

EVALUACION SISMICA DEL ACUEDUCTO DAÑADO
DURANTE EL SISMO DEL 14 DE MARZO DE 1979*

G. Ayala **
O. Rascón **

RESUMEN

En este trabajo se realiza un diagnóstico acerca del mecanismo de las fallas en la tubería del nuevo acueducto de agua potable de Xochimilco, debidas al temblor del 14 de marzo de 1979. La tubería en cuestión es de concreto reforzado con juntas tipo Lock-joint.

La mayoría de las fracturas ocurrieron en las juntas de dos tramos contiguos de 182 cm (72 pulg) de diámetro y 488 cm (16 pies) de largo cada uno.

Con la información disponible o factible de estimarse se calcularon las cotas superiores de las deformaciones axial y por flexión de la tubería, ocasionadas por el paso del tren de ondas sísmicas. Para ello fue necesario estimar la velocidad máxima del terreno en el sitio, lo cual se realizó mediante un análisis de correlación estadística, el cual condujo a proponer una relación lineal entre la aceleración máxima y la velocidad máxima del terreno, que permite estimar a la segunda con base en la primera de estas variables. Como resultado de esto se proponen dos ecuaciones, una para estimar el valor esperado y otra para la cota superior de dicha velocidad máxima.

* Este artículo constituye el informe de un estudio realizado en el Instituto de Ingeniería para la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Departamento del Distrito Federal, a la cual se agradece el permiso para su publicación.

** Instituto de Ingeniería, UNAM, México 20 D.F.

Se concluye que el mecanismo fundamental de falla fue la deformación axial que ocasionó la fractura del concreto por compresión, al chocar los extremos de los dos tramos contiguos en la junta; el efecto de la flexión fue pequeño, del orden del 7 por ciento del total.

1. INTRODUCCION

Durante el sismo del 14 de marzo de 1979 una línea de suministro de agua potable, ubicada en la parte sur de la ciudad de México, presentó daños de consideración que ocasionaron la escasez temporal de este líquido en un gran sector de la ciudad. El daño se reportó en diez sitios y consistió en fallas por compresión en las juntas tipo "LOCK JOINT" de la tubería de concreto, la mayoría de las cuales ocurrieron en tramos de 182 cm (72 pulg) de diámetro. Las posibles consecuencias de daños de este tipo justifica la preocupación de las autoridades de la ciudad de México por garantizar la supervivencia de líneas vitales sometidas a sismo.

El comportamiento sísmico de las tuberías difiere notablemente del de la mayoría de las estructuras, en las cuales el efecto principal es de tipo inercial ocasionado por la excitación del temblor al actuar en su cimentación. En tuberías, debido a su gran longitud y a su relativamente poca masa, el efecto más importante es el causado por el desfaseamiento de los movimientos del terreno ocasionado por la propagación de las ondas sísmicas.

La importancia de líneas de conducción de agua potable y su susceptibilidad a daño durante temblores intensos ha promovido investigaciones en varias partes del mundo, conducentes a determinar métodos y criterios de análisis y diseño sísmico para este tipo de estructuras (refs 1-7). En este estudio se revisa la literatura relacionada con el comportamiento ante sismo de tuberías con características similares a las del acueducto

dañado. De esta revisión se establecen conclusiones generales que definen el comportamiento de tuberías enterradas sometidas a temblores.

Asimismo, se analizó el modo de falla que experimentó el acueducto dañado y los resultados se discuten en relación con las características del temblor, concluyéndose que hay evidencia de una correlación entre el daño y las condiciones locales del suelo.

Con objeto de evaluar cuantitativamente los desplazamientos que ocasionaron el daño, se aplica un modelo matemático simplificado que permite calcular las deformaciones unitarias axiales máximas como función de la velocidad máxima del terreno y de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas; la primera de éstas se estima mediante un análisis estadístico de temblores registrados en suelo blando en la ciudad de México, mientras que la segunda se determina en base a un estudio de prospección sísmica en la zona del lago de Texcoco (ref 11).

Como resultado de este estudio se sugieren estudios de campo futuros que proporcionen la información necesaria para una segunda etapa de la investigación, y se dan conclusiones generales relacionadas con el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.

2. ANTECEDENTES

La literatura existente sobre efectos de temblores en la Ciudad de México no informa sobre daños en tuberías enterradas, previos a los que ocurrieron durante el sismo del 14 de marzo de 1979. En otras partes del mundo, sin embargo, se encuentran reportes numerosos de fallas en tuberías debidas a temblores.

Daños de importancia se presentaron en la ciudad de San Francisco durante el temblor de California, EUA, de 1906. La ref 1 menciona que el daño al sistema de suministro de agua impidió el control del gran

número de incendios. Durante el temblor de Kanto en 1923, el sistema de abastecimiento de agua potable a la ciudad de Tokio fue severamente dañado; como en el caso del temblor de California, buena parte de la ciudad fue destruida por incendios.

Los estudios estadísticos de la distribución espacial del daño en tuberías enterradas han mostrado una marcada correlación con las condiciones locales de suelo; así por ejemplo, Kubo (ref 4) encontró que el daño fue mayor en zonas de transición de un tipo de suelo local a otro.

La correlación entre daño, topografía y suelo local ha sido también observada por Kachadoorian (ref 3), al estudiar los efectos en tuberías de agua del temblor de Alaska de 1964, del temblor de Mecherling (Australia Occidental), en 1968, y del temblor de San Fernando, en 1971.

