos de juntas flexibles aceptables. Puesto q' los bloques de anclaje no son requeridos las conexiones flexibles no son necesarias para todos los terminales de las TEE

Fig. Nº 47

mental. Cuando el agua es suministrada por una entidad pública, un abastecimiento secundario será previsto mediante pozos o mediante un reservorio.

Cuando la fuente de agua proviene de pozos, un pozo adicional deberá perforarse como práctico en un punto regularmente aislado del primer pozo. La descentralización de la administración del abastecimiento del agua debe ser prevista para mayor flexibilidad en la red y de esta manera promover una mayor confianza en el abastecimiento durante un sismo destructor.

Cuando es factible, en un sistema de distribución de agua deberá ponerse exteriormente una red patrón. En caso de que el servicio es interrumpido en una sección de la red, el agua puede ser sacado de otras secciones adyacentes.

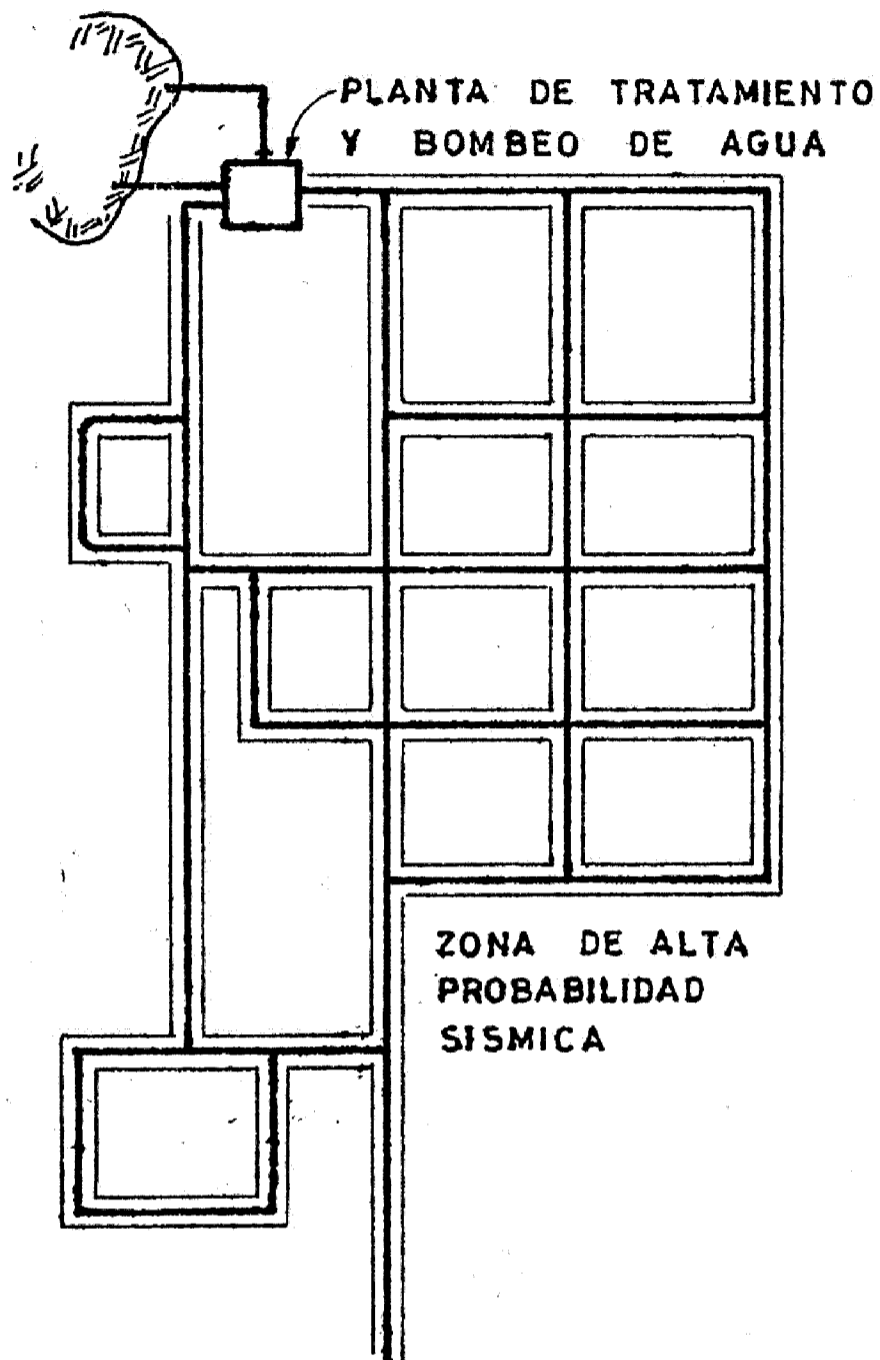
La red tendrá suficientes válvulas para permitir el aislamiento de roturas y facilitar la distribución del agua en casos de emergencia. O sea un abastecimiento de agua consistente de dos o más sistemas secundarios de distribución tendrán éstas, que estar conectadas a cualquier otra rama principal (Ver fig. Nº 48).

