

COMPORTAMIENTO SISMICO DE TUBERIAS ENTERRADAS. UN ANALISIS CINEMATICO*

Arturo ARIAS**

RESUMEN

Después de destacar la importancia que tiene el buen comportamiento de los sistemas de canalizaciones subterráneas en emergencias sísmicas, se describen brevemente algunos resultados de la observación y experimentación sobre este tipo de obras. Se expone un modelo cinemático que explica algunas de las circunstancias observadas en el comportamiento sísmico de tuberías de diámetros pequeños o intermedios.

INTRODUCCION

El presente trabajo se refiere al comportamiento de conductos subterráneos de diámetro pequeño; en esta clasificación quedan incluidos oleoductos, gasoductos y otras canalizaciones subterráneas, en especial las destinadas a los servicios urbanos de agua, alcantarillado, electricidad y teléfonos. Atendiendo a su uso, se trata de obras cuyo buen funcionamiento es vital aun en circunstancias normales y cuya falla en caso de sismo puede agravar los efectos directos o convertirlos en un desastre de grandes proporciones. Desde el punto de vista del análisis y diseño sísmico, la característica más importante que presenta este tipo de obra es su gran longitud; es precisamente esta característica la que da lugar a problemas especiales que no ocurren en otras obras civiles.

El examen de algunos antecedentes históricos hace evidente la necesidad

* Charla dictada en la sesión inaugural de las XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.

** Investigador de tiempo completo, Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México.

de diseñar adecuadamente estas estructuras, de modo que continúen en operación durante las emergencias sísmicas. Las fallas más serias que se han observado son las relacionadas con la interrupción del servicio urbano de agua: la falta de agua potable ha favorecido la propagación de enfermedades epidémicas y, en varios casos, la interrupción en los sistemas de aducción y distribución ha impedido el control de incendios. Por ejemplo, el gran incendio que siguió al terremoto de San Francisco, en 1906, abarcó una superficie de 12 km²; sólo 31 manzanas de 521 escaparon indemnes. El incendio continuó durante 36 horas sin control, por causa principalmente de los daños en las tuberías matrices de aducción; como consecuencia de ello, el 80% de los daños sufridos por la ciudad son atribuibles al incendio.

Dos de los tres principales depósitos de agua que surtían la ciudad estaban situados cerca de la falla de San Andrés, pero ninguno sufrió daños importantes. Sin embargo, las matrices de aducción resultaron dañadas en el cruce con la falla o en lugares en que atravesaban terrenos blandos o de relleno. La falta de agua se debió a la rotura de estas matrices, así como a cientos de roturas en las líneas de distribución. Miles de conexiones domiciliarias resultaron rotas a consecuencia del movimiento mismo e indirectamente por efecto de los incendios.

El terremoto de Kanto (Japón, 1923) rompió todas las matrices de agua de Tokio. Los incendios, avivados por un fuerte viento, duraron tres días y destruyeron el 40% de la ciudad (447 128 edificios resultaron totalmente destruídos por el fuego, contra 128 166 totalmente destruídos y 126 233 parcialmente destruídos por efectos directos del movimiento sísmico). El suministro de agua potable constituyó un problema sumamente grave. La reposición del servicio normal se logró sólo después de tres meses; la reposición parcial fue posible sólo al cabo de una semana.

En Yokohama, con ocasión del mismo terremoto, la rotura de las matrices junto con impedir el control de los incendios, provocó inundaciones graves. En algunos sectores de la ciudad, el agua alcanzó casi un metro de profundidad, dificultando las operaciones de rescate y reparación.

Otros terremotos que han producido fallas importantes en las conducciones de agua son las de Fukui (1948), Niigata (1964) y San Fernando (California, 1971). Ese mismo año, un terremoto produjo grandes daños en Valparaíso. Afortunadamente no hubo incendios de importancia, y decimos afortunadamente porque un catastro de daños en viviendas, realizado con el propósito de evaluar el déficit adicional de habitaciones provocado por el sismo y en el cual le tocó participar al autor, reveló que una buena parte de la ciudad carecía de grifos contra incendios, amén de que todos los cuarteles de bomberos estaban situados en la zona baja de ella.

La ruptura de las canalizaciones de gas es otro de los problemas críticos subsiguientes a los grandes terremotos. En el terremoto de Long Beach (California, 1933), se denunciaron 19 incendios, 7 de los cuales fueron atribuídos a fallas en el sistema de distribución de gas o a roturas en los equipos quemadores.

Las fallas en el servicio de gas contribuyeron a los grandes incendios de San Francisco y Tokio.

Aunque se trata de estructuras de dimensiones transversales más grandes que las que aquí nos preocupan, conviene mencionar brevemente los daños sufridos por túneles y otras canalizaciones mayores. Estas estructuras tienen de común con las de nuestro interés su gran extensión longitudinal. El terremoto de Kern Country (California), causó daños graves a cuatro túneles de ferrocarril, por desplazamientos en fallas, hundimientos debidos a presiones excesivas, pandeo y agrietamiento en los revestimientos provocados por fuerzas axiales. Daños similares ocurrieron en dos túneles de ferrocarril con ocasión del terremoto de San Francisco. El terremoto de Kanto dañó 25 túneles, con numerosos derrumbes y roturas de revestimientos. En California, durante los últimos 100 años, por lo menos 20 terremotos han dañado de manera significativa canales y tuberías, siendo las causas directas principales de estos daños los desplazamientos en fallas tectónicas, deslizamiento de taludes en suelos blandos, asentamientos de suelos por vibraciones y licuación de suelos granulares saturados.