Otros daños de importancia han sido, por ejemplo, los de la ciudad de Managua en donde el sistema de aprovisionamiento de agua potable fue severamente dañado por el temblor de Managua de 1972. La información existente (ref 2) no permitió correlacionar el daño observado con las condiciones locales de suelo.

En México, durante el temblor de Orizaba de 1973, se reportaron fallas numerosas en la tubería de asbesto cemento que provee agua a la ciudad de Orizaba. Asimismo, el sistema de aprovisionamiento a la ciudad de Córdoba, que consiste de una tubería de concreto reforzado de 36 pulgadas de diámetro, experimentó daño en veinte puntos a lo largo de sus 12 kilómetros de longitud; sólo dos de estas fallas ocurrieron por fractura de los tubos, correspondiendo el resto a fallas en las juntas, similares a las que se observaron en la ciudad de México.

Además de los casos aquí mencionados, publicaciones recientes (principalmente de investigadores japoneses) hacen mención a otros temblores que ocasionaron daños

en tuberías enterradas, entre ellos se encuentran el de Tonanki en 1944, el de Mikawa en 1945, el de Kukui en 1948, y el de Niigata en 1964.

De un estudio sobre los tipos de fallas en tuberías enterradas, O'Rourke y Wang (refs 5 y 6) encontraron que la mayoría de las fallas observadas pueden clasificarse dentro de los siguientes tres grupos:

- 1) Fractura en la tubería debido al desplazamiento relativo de ambas caras de fallas geológicas
- 2) Daños ocasionados por deslizamientos del suelo de cimentación o por licuación
- 3) Daños ocasionados por la propagación de ondas en el suelo

En nuestro caso es de interés estudiar los efectos ocasionados por propagación de ondas en el suelo de desplante. Como se estudiará en un capítulo subsecuente de este informe, esto ocasiona que dos puntos situados a lo largo de la trayectoria de las ondas sísmicas experimenten movimientos fuera de fase que inducen deformaciones axiales y curvaturas en las tuberías. Del análisis de los daños antes mencionados y de las investigaciones realizadas al respecto se ha podido concluir que:

1. Los esfuerzos en las tuberías dependen tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades del suelo, los tubos y las juntas.
2. El deslizamiento relativo entre la tubería y el terreno de cimentación no siempre es despreciable; el considerar la interacción suelo-tubo es tanto más importante cuanto más blando sea el suelo.
3. La flexibilidad de las juntas reduce los esfuerzos en la tubería, particularmente en suelos blandos.

4. En todos los casos estudiados los efectos axiales fueron dominantes en relación con los de flexión. En secciones donde existen cambios de dirección, las curvaturas producidas por el temblor son del mismo orden de magnitud que en secciones rectas.

3. DESCRIPCION DEL SISTEMA Y DAÑOS OBSERVADOS

El sistema de aprovisionamiento de agua potable conocido como Nuevo Acueducto Xochimilco se encuentra localizado al sur de la ciudad de México (fig 1). La línea está formada por tubos de concreto reforzado con juntas del tipo "Lock Joint" de 4.88 m (16 pies) de longitud. La profundidad de desplante, según datos proporcionados por el Departamento del Distrito Federal, no excede 5 metros, con tramos en los que la corona del tubo aflora a la superficie del terreno.

Como consecuencia del sismo del 14 de marzo de 1979 esta tubería presentó daños en diez puntos, mismos que se muestran en la fig 1. Las fallas que ocurrieron fueron:

Diámetro del tubo, cm	Número de fallas
15	1
30	1
91	1
182	7

En todos los casos los daños se localizaron en las uniones y consistieron de fallas por compresión ocasionadas por el choque de dos segmentos contiguos de tubería; en la fig 2 se ilustra este tipo de falla.

4. ANALISIS SISMICO DEL SISTEMA TUBERIA-SUELO

Para un análisis dinámico simplificado se considera que la tubería es recta, de longitud indefinida y formada por un ensamble de tramos de longitud L. Se supone que la tubería se mueve con el suelo, despreciándose los efectos de interacción tubería-suelo; estudios teóricos demuestran que existe interacción, pero el despreciarla conduce a resultados del lado

conservador (ref 1). Así pues, dadas las incertidumbres que se tienen en las diferentes variables que definen el problema, se consideró que para los fines que persigue este estudio el despreciar el efecto de interacción es aceptable.

Adicionalmente, se admite como hipótesis simplificadora que la tubería consiste de segmentos rígidos unidos por juntas flexibles. Una cota superior para el desplazamiento relativo máximo de una junta i , y para la máxima rotación de la junta, están respectivamente definidas por

$$U_{\text{máx}}^i = \epsilon_{\text{máx}}^i L$$

$$\theta_{\text{máx}}^i = \phi_{\text{máx}}^i L$$

donde $\epsilon_{\text{máx}}$ y $\phi_{\text{máx}}$ son los valores máximos de la deformación axial y la curvatura asociadas al movimiento del suelo, respectivamente.

Existen varios criterios para estimar el movimiento relativo máximo entre dos puntos. Christian (ref 16) comparó los resultados de los distintos criterios con desplazamientos relativos medidos de registros de temblores reales; de su estudio se concluye que

$$U_{\text{máx}} = \frac{V_{\text{máx}}}{c} L \quad (1)$$

donde $V_{\text{máx}}$ es la velocidad máxima del terreno y c es la velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas, proporciona una cota superior razonable para los valores medidos.