7.- De antemano debe estudiarse y planearse una buena, rápida y efectiva labor de auxilio.

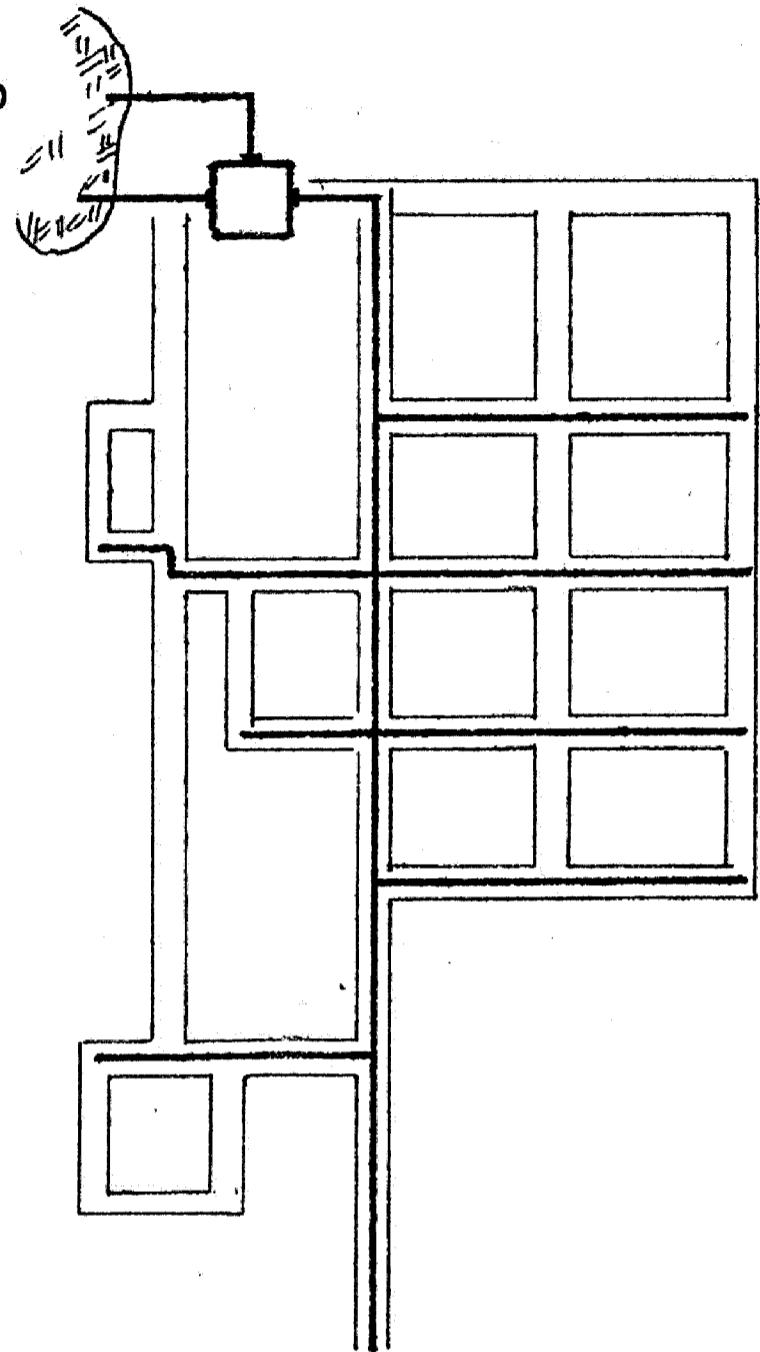
En aras de facilitar los trabajos de reparación de mayor cantidad de servicios como sea posible, en casos de un desastre, basado sobre la estimación de la posible evaluación del rescate, debe ubicarse siempre adecuadamente un puesto de socorro.