El crecimiento de las grandes aglomeraciones urbanas requerirá cada vez más de la construcción de obras como las que aquí nos preocupan. Simultáneamente, la mayor concentración geográfica de la población y de las inversiones en edificación, instalaciones y equipos industriales o de otra índole, hará más crítica la necesidad de que los servicios urbanos se mantengan operantes en una emergencia sísmica. En otras palabras, debemos esperar que el potencial de daños por falla de canalizaciones urbanas a causa de sismos sea mayor y que aumente consiguientemente la presión sobre nuestra profesión para producir obras confiables. Un examen somero de la situación actual muestra que los problemas sísmicos a que dan lugar las tuberías subterráneas han recibido atención marginal. Por ejemplo, las exigencias de la mayoría de los reglamentos, ordenanzas o normas de diseño y construcción vigentes, en lo que se refiere a los aspectos sísmicos, están orientados principalmente a edificios y otras construcciones elevadas y tienen poco o nada que ver con las estructuras subterráneas. Del mismo modo, la atención dedicada en la literatura técnica al desarrollo de criterios y métodos de análisis y diseño de este tipo de obras ha sido relativamente escasa.

Es poco lo que sabemos sobre el análisis dinámico de tuberías subterráneas sometidas a movimientos sísmicos. Las dificultades derivan de dos circunstancias: la gran longitud de este tipo de obras y nuestro escaso conocimiento del problema de interacción dinámica entre una estructura deformable y el suelo que la rodea.

Una buena parte de la teoría de la respuesta sísmica está construída sobre la hipótesis de que la excitación queda bien representada por la aceleración de un punto de la cimentación. Este enfoque dista mucho de ser válido en el caso de tuberías: se necesita conocer no sólo la evolución temporal del movimiento del terreno sino, además, su distribución espacial. La circunstancia de que la excitación en un mismo instante varía de un punto a otro de la estructura es demasiado

importante para ser ignorada.

Para una tubería construída sobre apoyos aislados, el problema de interacción suelo-cimentación-estructura, se reduce al de la interacción entre el suelo y la cimentación, para el cual disponemos de soluciones relativamente satisfactorias. El problema de la interacción entre una tubería subterránea y, más en general, el de estructuras subterráneas, con el suelo circundante ha recibido comparativamente mucho menos atención de parte de los investigadores, seguramente porque, aun en casos ideales, y aunque se empleen modelos matemáticos muy simplificados, hay dificultades para obtener soluciones analíticas.

El asunto se complica aun más por la escasez de información empírica. Poca es la disponible acerca de la distribución espacial del movimiento de terrenos superficiales durante temblores intensos; por otra parte, los daños observados en tuberías enterradas han ocurrido generalmente en suelos blandos y han estado asociados a efectos francamente no lineales que todavía no han sido explorados suficientemente por los mecánicos de suelos y para cuya representación disponemos sólo de unos esquemas teóricos bastante burdos.

El número de problemas se multiplica si pensamos que aun para el diseño bajo cargas estáticas, las solicitaciones a que está sometida una tubería subterránea depende de factores relacionados con los procedimientos constructivos, que son, por lo general, de difícil evaluación numérica: los empujes de tierra, por ejemplo, quedan fuertemente influidos por la manera de ejecutar el relleno y efectuar su compactación; si la tubería ha sido colocada en zanja o no, si se ha dispuesto bajo ella una base de otro material (hormigón o grava, por ejemplo), influirá sobre la distribución de empuje que debe considerarse en el diseño. Desde otro punto de vista, la presencia de singularidades, como ser codos, curvas, derivaciones, conexiones de válvulas, cámaras de inspección, anclajes, etc. multiplica el número de casos especiales que se deben analizar.

Todas estas dificultades obligan a empezar el desarrollo de una teoría del comportamiento dinámico de tuberías subterráneas con la consideración de modelos muy sencillos, válidos para los casos más simples. La resolución de estos casos permitirá confrontar las hipótesis con los hechos observados, modificarlas adecuadamente, si es necesario, elaborar modelos más realistas y recién entonces abordar los casos más complejos que se presentan en el análisis y diseño de estructuras reales.

En la construcción de los modelos matemáticos debemos guiarnos por los resultados de la observación y la experimentación. Para nuestros propósitos bastará una reseña muy breve de lo que puede encontrarse en la literatura técnica.

COMPORTAMIENTO DE TUBERIAS EN SISMOS REALES

Por limitaciones de espacio nos referiremos brevemente a unos pocos casos.

Terremoto de Kanto (1923)

En Tokyo la distribución geográfica de los daños en tuberías de agua fue muy

diferente a la de los edificios. Los daños más grandes en edificios (excluidos los debidos al fuego) ocurrieron en la zona de la ciudad cimentada sobre suelos aluviales, mientras que los daños importantes sufridos por las tuberías se concentraron en la transición de los suelos firmes de las laderas de los cerros a los suelos blandos de la parte central de la ciudad. En los suelos blandos los corrimientos fueron grandes, no así en los suelos más competentes de las laderas; la mayor concentración de daños en la zona de transición debe atribuirse entonces a la ocurrencia de corrimientos diferenciales importantes entre dos tipos de suelos diferentes. No importa, pues, tanto el valor absoluto de los corrimientos del suelo, sino la diferencia de ellos entre puntos cercanos de la tubería. Aunque en los suelos blandos los corrimientos absolutos fueron mayores, los relativos entre puntos cercanos aparentemente fueron menores que en la zona de transición.

Otra observación interesante extraída de la experiencia del terremoto de Kanto se refiere al comportamiento de tuberías de cerámica (alcantarillado) instaladas a distinta profundidad. Mientras que el 33% de las tuberías instaladas a 1.20 m de profundidad falló, no hubo fallas en las tuberías enterradas a 2.40 m. Esta observación es congruente con el conocido efecto de amplificación que se produce cerca de la superficie y viene a reforzar lo dicho anteriormente sobre la importancia de los corrimientos diferenciales.

Los caños de fundición de las matrices de distribución de Tokyo (diámetro 1100 mm) sufrieron numerosas fallas, así como fueron numerosas las fallas en singularidades de la línea (válvulas, codos, arranques). En Yokohama las líneas de distribución fallaron sistemáticamente: hubo que excavar prácticamente todas las líneas para reponer caños quebrados y sellar juntas. (Okamoto, 1973, pp 65-6).