Esta conclusión ha sido alcanzada por varios investigadores (ref 5); todos estos estudios consideran que la tubería se encuentra enterrada en su semi-espacio elástico. En particular (ref 14) para ondas longitudinales (P) se tiene que la deformación axial, ϵ , y la curvatura, ϕ , se calculan con las siguientes ecuaciones

$$\epsilon_p = \frac{V_{\text{máx}}}{v_p} \sin^2 \alpha \quad (2)$$

$$\phi_p = \frac{A_{\text{máx}}}{v_p^2} \sin^2 \alpha \cos \alpha \quad (3)$$

donde α es el ángulo de incidencia de la onda respecto al eje de la tubería, v_p es la velocidad de propagación de las ondas P en el medio de desplante de la tubería, y $A_{\text{máx}}$ es la aceleración máxima del terreno. Como puede apreciarse, el valor máximo de ϵ_p ocurre para $\alpha = 0$, es decir, cuando la onda viaja en la dirección del tubo, y vale

$$\epsilon_{p,\text{máx}} = V_{\text{máx}}/v_p \quad (4)$$

Por otra parte, para ondas de cortante (S) se obtiene

$$\epsilon_s = \frac{V_{\text{máx}}}{v_s} \cos \alpha \sin \alpha \quad (5)$$

$$\phi_s = \frac{A_{\text{máx}}}{v_s^2} \sin^3 \alpha \quad (6)$$

donde v_s es la velocidad de propagación de las ondas S.

El valor máximo de ϵ_s ocurre para $\alpha = 45^\circ$ y vale

$$\epsilon_{s,\text{máx}} = \frac{V_{\text{máx}}}{2 v_s} \quad (7)$$

El máximo de ϕ_s ocurre para $\alpha = 90^\circ$ y vale

$$\phi_{s,\text{máx}} = \frac{A_{\text{máx}}}{2 v_s^2} \quad (8)$$

Comparando las ecs 4 y 7 se puede observar que la deformación axial máxima dominante depende de v_p y v_s . Así, en terreno duro $v_p = 1.7 v_s$, por lo cual la ec 4 da la cota superior de la deformación. Por otra parte, en terreno blando $v_p > 2v_s$, ya que el módulo de Poisson, ν , puede ser superior a 0.4, por lo que la cota superior queda dada por la ec 7; tal es el caso del lago de Texcoco donde se han determinado valores de ν de 0.49 y velocidades de propagación de las ondas longitudinales de 900 m/seg (ref 11).

Por otra parte, la cota superior de la curvatura máxima queda dada, en ambos casos, mediante la ec 8.

5. CARACTERISTICAS DEL TERRENO EN LA ZONA DE LAS FALLAS EN LA TUBERIA

La configuración del terreno en la zona donde se presentaron las fallas de la tubería es sensiblemente horizontal con amplias áreas de agricultura y canales de riego y de manantiales.

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos presentado en la ref 8, las formaciones de suelo que ahí se encuentran son las características de la zona lacustre del Valle de México, a base de arcillas de alta compresibilidad. El nivel freático es muy superficial, localizándose a 1 m de profundidad aproximadamente. A continuación se transcribe la descripción del suelo correspondiente a uno de los sondeos.

PROFUNDIDAD, m	DESCRIPCION
0.0 - 1.20	Arcilla de alta compresibilidad, orgánica, negra, con raíces, de consistencia media.
1.20 - 3.00	Arcilla de alta compresibilidad, negra, de consistencia media, con un contenido de agua medio de 220%; entre 2.00 y 2.40 m se detectó una grieta por donde se perdió el agua del lavado, la cual se debe posiblemente al abatimiento piezométrico del lugar.
3.00 - 4.80	Limo arcilloso café claro con poca arena, de consistencia firme, con un contenido medio de agua de 180%.
4.80 - 5.40	Arcilla volcánica de alta compresibilidad, gris oscuro, con limo arcilloso y poca arena, de consistencia firme, con un contenido medio de agua de 250%.
5.40 - 13.85	Arcilla volcánica de alta compresibilidad, café oscuro, gris y amarillenta, con interestratos de arena fina negra, con una consistencia variable entre muy blanda y firme y un contenido de agua entre 140 y 270%.

13.85 - 14.45	Arcilla arenosa amarillenta de consistencia media, con un contenido medio de agua de 180%.
14.45 - 15.05	Arcilla volcánica de alta compresibilidad, verde oscuro, de consistencia media, con un contenido medio de agua de 400%.
15.05 - 15.65	Arcilla arenosa verde oscuro, de consistencia blanda, con un contenido medio de agua de 35%.
15.65 - 17.35	Arena fina negra mal graduada, dura, con un contenido medio de agua de 15%.
17.35 - 19.15	Arcilla arenosa, verde oscuro, de consistencia media, con un contenido medio de agua de 210%.
19.15 - 24.55	Arcilla de alta compresibilidad, verde oscuro, de consistencia blanda con un contenido medio de agua de 110%.
24.55 - 25.15	Arcilla arenosa, verde oscuro, de consistencia dura con un contenido medio de agua de 80%.
25.15 - 32.95	Arcilla volcánica de alta compresibilidad, verde oscuro y café rojizo, de consistencia blanda a firme, con interestratos de arena fina negra y contenido medio de agua de 185%.
32.95 - 34.75	Arcilla arenosa, verde oscuro, de consistencia dura, con un contenido medio de agua de 30%.
34.75 - 45.00	Arcilla poco limosa, verde oscuro, de consistencia variable entre blanda y firme, con un contenido de agua medio de 120%.