La ubicación de estos lugares de auxilio serán seleccionados de entre los más estratégicos, que superen las dificultades del tránsito y libres de peligro de incendio, ya que en casos de sismos, la más amplia y efectiva vía puede ser truncada de casas y edificios y el tráfico inte

CORRECTO



INCORRECTO



COMENTARIO:

Usar este sistema de distribución cuando la ubicación del terreno presta facilidades. Este sistema permite una flexibilidad máxima en la distribución del agua.

Un buen y práctico sistema de distribución, no puede interrumpir el servicio de agua por rotura de alguna línea.

rrumpido debido al transporte de materiales de socorro.

Las ciudades adyacentes mantendrán necesariamente aveniencia para una asistencia mutua, precoordinando con tiempo ordinariamente la reconstrucción de establecimientos y el abastecimiento de agua de emergencia.

Si fuera posible, es preferible conectar los terminales de una tubería de distribución de las ciudades adyacentes con cualquier otra, así la asistencia mutua de abastecimiento de agua puede ser ejercida en caso de un desastre.

8.- En cuanto al diseño y la construcción de las estructuras debe observarse primeramente, la inspección de la construcción.

En todo reglamento de diseño deberá ir incluido prescripciones para la inspección de la construcción por un Ingeniero calificado ya que, no obstante, no aparecer signos de falla en la construcción, fueron observadas en la mayoría de las estructuras examinadas; este requerimiento es particularmente importante en obras que presten servicio público.

9.- En el diseño sísmico, debe considerarse además de los esfuerzos, la deformación y la deflexión.

Los desplazamientos del suelo deben ser estudiados cuidadosamente para determinar las magnitudes apropiadas del movimiento, el cual deberá estar contenido en el diseño, cuyos detalles deberán estar dotados para permitir cualquier movimiento.

10.- Debe hacerse una exacta apreciación del valor de la ductilidad la cual debe esperarse en un tipo particular de diseño de estructura o material.

Las consideraciones del momento resistente de las estructuras -

de concreto o cualquier estructura, deben incluir, como una manera de reforzar este punto, requerimientos para momento resistente dúctil de estructuras.

11.- Las instalaciones subterráneas como son las tuberías para agua, desagüe, gas, etc. deben ser diseñadas para minimizar las interrupciones del servicio, ya que las líneas de distribución pueden fracturarse durante severos movimientos del suelo.

Las cajas de inspección dentro de las líneas de agua, son una fuente de contaminación, a mas de ser, tanto en las líneas de agua, de gas en las alcantarillas, etc. causas de grandes daños en el sistema.

Una posible medida de minimizar los daños como ya se ha dicho, es utilizando juntas flexibles y válvulas de cierre automático; y también debe considerarse una ruta de servicio alterno.

12.- En cuanto al riesgo geológico y la actividad de las fallas, los métodos utilizados, deberán ser desarrollados para identificar el potencial de actividad de las fallas asociada al riesgo geológico.

El terremoto de San Fernando, así como el terremoto del Condado de Kern, ocurridos a lo largo de una falla geológica que no estaba reconocida como activa antes del terremoto.

Estos sismos nos señalan la necesidad del desarrollo de mejores métodos para la descripción de la actividad potencial de fallas y la aplicación de estos métodos en el campo de la geología y estudios de fallas en áreas sísmicas.