Terremoto de Fukui (1948)

Se observó que las matrices de distribución orientadas de norte a sur sufrieron mayores daños que las que corrían de este a oeste. Muchos tramos de las primeras experimentaron, en promedio, 80 roturas por km. Las tuberías rectas se cizallaron en las bridas de unión; hubo fallas en codos y, especialmente, se presentaron daños cuantiosos en bloques de anclaje. Hubo numerosos fracasos en singularidades: válvulas de control que sometidas a fuerzas axiales reventaron, uniones en T cizalladas, grifos cizallados por su base. (Okamoto, 1973, p. 76).

Terremoto de Tokachi (1952)

Las tuberías no metálicas exhibieron especial debilidad en las uniones. Las líneas de distribución de la ciudad de Kushiro estaban formadas por caños de fundición conectados mediante bridas; las fallas se produjeron en las bridas. Hubo fallas en puntos de ramificación. (Okamoto, 1973, p. 78).

Terremoto de Niigata (1964)

Cerca del 68% de las matrices de distribución de agua resultaron dañadas. La falla más frecuente fue por deslizamiento en las uniones. Los daños se concentraron en la zona de suelos malos y fueron relativamente pequeños en la parte alta

de la ciudad. Se observó relación entre la cuantía de los daños y la orientación de la tubería, siendo mayor la proporción en aquellos tramos perpendiculares al curso del río Shinano. En general los daños fueron menores en las tuberías más profundas.

Hubo una relación estrecha entre los daños y el tipo de unión empleada. Las uniones de enchufe en tuberías de fierro fundido resultaron poco flexibles. Las uniones mecánicas en ese tipo de tuberías así como las de collar en tubos de asbesto-cemento deslizaron y produjeron agrietamiento. No se observaron diferencias notables entre los daños en tramos de distribución resueltos con tubos de fierro fundido y los construídos a base de tubos de asbesto-cemento, excepto donde la intensidad del movimiento fue muy grande. Los mayores daños en tubos de asbesto cemento se observaron en los casos de diámetros pequeños (100 a 150 mm). En tubería de asbesto-cemento de diámetro superior a 150 mm hubo pocas roturas de tubos, pero numerosas uniones fallaron por deslizamiento. Las tuberías de acero soldadas resultaron las más resistentes.

Observaciones análogas a las transcritas valen para las tuberías de gas. La mayor parte de los daños ocurrieron cerca del río Shinano. Hubo allí rotura de matrices y ramales con deslizamiento en uniones. El 70% de las matrices de esa zona requirió reparación. Las tuberías de distribución de acero fundido sufrieron deslizamiento en uniones, especialmente en los tramos perpendiculares al curso del río. Hubo uniones de tubos de fierro fundido que fallaron reventándose por compresión axial. Se presentaron casos de flotación de tuberías por licuación de suelos.

Temblores de Matsushiro (1965 - 1967)

Varios temblores de moderada intensidad ocurrieron en la zona de Matsushiro, Japón, entre agosto de 1965 y marzo de 1967. Algunos investigadores^{1 5} aprovecharon la ocasión para estudiar el comportamiento sísmico de tuberías subterráneas. Los datos obtenidos son muy valiosos para la formulación de los modelos teóricos.

La aceleración máxima del terreno registrada durante los experimentos fue de 183 gal y el temblor de mayor magnitud aprovechado para las mediciones tuvo una magnitud Richter de 5.3. Los diámetros de las tuberías de acero estudiadas eran 270 mm y 90 mm, aproximadamente. Se experimentó también con un conducto de concreto de sección rectangular (500 x 630 mm).

Las principales conclusiones obtenidas son las siguientes:

1. No se observó diferencia entre los corrimientos de las tuberías y del suelo.
2. Los corrimientos horizontales del suelo en las direcciones axial y transversal fueron aproximadamente iguales.
3. En tramos rectos, las deformaciones unitarias axiales resultaron mayores que las deformaciones unitarias por flexión.
4. Las deformaciones por flexión en la cercanía de codos y curvas fueron del mismo orden que las observadas en tramos rectos.

5. Las deformaciones máximas de la tubería no ocurrieron en la fase del movimiento que contenía las aceleraciones máximas, sino más bien después de ocurrida esa fase. Igual conclusión se obtuvo para las deformaciones máximas del terreno en la superficie.
6. No se observó que existiera una frecuencia natural de la tubería, ni que hubiera resonancia con algunas frecuencias.
7. No se observaron ondas de corte puro en la superficie.
8. Aparentemente los autores concluyen que las ondas que influyen más en las deformaciones unitarias de la tubería son las ondas superficiales (Love y Rayleigh). Esta conclusión aparece corroborada por la observación de que en la fase de aceleraciones máximas se detectaron períodos en el movimiento del terreno de 0.15 y 0.25 s, mientras que el período predominante en las deformaciones de la tubería fue de 0.40 s, que coincide con el período observado en el movimiento del terreno en la fase posterior a la llegada de las ondas S. Sin embargo, durante la fase S pueden aparecer deformaciones importantes si el terreno no es homogéneo.

EXPERIMENTOS DE CAMPO

Nasu et al. (1973) efectuaron experimentos de campo con una tubería de acero ($\phi = 1219$ mm, $e = 11.7$ mm, $L = 84$ m) compuesta por siete caños de 12 m unidos por soldadura. La tubería iba colocada en zanja y cubierta por relleno. El terreno superficial en el cual se excavó la zanja estaba formado por una primera capa de relleno de 3.4 m de espesor sobre una arcilla limosa ($\gamma = 1.4$ a 1.5 t/m²; $W\%$ = 80 - 110; $W_L\%$ = 90 - 120, $q_u = 0.15$ - 0.20 t/m²) con un espesor de 14.5 m, que yacía sobre capas más profundas de arcillas duras, y grava con arena. Se midieron las siguientes velocidades de propagación α y β de ondas P y ondas S:

	Profundidad (m)	α (m/seg)	β (m/seg)
Relleno	0 - 3.4	360 - 410	120 - 130
Arcilla limosa	3.4 - 17.9		80
Capas profundas de arcilla y de grava arenosa	17.9		250 - 300

Se efectuaron experimentos con diversos tipos de ondas generadas por varios métodos: explosivos, impacto horizontal y disparos horizontales, hinca de pilotes, vehículos en movimiento.