El nivel freático se detectó a 1.00 m de profundidad.

En las profundidades 2.0, 10.45, 34.75 y 38.50 m la herramienta de penetración descendió con el peso propio de la tubería.

El peso volumétrico de los primeros tres metros resulta de 1.18 ton/m³ en promedio.

Las características de resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos superficiales fluctúan entre 2 y 7 ton/m²; en los depósitos arcillosos profundos esta resistencia resulta entre 3 y 1 ton/m².

6. CARACTERIZACION DEL MOVIMIENTO EN LA ZONA

El temblor del 14 de marzo de 1979 se registró mediante acelerógrafos en diversas partes de la zona metropolitana del Valle de México; algunos de estos instrumentos se encontraban en la zona dura, otros en la blanda y uno en la de transición. En suelo blando se captaron acelerogramas en el Edificio SAHOP, Edificio Atizapán de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco, Edificio Prisma de la Lotería Nacional, Sosa Texcoco, Campamento de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el Lago de Texcoco. Las aceleraciones máximas del terreno registradas en cada uno de esos sitios se consiguan en la tabla 1 (ref 9). También se muestran en ella las correspondientes a los registros obtenidos en Ciudad Universitaria y en el Hospital ABC (terreno duro), y en la Alberca Olímpica (zona de transición) y en Chimalhuacán.

Debido a que la velocidad máxima del terreno se necesita para calcular la cota superior de la deformación de la tubería y a que no se cuenta con esa información, es necesario estimarla de alguna manera.

Tomando en cuenta que el suelo en la zona donde se observaron las fallas es blando, comparable con el de la zona de alta compresibilidad de la zona urbana del Distrito Federal, se recolectó la información disponible de temblores pasados sobre aceleración y velocidad máxima del terreno, con el fin de determinar la relación que existe entre ellas. El coeficiente de correlación lineal que se obtuvo fue bastante alto (93 por ciento), por lo cual se consideró razonable establecer una relación lineal entre ellas.

Los datos de aceleración y velocidad máxima se obtuvieron de la ref 10 y se resumen en la tabla 2. Estos datos se encuentran también en la fig 3, junto con la recta de regresión ajustada por el método de mínimos cuadrados y corregida para que pase por el origen; también se muestra la recta que se consideró como estimación de la cota superior de la velocidad, \tilde{V} . Ambas líneas resultan prácticamente paralelas; las respectivas ecuaciones son

$$V = 0.31 A \quad (9)$$

$$\tilde{V} = 0.313 A + 1.85 \quad (10)$$

donde V y A son la velocidad y aceleración máximas del terreno, respectivamente.

7. ESTIMACION DE LOS EFECTOS EN LAS TUBERIAS

De acuerdo con lo señalado en el cap 4 de este informe, la cota superior de la deformación axial máxima de la tubería en un suelo blando se puede calcular mediante la expresión

$$\epsilon_{\text{máx}} = V_{\text{máx}} / 2v_s$$

donde $\epsilon_{\text{máx}}$ = deformación unitaria

$V_{\text{máx}}$ = velocidad máxima del terreno

v_s = velocidad de propagación de las ondas de cortante

Por su parte, de acuerdo con las correlaciones establecidas en el capítulo anterior, la velocidad máxima del terreno se puede estimar en términos de su valor esperado dado por la ecuación

$$V = 0.31 A \quad (9)$$

o por su envolvente, mediante la ecuación

$$\tilde{V} = 0.313 A + 1.85 \quad (10)$$

donde A es la aceleración máxima registrada del terreno en suelo blando.

Tomando $A = 57 \text{ cm/seg}^2$ (tabla 1) se obtienen $V = 18 \text{ cm/seg}$ y $\tilde{V} = 20 \text{ cm/seg}$.

La velocidad de propagación de las ondas de cortante, determinada mediante prospección sísmica en un sitio cercano al campamento de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el Lago de Texcoco, resultó de 38 m/seg hasta los 18 m de profundidad, y de 52 m/seg de los 18 a los 30 m (ref 11). Por otra parte la velocidad de propagación de las ondas de cortante medida en la Alameda Central resultó de 31 a 35 m/seg en el manto superficial (ref 15).

Debido a que el suelo en la zona de interés no difiere sustancialmente del de Texcoco o de la Alameda, y a que las tuberías en cuestión están desplantadas muy superficialmente, se tomará $v_s = 35$ m/seg. En tal caso la cota superior de la deformación unitaria de la tubería, tomando el valor envolvente de la velocidad máxima del terreno, sería:

$$\epsilon_1 = 20/(2 \times 3500) = 0.0029$$

y, tomando el valor medio

$$\epsilon_2 = 18/(2 \times 3500) = 0.0026$$

ambos valores son mayores que la deformación unitaria de deterioro en compresión del concreto, ϵ_d , que es de 0.0020 a 0.0025 en compresión axial (ref 12). La deformación total de cada tramo de tubo de 4.88 m (16') o sea la holgura mínima requerida entre ambos lados de las juntas, resulta de 1.42 y 1.27 cm, respectivamente.