La información adquirida mediante estos métodos para cualquier estudio, puede entonces ser tomada en cuenta en el planteamiento para el uso del terreno.

13.- En cuanto a la zonificación y riesgo sísmico, los mapas de esta naturaleza deben estar bien detallados y ser concisos. La regionalización sísmica debe indicar la medida de intensidad sísmica, (fuerza sísmica) en el basamento. Además este mapa refleja el potencial de riesgo sísmico como base de una extensa región.

Mapas de riesgo sísmico microrregional, son urgentemente necesarios para cubrir el potencial de riesgo sísmico representado una pequeña región. Cualquier mapa de microrregionalización de riesgo sísmico deberá considerar lo siguiente:

- a) Distribución y frecuencia de los sismos ocurridos en la región.
- b) Orientación de la estructura geológica regional.
- c) Fracturas geológicas regionales, así como las fallas del terreno, etc.

14.- Y por último, en la confección de los planos, éstos deberán estar completos, mostrando el mínimo detalle; como por ejemplo en el diseño de tuberías, mostrar la ubicación de llaves, grifos, válvulas y líneas de tubos referidas a estructuras permanentes y observando la existencia de otras estructuras como monumentos, etc.

A P E N D I C E

TERREMOTOS EN LA HISTORIA:

En este apéndice se ha considerado textualmente dos artículos a parecidos, uno en el diario El Comercio el día 17 de Julio de 1976 y el o tro en el diario La Crónica el 20 de Agosto del presente año, a raíz de los últimos sismos que han asolado a Nicaragua, México, Filipinas, Perú y en estos últimos meses a Guatemala, Italia, China, Rusia, etc.; motivados por la preocupación de los estudiosos por la posibilidad de predecir un sismo con miras a disminuir sus efectos en los centros poblados.

El primero de los artículos citados es del autor Harold Olmos, con el título de Terremotos en la Historia, dice textualmente:

"En el tiempo que el lector pone la vista en este artículo y, se decide a leerlo, en algún lugar de la tierra habrá ocurrido un terremoto. Treinta segundos mas tarde, la Tierra estará temblando en otra región. Y así, hasta llegar a un millón de sacudidas por año, de las cuales 300,000 serán apenas perceptibles; uno o dos centenares causarán alguna destrucción, y una o dos alcanzarán el grado ocho de la Escala Richter, intensidad suficiente para devastar una ciudad no regulada por medidas antisísmicas.

Cuando el hombre sintió el primer temblor- un fenómeno que lo habrá de acompañar probablemente a lo largo de su paso por la tierra- acudió al expediente mas a mano para conseguir una explicación: Los Dioses se enojaban y sacudían el planeta desde sus mas remotas profundidades para castigar a la gente.

Los historiadores cuentan que el Emperador Justiniano decidió a plicar la pena de muerte para algunas aberraciones sexuales, las blasfemias y expresiones de indignación, convencido de que todas ellas eran causa de terremotos. Tucídides y Diódenis Sículos nos dicen que un sismo detuvo la marcha Peloponesa sobre Deotia, 476 años antes de nuestra era, cuan-

do los soldados que el temblor era una advertencia de los Dioses, y dando media vuelta, se volvieron a casa.

No es mucho lo que se ha avanzado desde entonces, por lo menos en lo que a predicciones se refiere. En materia de pronósticos, el hombre puede determinar anticipadamente y con bastante precisión los fenómenos meteorológicos, pero hasta ahora no ha dado con una fórmula para saber cuándo un terremoto ha de ocurrir. Sabemos que las fuerzas geológicas en el interior de la tierra tienen en los terremotos una "válvula de escape", una liberación extraordinaria de energía que, a menudo, con intervalos y diferentes grados de intensidad, se puede prolongar por semanas. La sismología que se ocupa de estudiar este fenómeno alcanzará su meta más acariaciada el momento en que pueda decir: "Alerta: en tal lugar habrá un terremoto".