Se encontró que cualquiera que fuera el método empleado para generar las ondas, la tubería se movió junto con el suelo. No se observaron diferencias de fase significativas entre la deformación de la tubería y la del suelo. Sin embargo, las ondas de deformación por flexión observadas son más simples (menor contenido de frecuencias altas) que las de deformación axial del tubo y decaen

más rápidamente en el tiempo. No se pudo determinar un período natural de vibración de la tubería.

Las deformaciones unitarias axiales durante la vibración resultaron ser predominantes.

EXPERIMENTOS DE LABORATORIO

Estudios en modelos (Goto et al., 1973; Okamoto et al., 1973) confirman que el desplazamiento de la tubería difiere poco del desplazamiento del suelo circundante y que este último es esencialmente el desplazamiento de campo libre. Cuando el modelo de la tubería atraviesa tipos diferentes de suelos, los esfuerzos axiales máximos y los momentos de flexión máximos se producen en la vecindad de la transición. Asimismo, si el modelo está formado por tramos articulados entre sí, la reducción del momento de flexión beneficia a un largo relativamente pequeño del conducto a ambos lados de la articulación.

DAÑOS OBSERVADOS

Aunque los datos de que disponemos no permiten un análisis estadístico de los daños se pueden extraer de ellos las siguientes conclusiones:

1. Un estudio del comportamiento de tuberías en el terremoto de San Fernando, muestra que los daños decrecen rápidamente con la distancia al epicentro. Los daños fueron escasos en aquellos lugares en que la aceleración máxima fue inferior a 300 gal.
2. Si se excluyen las roturas debidas a grandes desplazamientos en fallas geológicas, licuación de suelos granulares saturados, deslizamiento de taludes y asentamientos en suelos poco densos, las principales causas de fallas observadas son: a) deformaciones axiales provocadas por ondas sísmicas por efecto de la diferencia de fase de los corrimientos del suelo en distintos puntos de la tubería, b) movimientos relativos debidos a falta de homogeneidad de los suelos atravesados por la tubería.
3. Parece haber cierta relación entre el número de fallas por kilómetro de largo y la orientación del eje de la tubería respecto de la dirección de propagación de las ondas. Sin embargo, la información disponible en este respecto es contradictoria, seguramente porque el ángulo formado por el eje de la tubería y la dirección de propagación influye de distinta manera según sea el tipo de onda de que se trate. Así, por ejemplo, en el terremoto de San Fernando se observó una mayor incidencia de fallas en las tuberías orientadas en la dirección de propagación (2.4 veces más que en tuberías que estaban orientadas perpendicularmente a la dirección de propagación). Observa-

ciones realizadas en Japón muestran que las fallas por esfuerzo axial predominaron cuando la tubería estaba orientada paralelamente o perpendicularmente a la dirección de propagación. En suelos blandos las fallas más numerosas son atribuibles a flexión y, según investigadores japoneses, son más frecuentes en tuberías cuya orientación es oblicua respecto de la dirección de propagación.

4. La ductilidad del material de la tubería tiene marcada influencia en el número de fallas por unidad de largo. En general, las tuberías de acero presentan menos fallas que las de hierro fundido.

ANALISIS CINEMATICO

El caso más simple que puede presentarse es el de un conducto subterráneo recto, uniforme, continuo y de longitud indefinida. La hipótesis más sencilla que podemos hacer sobre su comportamiento dinámico es admitir que el suelo impone a la tubería corrimientos iguales a los que se producirían si la obra no existiera. Esto es lo mismo que afirmar que no se produce interacción entre la estructura y el medio que la rodea; se admite por hipótesis que el movimiento de este último en la vecindad de la tubería es el movimiento de *campo libre*.

Dado el movimiento de campo libre, se conocerán entonces las deformaciones de la tubería y, a través de las ecuaciones de la resistencia de materiales o de la teoría de la elasticidad, se podrían calcular las tensiones correspondientes. No habrá propiamente análisis dinámico; todas las circunstancias de interés serán conocidas a través de un análisis cinemático y de las relaciones esfuerzo-deformación.

En los párrafos siguientes haremos este análisis cinemático para varios tipos de ondas elementales. La teoría que exponemos no es original. Hipótesis similares han sido hechas por varios investigadores (Sukurai y Takahashi, 1969; Kuesel, 1969; Newmark, 1968, 1972; Hadjian, 1970, Newmark y Rosenblurth, 1971, p. 318; Yeh, 1974). Nuestra contribución consiste en aclarar la influencia relativa de los corrimientos axiales y transversales sobre las solicitaciones máximas para diversos tipos de ondas.

Ondas P.

Consideremos una onda de compresión, plana y armónica que se propaga horizontalmente en una dirección que forma el ángulo θ con el eje de la tubería, Fig. 1. Sean α la velocidad de propagación, ω la frecuencia circular, k el número de onda, λ la longitud de onda y A la amplitud de los corrimientos axial, u , y transversal, v , del eje de la tubería quedan dados por

$$u(x, t) = A \operatorname{sen} [k(x \cos \theta - \alpha t) + \varphi] \cos \theta$$

$$v(x, t) = A \operatorname{sen} [k(x \cos \theta - \alpha t) + \varphi] \operatorname{sen} \theta$$

en que x es la abscisa de una sección cualquiera de la estructura referida a un eje coordenado Ox coincidente con el eje de ella y de origen arbitrario, y φ es un ángulo de fase dependiente de la elección de O y del origen del tiempo.