La cota superior de la curvatura por flexión ocasionada por las ondas sísmicas es

$$\phi = A_{\max}/v_s^2$$

donde A_{\max} es la aceleración máxima del terreno. En nuestro caso:

$$\phi = 57/3500^2 = 4.65 \times 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$$

A esta curvatura le corresponde una rotación, θ ,

de la junta

$$\theta = \phi L = 4.65 \times 10^{-6} \times 488 = 2.27 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0.13^\circ$$

y una deformación unitaria máxima en el concreto por efecto de flexión, suponiendo conservadoramente el eje neutro al nivel del eje del tubo, de

$$\epsilon = \phi y = 4.65 \times 10^{-6} \times 109 = 0.0005$$

para el caso del tubo de 182 cm (218 cm de diámetro exterior), que es pequeña en comparación con la deformación unitaria por compresión axial. Debido a efectos del ángulo de incidencia de las ondas sísmicas, sólo el 36 por ciento de esta cantidad es aditiva a la deformación axial (ecs 5 y 6), es decir, 0.0002, lo cual da como resultado a $\epsilon_1 = 0.0031$ y $\epsilon_2 = 0.0028$.

En base a los cálculos anteriores se concluye que la ruptura de los tubos ocurrió esencialmente por compresión axial, con poca participación del efecto de flexión, lo cual concuerda con las observaciones efectuadas en el lugar de los hechos.

7.1 Diagnóstico

Como resultado de todo lo precedente se diagnostica que las fallas observadas en la tubería se debieron a que las juntas en que ocurrió la fractura no dispusieron de holgura para absorber las deformaciones impuestas por el temblor, por tener los tubos contiguos a tope en su ceja interior (ref 13). El contacto de los dos tramos adyacentes de la tubería permitió la compresión inmediata entre ellos, con una deformación unitaria superior a ϵ_d .

La magnitud de dicha deformación unitaria impuesta es tal que ocasiona el deterioro del concreto, el cual se manifiesta por agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento del acero de refuerzo. Este deterioro se empeoró rápidamente debido a la repetición cíclica de las deformaciones axiales de tensión y compresión.

sión ocasionadas por el paso del tren de ondas del sismo, a posibles choques entre las caras de los tubos adyacentes causadas por el mismo fenómeno, y a la presión del agua de la tubería, produciéndose finalmente la fractura.

Esta ruptura, por su parte, si sucede oportunamente, puede evitar la falla de otros tramos cercanos, ya que se produce un espacio libre entre los tubos rotos que, si es lo suficientemente amplia, puede absorber las deformaciones impuestas en una distancia de por lo menos una longitud de onda (en este suelo la longitud de onda dominante es de 70 a 100 m, aproximadamente).

Aun cuando las juntas en que se observaron las fallas no hubieran estado perfectamente a tope, este proceso de ruptura pudo haber ocurrido si en ellas se tuvieran holguras menores de $1.42 - 0.002 \times 488 = 0.45$ cm, en caso de que $\epsilon_d = 0.002$, o menores de $1.42 - 0.0025 \times 488 = 0.2$ cm si $\epsilon_d = 0.0025$.

Por el contrario, este tipo de falla no hubiese ocurrido en tramos de tubería de tamaño igual a la longitud de la onda (100 m), si en ellos se hubieran tenido holguras en las juntas que acumuladas dieran al menos $0.0031 \times 10\ 000 = 31$ cm, o sea 1.51 cm o más por cada pieza de 488 cm de largo.

En caso de que las holguras estuvieran comprendidas entre los límites señalados en los dos párrafos anteriores, es decir entre 0.45 (o 0.2) y 1.51 cm, si bien es cierto que las deformaciones en el concreto serían inferiores a las de deterioro, también es cierto que no se garantizaría la ausencia de fracturas, debido a los posibles impactos entre los tubos que llegan a cada junta.

Las fallas ocurrieron precisamente en las juntas de la tubería al funcionar éstas como fusibles al fracturarse el mortero de sello que, por lo general, tiene menor resistencia que el concreto del tubo, y en algunos puntos, inclusive, está deteriorado por

efecto de los movimientos diferenciales que ha tenido la tubería ocasionados por asentamientos locales del suelo, que en esta zona son frecuentes por efectos del bombeo en los pozos de agua potable de la región; al ceder el mortero sobrevino el aplastamiento del concreto de los tramos contiguos de la tubería. Es probable que dicha fractura del mortero haya sido consecuencia del esfuerzo axial de compresión, por una parte y, por otra, de choques de un tubo con otro al pasar la tubería de un estado de deformaciones de tensión, en que los tubos adyacentes se separan, a uno de compresión, en que se cierran, durante el paso del tren de ondas del sismo.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este estudio se revisó el comportamiento ante sismo de tuberías enterradas formadas por tubos de concreto con juntas de tipo "LOCK JOINT". Se encontró que las fracturas por compresión, como las que ocurrieron en el nuevo acueducto de Xochimilco durante el temblor del 14 de marzo de 1979, constituyen el tipo de falla más común en tuberías enterradas.

A pesar de la importancia que tienen las líneas de suministro de agua potable, no fue posible encontrar en la literatura disponible ordenanzas reglamentarias que incluyan adecuadamente el efecto del sismo en el diseño sísmico de tuberías enterradas.

Los resultados iniciales aquí obtenidos muestran correlación del daño con las condiciones locales de suelo estimadas a partir de datos de mecánica de suelo obtenidos en la cercanía de las distintas localidades donde ocurrieron las fallas, y con datos de velocidades de propagación de ondas de cortante obtenidos en otras zonas lacustres del Valle de México.