No hace mucho, Guatemala era sacudida por uno de los más violentos terremotos ocurridos en América Central. Hace apenas tres años, Managua agonizaba. Si debemos creer a Platón, hace 12,000 años la Atlántida desaparecía de la noche a la mañana, engullida por el mar en lo que seguramente fue un cataclismo sísmico. Y el reciente sacudón en México sirvió para recordar amargamente a muchos mejicanos que parte de su país está dentro de lo que se considera área sísmica.

Fue China el primer país en crear un instrumento para registrar terremotos. En el primer siglo de nuestra era, los chinos tenían ya una curiosa campana con ocho bocas. Si un temblor hacía que la bola cayera de las mandíbulas del dragón a la boca de alguno de los ocho sapos de bronce colocados en la base de la campana. Esto era como una brújula que indicaba la dirección en la que había ocurrido el temblor.

El mecanismo fue mejorado durante el siglo 18 por un francés y hasta casi 100 años más tarde fue el único instrumento conocido para registrar esos fenómenos. En 1853 el italiano Luigi Palmieri inventó el primer sismógrafo.

Entre Setiembre de 1973 y Julio de 1974, los chinos habían notado algunas irregularidades en una área sísmica de la región de Liaotung. Se llegó así a pensar que estaba por ocurrir un terremoto, pero no se podía definir cuando.

Curiosos y reflexivos por naturaleza, los chinos advirtieron, entre otras cosas, signos raros en el comportamiento de los animales. Hacia fines de 1974 se habían presentado varios sacudones de relativamente alta intensidad.

Los animales, pasaron entonces, a ser parte de las fuentes informativas para prevenir movimientos sísmicos.

Hace poco, la delegación china ante una Conferencia de la UNESCO informó que dos horas antes del terremoto de Julio de 1969, que con una magnitud de 7.4 grados, asoló la región de Pohai, el guardia de un Zoológico, había advertido que sus tigres actuaban de una manera extraña e informó a los sismólogos locales que "un terremoto estaba a la vista".

En 1972, los campesinos de otra región también previnieron un sismo después de observar que sus aves de corral se mostraban nerviosas y que los cerdos se negaban obstinadamente a entrar al corral.

A principios de 1974, síntomas semejantes, combinados con ondas sísmicas, habían sido observados en la región de Haicheng-Yingkou. Los sismólogos pasaron la información al gobierno regional convencidos de que se avecinaba un terremoto. Rápidamente, las autoridades se pusieron a actuar, y sin mayores demoras, la gente fue puesta en estado de alerta y se les sugirió construir cabañas temporales, trasladar a los enfermos de los hospitales, organizar equipos médicos y como orden terminante, abandonar las casas y buscar sitios seguros. Esto ocurría el 2 de febrero de 1975.

A las 7.36 de la tarde del 4 de febrero, dos días más tarde, un fuerte terremoto conmovió Haicheng. Las pérdidas sin embargo, fueron -

mínimas. En un poblado de unos 3,000 habitantes, sólo un niño resultó herido.

Por primera vez en la historia el hombre había podido anticipar un terremoto y tomar medidas previsoras.

Y por último para terminar, el artículo aparecido en La Crónica en su espacio La Crónica Corta con el título "La predicción de sismos" que a la letra dice:

Charles Richter, el autor de la escala con que se toma el pulso sísmico, no cree en la predicción certera de los cataclismos terrestres. Sostiene que falta mucho a los científicos para llegar al aviso oportuno y seguro de la inminencia o proximidad de un terremoto. No hay base cierta, ni siquiera indiciaria, para dar cuenta previa de los sismos, dice el científico norteamericano, contradiciendo la optimista teoría de algunos de sus colegas de China, salida a comentario con motivo del reciente terremoto sufrido por ese país.

Desahucia así el famoso sismólogo una vieja esperanza que sigue, ya se ve, temblorosa, pendiente de realización. Los chinos afirmaron hace un año haber encontrado un medio de detectar el germen y dirección de un movimiento sísmico y lanzaron al mundo un eureka nada oblicuo aunque, al parecer precipitado. La reciente catástrofe que los ha abrumado los encontró totalmente desprevenidos, indefensos y confiados. Su optimismo cayó por tierra.