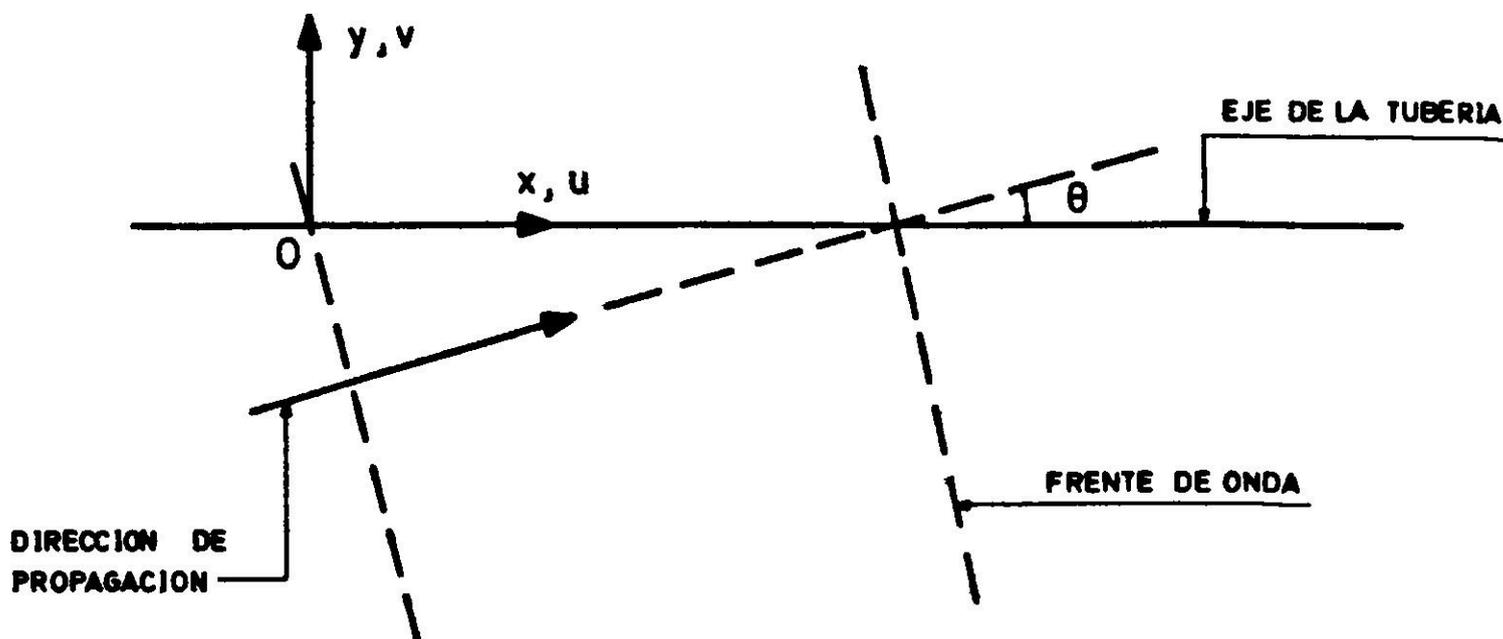


Fig. 1. Onda de compresión

De estas ecuaciones se deduce que la perturbación se propaga sobre la tubería con una velocidad aparente c dada por

$$c = \frac{\alpha}{\cos \theta} \quad 2$$

La deformación unitaria del eje de la tubería será

$$\frac{\partial u}{\partial x} = kA \cos [k(x \cos \theta - \alpha t) + \varphi] \cos^2 \theta \quad 3$$

y su curvatura

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -k^2 A \sin [k(x \cos \theta - \alpha t) + \varphi] \cos^2 \theta \sin \theta \quad 4$$

Se deduce inmediatamente que las tensiones unitarias en una sección dada correspondientes a la deformación axial y a la flexión están en cuadratura.

La amplitud de la tensión unitaria debida a los corrimientos axiales es

$$\sigma_N = kAE \cos^2 \theta \quad 5$$

en que E es el módulo de Young del material de la tubería. Esta tensión unita-

ria resulta máxima cuando la onda P se propaga en dirección paralela al eje:

$$(\sigma_N)_{\max} = kAE = \frac{\omega AE}{\alpha} \quad 6$$

Observamos que σ_N y $(\sigma_N)_{\max}$ son proporcionales a ωA ; es decir, a la amplitud de la velocidad de las partículas del terreno.

La amplitud de la tensión unitaria máxima de flexión es

$$\sigma_F = \frac{EI k^2 A}{W} \cos^2 \theta \operatorname{sen} \theta \quad 7$$

en que I y W son, respectivamente, el momento de inercia y el módulo de flexión de la sección transversal del tubo. El mayor valor de σ_F se alcanza cuando θ es raíz de la ecuación

$$\operatorname{sen}^3 \theta = \frac{1}{3} \quad (\theta \approx \pm 35^\circ 16') \quad 8$$

se obtiene

$$(\sigma_F)_{\max} = \frac{2\sqrt{3}EI k^2 A}{9W} = \frac{2\sqrt{3}EI \omega^2 A}{9\alpha^2 W} \approx 0.385 \frac{EI \omega^2 A}{9\alpha^2 W} \quad 9$$

Nótese que, tanto σ_F como $(\sigma_F)_{\max}$, resultan proporcionales a $\omega^2 A$, es decir, a la amplitud de la aceleración del terreno.

De las ecuaciones 6 y 9 resulta

$$\frac{(\sigma_F)_{\max}}{(\sigma_N)_{\max}} = \frac{2\sqrt{3} I \omega}{9\alpha W} \quad 10$$

Para un tubo circular de pared delgada y radio R se tiene, aproximadamente,

$$\frac{I}{W} = R \quad 11$$

luego

$$\frac{(\sigma_F)_{\max}}{(\sigma_N)_{\max}} \approx 0.385 \frac{R \omega}{\alpha} \quad 12$$

Se deduce de aquí que las tensiones unitarias de flexión tendrán importancia frente a las debidas a deformación axial solamente en tuberías de gran diámetro y para ondas de frecuencias relativamente altas. Se deduce, además, que las tensiones de flexión cobrarán más importancia mientras menor sea la veloci-

dad de propagación α ; es decir, mientras más blando sea el terreno.

Estas conclusiones se pueden formular de manera más precisa, mediante el siguiente análisis que permite fijar el valor del parámetro $IK/W (\approx R\omega/\alpha)$, a partir del cual la flexión tiene influencia.