De este primer estudio se desprenden las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1. La cota superior de la deformación unitaria máxima de tuberías enterradas, como las dañadas

durante el temblor del 14 de marzo de 1979, puede ser calculada adecuadamente a partir de las ecuaciones presentadas en el capítulo 4 de este informe. Se piensa que los valores aquí obtenidos deben ser cercanos a los que se determinarían con métodos más precisos que toman en cuenta la rigidez de las juntas, en virtud de que éstas tuvieron una gran rigidez a compresión al entrar en contacto los extremos de los tubos contiguos (ref 7), llegándose a comportar como tubería continua en los momentos críticos.

2. Es recomendable que en las líneas futuras de suministro de agua se utilicen tubos con juntas flexibles que puedan desarrollar resistencias y ductilidades altas, tanto en compresión como en tensión, y que se dejen las holguras adecuadas para que no ocurra choque de dos tubos contiguos. El mortero que se utilice para sellar las juntas deberá ser de menor resistencia que el concreto y tener amplia capacidad de deformación, para evitar el daño de la manga del tubo en caso de ocurrir deslizamiento entre el macho y la hembra.
3. En zonas de transición de un tipo de suelo a otro que sean atravesadas por los tubos, es recomendable usar tramos cortos que experimenten desplazamientos relativos menores, ya que éstas ocasionan amplificaciones importantes en las deformaciones de la tubería.
4. Es recomendable instalar válvulas de control en distintos puntos de la tubería que permitan aislar, durante las reparaciones, solamente los sectores que estén aguas abajo de los sitios en que eventualmente ocurran fallas.
9. PROPOSICION PARA LA ELABORACION DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Como resultado de las conclusiones logradas en este estudio preliminar, con base en la información dis-

ponible hasta ahora, se recomienda lo siguiente:

1. Determinar en tres puntos de la zona en cuestión las propiedades estáticas y dinámicas del suelo, tales como las velocidades de propagación de las ondas longitudinales (v_p) y de cortante (v_s), el peso volumétrico y el módulo de rigidez (G).
2. Hacer un estudio comparativo del método usado en este trabajo, que no incluye el efecto de interacción suelo-tubo, con otro que sí lo haga, con el fin de estimar su grado relativo de precisión.
3. Analizar los efectos de un cambio súbito y de un cambio gradual de rigidez del suelo, en las deformaciones de la tubería.
4. Analizar el efecto del cambio de forma de la excitación sísmica al viajar a través de un medio disipativo.
5. Elaborar una serie de recomendaciones de diseño sísmico de tuberías enterradas, construidas a base de tramos. Estas se basarán en los resultados que se obtengan de los puntos anteriores, y de las experiencias reportadas en la literatura disponible sobre este tema.

Para hacer el estudio aquí propuesto se requiere que el Departamento suministre los datos de la tubería que sean necesarios, tales como rigidez y resistencia de las juntas, características mecánicas del concreto y del acero de refuerzo, y detalles de las secciones y de los armados.

Asimismo, se recomienda la instalación de por lo menos un acelerógrafo en la zona de suelo blando y otro en la de suelo duro, para empezar a captar información sísmica que sirva de base para los diseños futuros, tanto de sistemas de abastecimiento de agua como para las edificaciones que se realicen en esa zona.

10. RECONOCIMIENTO

Este trabajo fue realizado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, por encargo de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal.

Los autores agradecen la colaboración de Roberto Gómez y Mario López en distintas partes del proyecto.

Asimismo, se reconoce la valiosa participación del personal de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal, al suministrar la información disponible que fue requerida.

11. REFERENCIAS

1. Arias A, "Comportamiento sísmico de tuberías enterradas. Un análisis cinemático", Notas del V Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM (1979)
2. Cajina, A, "The Managua earthquake and its effects in water supply system", Memorias de la Conferencia sobre el temblor de Managua, Vol II, EERI, 766-790 (1973)
3. Kachadoorian, R, "Earthquake correlation between pipeline damage and geological environment", Journal of AWWA (marzo, 1976)
4. Kubo, K, "Behavior of underground water pipes during earthquake", Memorias de la Quinta Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Vol 1, 569, Roma (1973)
5. Wang, L R L and O'Rourke, M J "State of the art of buried lifeline earthquake engineering", Memorias de la Conferencia Current State of Knowledge of Pipeline Earthquake Engineering, ASCE, Los Angeles (1977), 252-266
6. Wang, L R L and O'Rourke, M J, "Overview of buried pipelines under seismic loading", J. of Technical Councils, ASCE, Vol 104, No TCI, 121-130 (noviembre 1978)
7. Wang, L R L, "Seismic analysis and design of buried pipelines", Memorias del International Conference on Engineering for Protection From Natural Disasters, Bangkok, Tailandia (ene 7-10, 1980)
8. "Estudio de mecánica de suelos. Planta de tratamiento de aguas negras, viveros Plan de San Luis, Xochimilco, D.F.". Informe de IDDEC, S. A. al Departamento del Distrito Federal (feb 1980)
9. Alonso, L, Espinosa, J M, Mora I, Muriá, D y Prince, J, "Informe preliminar sobre el sismo del 14 de marzo de 1979 cerca de la costa de Guerrero. Parte A", Informe IPS-5, Instituto de Ingeniería, UNAM (mar 20, 1979)
10. Rascón, O, Chávez, M, Alonso, L y Palencia, V, "Registros y espectros de temblores en las ciudades de México y Acapulco, 1961-1968", Informe 385, Instituto de Ingeniería, UNAM (feb 1977)
11. Martínez, B, León J L, Rascón, O A y Villarreal, A, "Determinación de las propiedades dinámicas de la arcilla en el Vaso de Texcoco", Ingeniería, Vol 44, núm 2 (abr-jun, 1974), pp 182-203
12. "Ceb-fip model code for concrete structures", Comité Euro-Internacional del concreto (1978)
13. Hernández L, Comunicación personal
14. Hindy, A y Novak, M, "Earthquake response of underground pipelines", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 7 (1979), pp 452-476
15. Figueroa, J, "Determinación de las constantes de la arcilla del Valle de México por prospección sísmica", Boletín de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol 2, No 2 (sep 1964), pp 57-66.