En 1975 la ciudad de Haicheng fue evacuada por haberse-se dijo-descubierto los síntomas de un sismo, que efectivamente se produjo. De este acierto-casualidad-se extrajo una generalización que el terremoto de Taichang ha relegado a completa falta de rigor científico.

Para Richter no nos queda a los humanos, por ahora, sino conformarnos con la convulsa incógnita de los sismos y, en consecuencia pre

pararnos para soportarlos en las mejores condiciones de serenidad y organización. Debemos curarnos en calma de todo pánico, hasta que sea posible predecir los temblores y terremotos y anticipar, aún con largueza, - su puntualidad inexorable. Pero hasta que no arribemos a tamaña aventura, debemos declinar toda ilusión excesiva, para no sufrir falsos anuncios - que nos ocasionen desquiciamiento y desolación interiores apresurados.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Shunzo Okamoto: Introduction to Earthquake Engineering.
- 2.- Japan Society Of Civil Engineers.- Earthquake Resistant Design For - Civil Engineerring Structures, Earth Structures and Foundations in Japan.
- 3.- Económic Comission for Asia and the Far East (E.C.A.F.E.): Manual of Standards and Criteria for Planning Water Resource Projects; Water - Resources Series, Nº 26 O.N.U.
- 4.- U.S. Departamentos of the Army, the Navy, and the Air Force: Techni-- cal Manual Nº 5-809-10; Seismic Design for Building; Abril de 1973.
- 5.- U.S. Departamentos of Commerce: Building Science Series 40; Enginee-- ring Aspects of the 1971 San Fernando Earthquake.
- 6.- Geological Survey Professional Paper 1002: The Guatemala Earthquake of February 4, 1976 a Preliminary Report.
- 7.- H. Senda & Y. Nakagawa: Report of the Construction Work of the Naga-- sawa Filtration Plant Tokio Water Works, Jour. of J.S.C.E. Vol. 44 - Nº 12- 1959.
- 8.- T. Sakai: General & Practical Calculation Fórmulas of the Stress in Hollow Cylindrical Shell due to Forced Vibration, Trans. of. J.S.C.E. Nº 18 - 1953.
- 9.- R.W. Clouch: Effects of Earthquake on Under-Water Structures.
- 10.- I.D.I.E.M. : Universidad de Chile; Vol. 3 Mayo 1964 (Nº 1)
- 11.- Centro Regional de Sismología para América: Sismología - Perú.
- 12.- Silgado Ferro Enrique: Terremotos - Perú.
- 13.- Instituto de Estructuras: Manual de diseño sísmico.
- 14.- Vallenas, Fernández: Recomendaciones para el Diseño Antisísmico de O-- bras de Ingeniería Civil; Tesis de Grado.
- 15.- Esteba L.: Los Temblores de Mayo. Chile.
- 16.- G. Espinoza: Estudio sobre el sismo del 17 de Octubre de 1966; Tesis

de Grado.

- 17.- Morán: Estudio del Comportamiento Dinámico de Tanques Elevados de A cero, Chile 1963.
- 18.- Arias Meller: Determinación Experimental de Periodos Naturales y - Amortiguamiento de Estanques Elevados en la Ciudad de Santiago, Pri meras Jornadas Chilenas de Ingeniería Antisísmica, Santiago 1963.
- 19.- Sociedad Sismológica de América: Comportamiento Dinámico de Tanques Elevados, (Nº 2) 1963.
- 20.- G.M. Murpy: Dynamic Similitude of Underground Structures, 1964.
- 21.- R. Dobry y L. Alvarez: Seismic Failure of Chilean Tailings Dams, - 1967.
- 22.- Apuntes de clases de Ingeniería Antisísmica: Ing. R. Morales M.
- 23.- Julio Kuroiwa: Normas Peruanas de Diseñi Antisísmico.
- 24.- Diarios: El Comercio y la Crónica, 17-7-76 y 20-3-76 respectivamente.