Dado que las tensiones unitarias por flexión y por deformación axial están en cuadratura, la amplitud σ de la tensión en la fibra más solicitada queda expresada por

$$\sigma = \sqrt{\sigma_N^2 + \sigma_F^2} = kAE \cos^2 \theta \sqrt{1 + \left(\frac{Ik}{W} \operatorname{sen}^2 \theta\right)^2} = \sigma(\theta) \quad 13$$

Considerando σ como función de θ , la expresión de ec. 13 presenta extremos cuando $\theta = 0$ y cuando θ es raíz de la ecuación

$$\operatorname{sen}^2 \theta = \frac{1}{3} - \frac{2}{3} \left(\frac{W}{Ik}\right)^2 \quad 14$$

Llamemos σ_1 y σ_2 estos extremos, respectivamente; se tiene

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= kAE = \sigma_N \\ \sigma_2 &= \frac{2\sqrt{3}}{9} kAE \left[1 + \left(\frac{W}{Ik}\right)^2\right] \sqrt{1 + \left(\frac{Ik}{W}\right)^2} \end{aligned} \quad 15$$

Es fácil demostrar que σ_1 corresponde a un máximo si $IK/W < \sqrt{2}$ se trata de un mínimo cuando $IK/W > 2$. El segundo extremo σ_2 existe siempre que se tenga $IK/W < \sqrt{2}$ y en tal caso, corresponde a un máximo y, además, $\sigma_2 > \sigma_1$. Cuando $IK/W = \sqrt{2}$, se verifica que $\sigma_1 = \sigma_2$.

Se concluye, entonces, que el valor del parámetro IK/W es el que determina si hay o no influencia de la flexión en las solicitaciones máximas. Quedan definidos dos intervalos.

$$\text{i) } 0 < \frac{Ik}{W} < \sqrt{2}$$

$$\text{ii) } \frac{Ik}{W} > \sqrt{2}$$

Si el parámetro IK/W está en el primero de ellos la tensión máxima está dada por la primera de las ecuaciones (15) y no hay influencia de la flexión sobre la tensión unitaria máxima. El efecto de la flexión en la tensión máxima se produce solamente si $IK/W > \sqrt{2}$. Es decir:

$$\frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_N)_{\max}} = \begin{cases} 1, & 0 < Ik/W < 2 \\ \frac{2\sqrt{3}}{9} \left[1 + \left(\frac{W}{Ik}\right)^2\right] \sqrt{1 + \left(\frac{Ik}{W}\right)^2}, & \frac{Ik}{W} > \sqrt{2} \end{cases} \quad 16$$

La relación (16) ha sido representada en la Fig. 2.

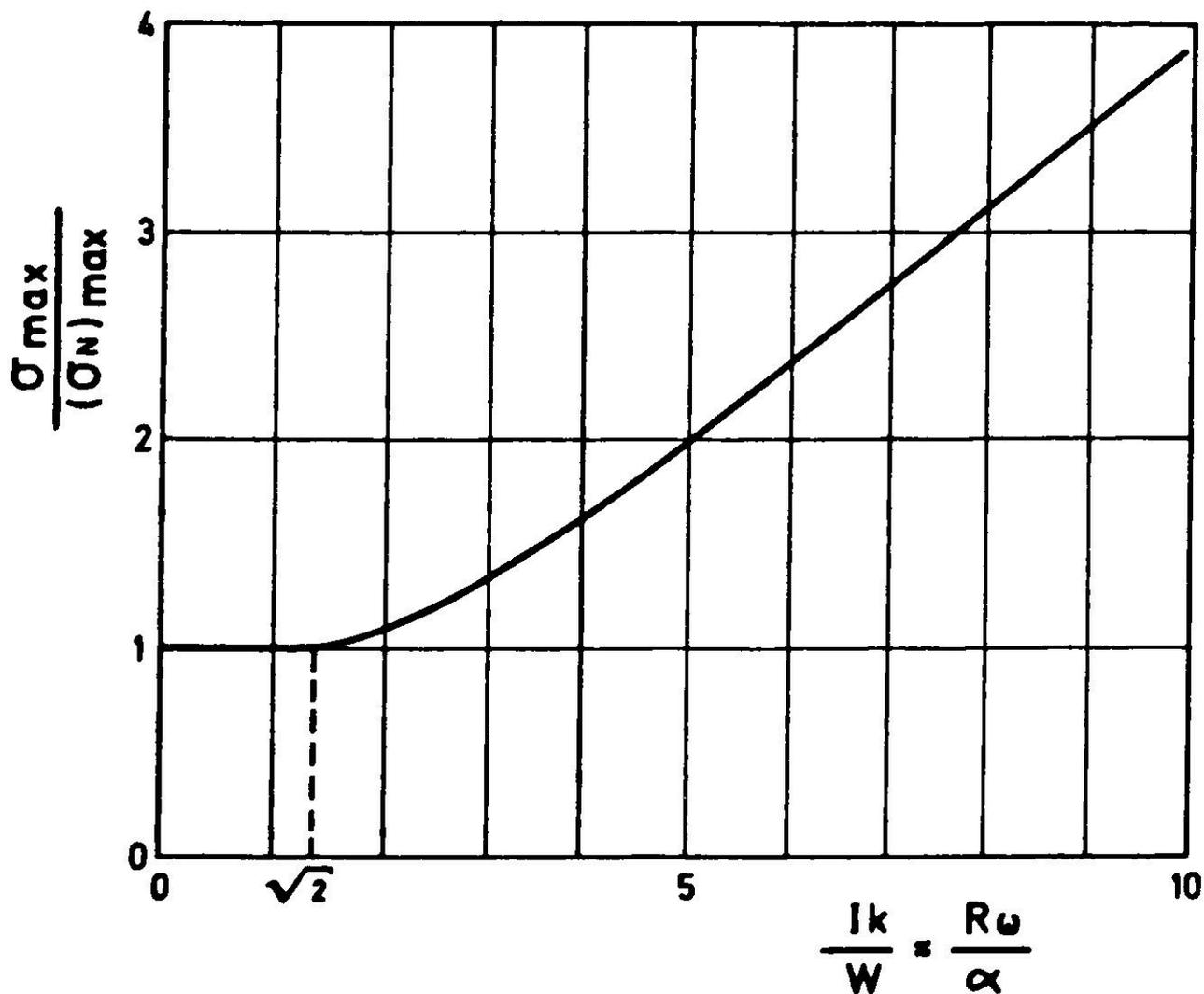


Fig. 2. Influencia de la flexión sobre la tensión unitaria máxima.