TABLA 1

Datos del temblor del 14 de marzo de 1979, sobre la aceleración máxima del terreno (tomados de la ref 9)

Sitio	Orientación	Aceleración máxima, cm/seg ²
Edificio SAHOP	NS:	33
	EW:	30
Edif. Atizapán, Nonoalco	NS:	30
	EW:	56
Edif. Prisma Lotería Nal.	NS:	50
	EW:	55
Lago de Texcoco (Campamento SARH)	NS:	55
	EW:	57
Sosa Texcoco	NS:	55
	EW:	57
Chimalhuacán	NS:	29
	EW:	27
C.U.	NS:	18
	EW:	15
Hospital ABC	NS:	9
	EW:	11
Alberca Olímpica	NS:	33
	EW:	40

TABLA 2

Aceleraciones y velocidades máximas del terreno
(tomadas de la ref 10)

Fecha del temblor	Alameda Central		Edificio M. González		Patio Edif. Hidalgo		Cim. Edif. Hidalgo		Cim. Edif. Atizapán		Patio Edif. Atizapán	
	Acel. cm/seg ²	Veloc. cm/seg	Acel. cm/seg ²	Veloc. cm/seg	Acel. cm/seg ²	Veloc. cm/seg	Acel. cm/seg ²	Veloc. cm/seg	Acel. cm/seg ²	Veloc. cm/seg	Acel. cm/seg ²	Veloc. cm/seg
10-XII-61	16 20	3.5 3.0										
11-V-62	45 40	13.0 10.0										
19-V-62	40 30	14.0 11.0										
30-XI-62	7 5	1.6 1.1										
6-VII-64			30 30	8.0 7.5	38 40	10.0 12	46	15.0	22 20	8.0 5.8		
23-VIII-65									20 10	8.0 5.0		
9-XII-65									5.5 10	2.5 4.0		
2-VII-68									12 15.8	13.0 4.5		
2-VIII-68									25 40	8.2 14.0	30 42	10 15

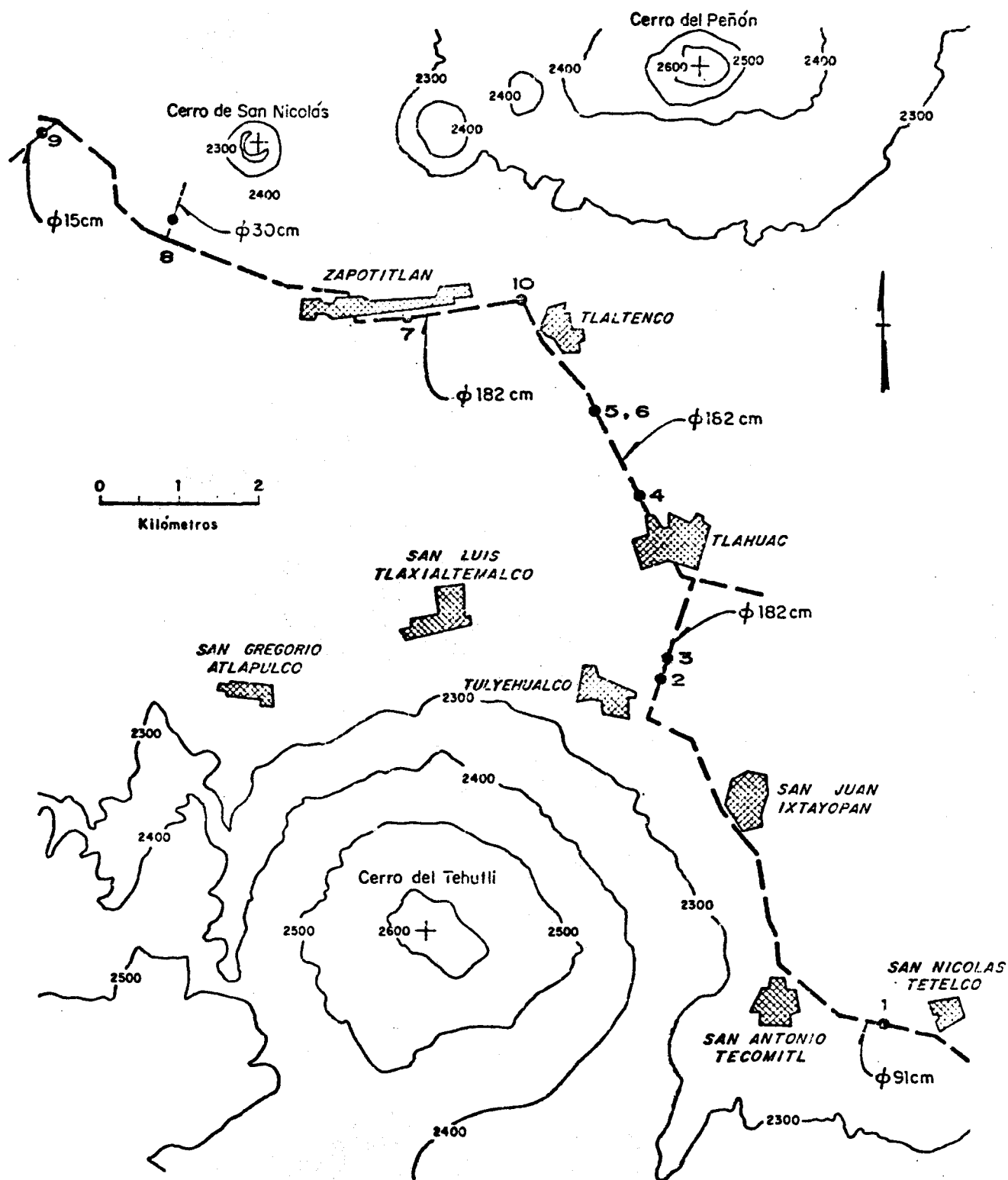


Fig 1. Localización de las fallas en el nuevo acueducto de Xochimilco



Fig 2. Daños típicos observados en las juntas de la tubería

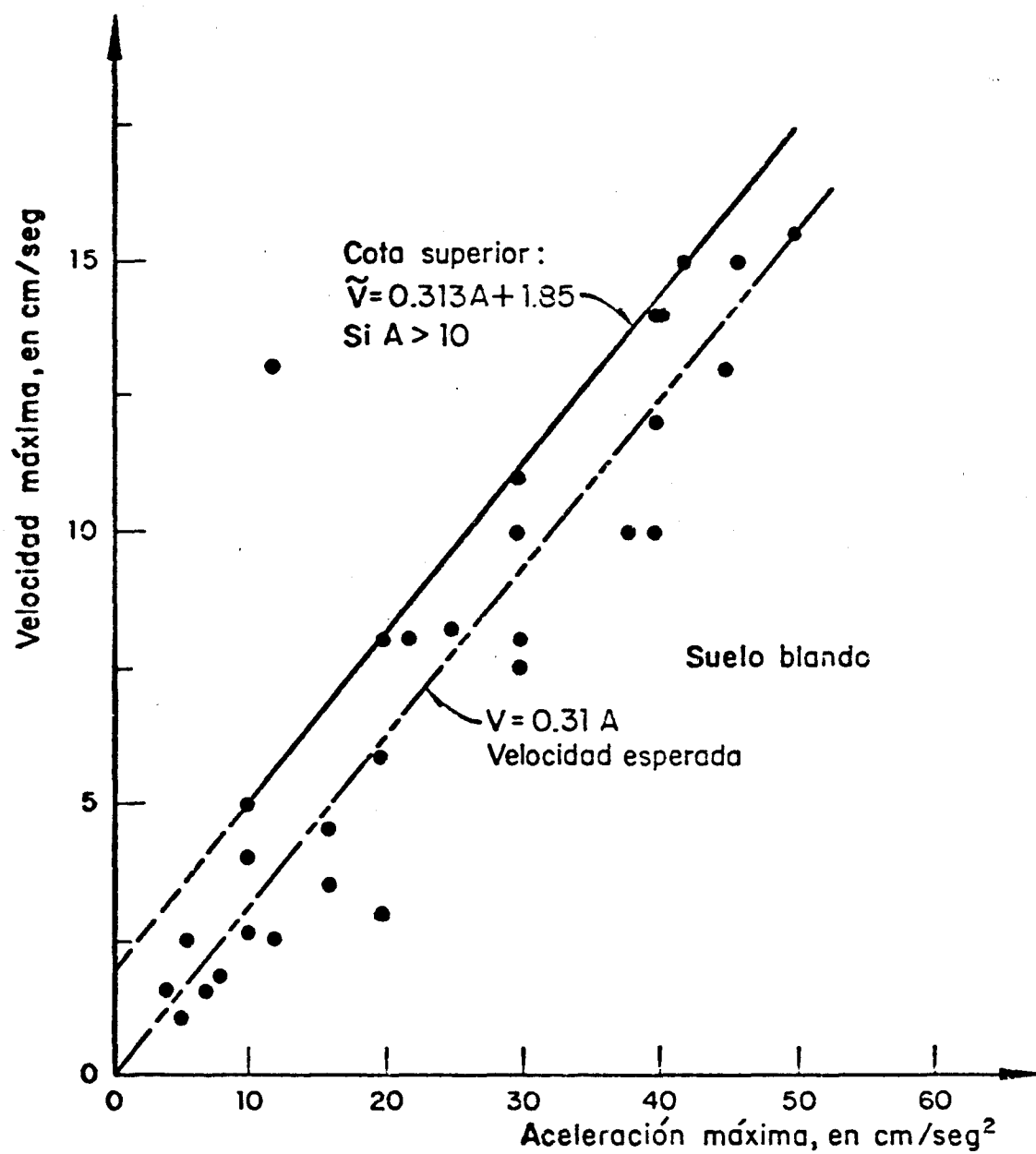


Fig 3. Relación entre la aceleración y la velocidad máxima del terreno en suelo blando