Para valores de ω dentro del rango en que los movimientos sísmicos tienen amplitudes de alguna significación, y valores de R y α razonables, todos los tubos de la práctica quedan incluidos en el intervalo i). Por lo tanto, cuando se trata de ondas P , las tensiones por flexión carecen de interés. Podemos entonces simplificar el análisis, teniendo en cuenta solamente las tensiones por deformación axial y, a la vez, generalizarlo, considerando ondas planas que no sean armónicas. El caso más crítico será aquel en que la dirección de propagación coincide con el eje de la tubería; pondremos entonces

$$u(x,t) = F(x - \alpha t) \tag{17}$$

por lo tanto

$$\sigma(x,t) = E \frac{\partial u}{\partial x} = E F'(x - \alpha t) = -\frac{E}{\alpha} \frac{\partial u}{\partial t}$$

de donde

$$\left| \sigma(x,t) \right|_{\max} = \frac{E}{\alpha} \left| \dot{u} \right|_{\max} \tag{18}$$

Es decir la tensión unitaria máxima es proporcional a la velocidad máxima

del terreno inversamente proporcional a la velocidad de propagación.

Ondas de Love

En un medio elástico estratificado, formado por una capa superficial de espesor uniforme que yace sobre un medio elástico semi-infinito, o sobre un conjunto de estratos elásticos, es posible la propagación de ondas armónicas superficiales polarizadas horizontalmente siempre que la velocidad de propagación de las ondas de corte en el material de la capa superficial sea menor que en el medio subyacente. La velocidad de propagación c_L de esas ondas superficiales está comprendida entre la velocidad de las ondas de corte en el material de la capa superficial y la velocidad de las ondas de corte en el medio subyacente. El valor de c_L depende de la frecuencia del movimiento; por lo tanto, se produce el fenómeno de dispersión: la fase relativa de las componentes armónicas de un tren de ondas planas va variando según se propaga la perturbación. Resulta entonces complicado estudiar el caso general de un tren de ondas y, por esa razón, nos limitaremos al caso de una onda plana y armónica.

Con una notación similar a la empleada en el caso de las ondas P , las componentes del corrimiento del eje de la tubería quedan expresadas por

$$\begin{aligned} u(x,t) &= A \operatorname{sen} [k(x \cos \theta - c_L t) + \varphi] \operatorname{sen} \theta \\ v(x,t) &= A \operatorname{sen} [k(x \cos \theta - c_L t) + \varphi] \cos \theta \end{aligned} \quad 19$$

La velocidad aparente c con que se propaga la perturbación a lo largo del tubo es ahora

$$c = \frac{c_L}{\cos \theta} \quad 20$$

Las amplitudes de las tensiones debidas a los corrimientos axiales y transversales quedan expresadas respectivamente por

$$\sigma_N = kAE \operatorname{sen} \theta \cos \theta \quad 21$$

$$\sigma_F = \frac{EI k^2 A}{W} \cos^3 \theta \quad 22$$

Los valores máximos de estas amplitudes como funciones de θ son

$$(\sigma_N)_{\max} = \frac{kAE}{2} = \frac{\omega AE}{2c_L} \quad 23$$

$$(\sigma_F)_{\max} = \frac{EI k^2 A}{W} = \frac{EI \omega^2 A}{W c_L^2} \quad 24$$

y se producen respectivamente para $\theta = 45^\circ$ y $\theta = 0$.

De nuevo resulta que σ_N y $(\sigma_N)_{\max}$ son proporcionales a la amplitud de la velocidad, mientras que σ_F y $(\sigma_F)_{\max}$ son proporcionales a la amplitud de la aceleración.

En una sección dada, las tensiones por corrimientos axiales y las debidas a flexión están en cuadratura; por lo tanto, la amplitud de la tensión en la fibra más solicitada es

$$\sigma(\theta) = \sigma = \sqrt{\sigma_N^2 + \sigma_F^2} = kAE \cos\theta \sqrt{\sin^2\theta + \left(\frac{Ik}{W} \cos^2\theta\right)^2} \quad 25$$

Los extremos de la función $\sigma(\theta)$ ocurren cuando θ satisface la ecuación

$$\left[3\left(\frac{Ik}{W}\right)^2 \cos^4\theta - 2\cos^2\theta + 1 \right] \sin\theta \cos\theta = 0 \quad 26$$

La expresión entre corchetes no admite raíces reales, salvo que se tenga

$$\left(\frac{Ik}{W}\right)^2 = \frac{1}{3} \quad 27$$

En tal caso, dicha expresión se reduce a $\sin^4\theta$ y las raíces de (26) son $\theta = 0$ y $\theta = \pi/2$. La primera de ellas corresponde a un máximo de $\sigma(\theta)$. Obtengamos así

$$\sigma_{\max} = \frac{EI k^2 A}{W} = 2(\sigma_N)_{\max} \frac{Ik}{W} \quad 28$$

Resulta entonces que

$$\frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_N)_{\max}} = \begin{cases} 1, & 0 \leq \frac{Ik}{W} \leq \frac{1}{2} \\ \frac{2Ik}{W}, & \frac{Ik}{W} > \frac{1}{2} \end{cases} \quad 29$$

Para conductos circulares delgados se tiene, de acuerdo con la ec. (11),

$$\frac{Ik}{W} \approx \frac{R\omega}{c_L} \quad 30$$

Se deduce que la tensión máxima es la debida a deformación axial si

$$\omega \leq \frac{c_L}{2R}$$

y que la flexión influirá en las tensiones máximas si y sólo si $\omega > c_L/2R$.

En suelos muy blandos, como los que ocurren en la zona de suelos altamente compresibles de Ciudad de México, la velocidad de propagación c_L puede ser bastante pequeña (30 a 50 m/s). En tales casos la flexión puede resultar de alguna importancia aun en tubos de diámetro no muy grande. Por ejemplo, con $c_L = 40$ m/s y $R = 1$ m, resulta

$$\frac{c_L}{2R} = 20 \text{ rad/s}$$

o sea que influirá sobre las tensiones máximas la flexión inducida por ondas cuyo período sea menor que 0.314 s.

Ondas de Rayleigh

Los corrimientos del eje de la tubería quedan dados por

$$\begin{aligned} u(x,t) &= A \cos [k(c_R t - x \cos \theta) + \varphi] \cos \theta \\ v(x,t) &= A \cos [k(c_R t - x \cos \theta) + \varphi] \operatorname{sen} \theta \\ w(x,t) &= B \operatorname{sen} [k(c_R t - x \cos \theta) + \varphi] \end{aligned} \quad 31$$

en que A y B son, respectivamente, las amplitudes horizontal y vertical del movimiento del terreno, c_R es la velocidad de propagación de las ondas de Rayleigh y u , v , w son respectivamente, las componentes del corrimiento del eje de la tubería en la dirección axial, horizontal transversal, y vertical.

La amplitud de la tensión por deformación axial es

$$\sigma_N = kAE \cos^2 \theta \quad 32$$

por lo tanto

$$(\sigma_N)_{\max} = kAE \quad 33$$

La tensión en una fibra cualquiera está dada por

$$\sigma(x,t; \theta, \psi) = E \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{EI_y}{w_y} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \cos \psi - \frac{EI_z}{w_z} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \operatorname{sen} \psi \quad 34$$

en que ψ es el ángulo polar, medido desde un plano horizontal por el eje de la tubería que define la posición de la fibra en cuestión, I_y , w_y son el momento de inercia y el módulo de flexión de la sección para flexión lateral; I_z , w_z las magnitudes correspondientes para flexión vertical.

En un tubo circular, la situación más crítica se produce para $\theta = 0$, $\psi = \pi/2$. Se obtiene en tal caso

$$\sigma_{\max} = kAE + k^2 BRE = \frac{\omega AE}{c_L} + \frac{\omega^2 BRE}{c_L^2} \quad 35$$

$$\sigma_{\max} = (\sigma_N)_{\max} \left[1 + \frac{\omega BR}{c_L A} \right] \quad 36$$

Se deduce inmediatamente que para un tren de ondas de Rayleigh

$$\sigma'_{\max} < \frac{E}{c_L} \left\{ |v|_{\max} + \frac{R |a|_{\max}}{c_L} \right\}$$

en que $|v|_{\max}$ es la máxima velocidad horizontal del terreno y $|a|_{\max}$ la máxima aceleración vertical.

A diferencia de lo que ocurre en el caso de las ondas *P* y las ondas de Love, en el caso de las ondas de Rayleigh no existe un dominio de frecuencias bajas dentro del cual la flexión no influya sobre las tensiones máximas. Es decir, para ondas de Rayleigh, cualesquiera que sean las frecuencias de las ondas y el diámetro del tubo, las tensiones máximas posibles se producen por combinación de esfuerzos axiales y de flexión.

Para suelos tan blandos como los de la zona de suelos altamente comprensibles de Ciudad de México se tiene

$$\frac{B}{A} \approx 1.8$$

$$c_L = 36 \text{ m/s}$$

por consiguiente, en esos suelos

$$\frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_N)_{\max}} = 1 + \frac{\omega BR}{c_L A} = 1 + 0.05 \omega R$$

con ω en rad/s y R en metros. Con $\omega = 20$ rad/s y $R = 1$ m, la tensión máxima por combinación de flexión y esfuerzo axial resulta igual al doble de la producida por los corrimientos axiales.

CONCLUSIONES

El análisis cinemático aquí expuesto indica que para onda *P* y ondas de Love existen dos rangos de frecuencias definidas, en cada caso, por las ecuaciones (16) y (29), respectivamente. En el dominio de bajas frecuencias las tensiones máximas estarán entonces asociadas a los corrimientos axiales. Sólo en el de frecuencias altas la flexión influye sobre las tensiones máximas.

Se puede afirmar que, en la práctica, todos los tubos caerán en el dominio de bajas frecuencias; es decir, las tensiones máximas provocadas por ondas *P* y ondas Love se deben a los corrimientos axiales. Sólo por excepción, en suelos muy blandos y para tubos de gran diámetro, se debe esperar que las tensiones por flexión provocada por ondas de Love puedan tener alguna importancia.

En el caso de ondas de Rayleigh, la tensión máxima resulta de combinar las debidas a corrimientos axiales con las de flexión, cualesquiera que sean la frecuencia de las ondas y las dimensiones de la sección transversal. A diferencia de lo que ocurre con las ondas *P* y de Love, no existen en este caso dos dominios de frecuencias. Se debe esperar que en suelos blandos y para tubos de diámetro intermedio o grandes se produzcan tensiones de flexión apreciables en el rango de las frecuencias altas e intermedias.

REFERENCIAS

1. GOTO, H.; TOKI, K. y TAKADA, S. Dynamic characteristics of underground pipes. *Proceedings 12th meeting on earthquake engineering*, JSCE, julio 17-18, 1972, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo.
2. HADJIAN, A.H. Discusión del artículo Earthquake design criteria for subways por R.T. Kuesel, *Journal Structural División, ASCE*, 96, 1970, pp. 159-160.
3. KUESEL, R.T. Earthquake design criteria for subways. *Journal Structure División, ASCE*, 95, 1969, pp. 1213-1231.
4. NEWMARK, N.M. y ROSENBLUETH, E. *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice - Hall Englewood cliffs, N.J. 1971.
5. SAKURAI, A. y TAKAHASHI, T. Dynamic stresses of underground pipeline during earthquake. *Proceeding, 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969.
6. YEH, G.C.K. Seismic analysis of slender buried beams, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 64. n° 5, 1974, pp. 1551-1562.

SEISMIC BEHAVIOR OF UNDERGROUND PIPES. A KINEMATIC ANALYSIS

SUMMARY

After emphasizing how vital is for underground pipelines not to fail during earthquakes, some results of field observations and experiments on this type of structure are described. A kinematic model is presented that explains some of the observed facts associated with the seismic behavior of small and intermediate diameter pipes.