

500/44

1

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

FACULTAD DE INGENIERIA.

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO.

DISEÑO SISMICO
DE
TUBERIAS ENTERRADAS.
REVISION DE ENFOQUES.

JOSE ALBERTO CASTILLO HERNANDEZ.

TRABAJO PARA OPTAR AL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

- ENERO 1982 -



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DEPT

T. UNAM

1982

CAS

A Mamoy.

1. INTRODUCCION.	1
1.1 Descripción del problema.	1
1.2 Antecedentes.	2
1.3 Objetivos.	3
2. COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS TUBERIAS ENTERRADAS.	5
3. METODOS DE ANALISIS.	10
3.1 Análisis Cinemático.	12
3.2 Análisis Cuasiestático	19
3.3 Análisis Estático	23
3.3.1 Viga en un medio elástico	23
3.3.2 Viga en un medio elastoplástico	26
3.4 Análisis empleando el Espectro de Respuesta de Interferencia	28

4. COMENTARIOS A LOS METODOS.	35
4.1 Analisis Cinemático	35
4.2 Analisis Cuasiestático	36
4.3 Analisis Estático	37
4.3.1 Viga en un medio elástico	37
4.3.2 Viga en un medio elástoplástico	37
4.4. Analisis empleando el Espectro de Respuesta de Interferencia	38
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	40
5.1 Conclusiones	40
5.2 Recomendaciones	41
5.3 Nota final	42
6. AGRADECIMIENTO.	44
7. REFERENCIAS	45
APENDICE - Diagramas de Flujo de los Métodos Analizados	48
FIGURAS	54

1. INTRODUCCION.

1.1 Descripción del problema.

Las tuberías enterradas, dentro de las que se incluyen ductos para agua, gas, alcantarillado, energía eléctrica, petróleo y telefonos, representan un porcentaje muy importante del valor total de las estructuras vulnerables a sismos. Además del costo intrínseco de su construcción y eventual reparación, se tiene el que corresponde al daño que ocasiona la fallo en su funcionamiento; la suspensión de un servicio de este tipo en circunstancias normales puede acarrear serios problemas, pero en caso de un sismo, puede originar un estado de desastre peor

aún que el ocasionado directamente por este.

Así, por ejemplo en 1906 en San Francisco, la suspensión de agua ocasionada por la ruptura de matrices de aducción trajo como consecuencia que los daños acarreados por el incendio que siguió al terremoto, constituyesen el 80% del total. En 1923 en Kanto, Japón, los incendios posteriores al terremoto, fueron apagados después de haber destruido el 40% de la ciudad ya que el sismo había roto los principales acueductos, mientras que en Yokohama la rotura de las matrices además de impedir el control de los incendios, provocó inundaciones graves, alcanzando en algunas zonas de la ciudad casi un metro de profundidad.

De lo anterior se desprende la necesidad de hacer un análisis de la estructura que contemple las sollicitaciones sísmicas.

1.2. Antecedentes.

A pesar de que los daños en tuberías se han reportado desde hace mucho tiempo en diversas partes del mundo, no ha sido sino en los últimos años cuando las es -

estructuristas se han interesado en el tema, proponiendo criterios y métodos de análisis y diseño de este tipo de obras.

Es importante señalar que en este campo, a diferencia de otras áreas de la ingeniería sísmica, no es posible recurrir a un reglamento, en el cual, estén establecidos ciertos principios básicos que en mayor o menor grado se apoyen en estudios teórico-prácticos, por no existir todavía este tipo de ordenamientos.

A la fecha, se puede encontrar una abundante colección de estudios teóricos, algunos de los cuales son abordados en un capítulo posterior, que contrasta fuertemente con la escasez de observaciones experimentales, de forma que resulta difícil saber hasta qué punto es realista determinada suposición referente al comportamiento de estas estructuras.

1.3. Objetivos

El objetivo principal se centra en seleccionar uno o varios métodos confiables, que conduzcan a un proceso de diseño sísmico de aplicación práctica.

Antes de exponer diversos métodos de análisis y diseño y proceder a su comparación, se presentan, en el siguiente capítulo, algunos conceptos sobre el comportamiento de estas estructuras.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS TUBERIAS ENTERRADAS.

A diferencia de la mayoría de las estructuras, las tuberías enterradas no basan su comportamiento sísmico en efectos producidos por la aceleración a que se ven sometidas. Debido a su poca masa en comparación con su gran longitud, su comportamiento sísmico está regido por la deformación que sufre la estructura.

Por otro lado, cuando un edificio se somete a un movimiento en su base, se considera que este es constante a lo largo de ella, pero en el caso de una tubería enterrada no se puede adoptar tal suposición, de modo que a lo largo de la estructura, el desplazamiento de sus puntos

no será simultáneo sino que se tratará de un movimiento incoherente (87) y los esfuerzos en la tubería se deberán a ello

Kuesel (5) señala que es importante que el diseñador reconozca que el efecto del sismo en estructuras enterradas es la imposición de una deformación arbitraria que no puede ser cambiada reforzando la estructura, por tanto, hay que buscar ductilidad más que resistir cargas inerciales a un esfuerzo unitario especificado.

La imposición de una deformación arbitraria se puede deber a diferentes movimientos del terreno, sin embargo el más frecuente es el debido a la propagación de ondas sísmicas por lo que en este trabajo nos avocaremos solo a este.

Una pregunta que surge al comenzar a estudiar el movimiento de un conducto subterráneo es si existe o no deslizamiento entre el suelo y el tubo. Aunque no se tiene una respuesta definitiva, los autores (3, 10) coinciden en que el considerar tal corrimiento como nulo, es conservador.

Nasu et Al. (6), en un estudio experimental, no encontraron deslizamiento alguno entre el tubo y el suelo al

que se sometió a diversas excitaciones artificiales.

Un segundo aspecto es el tipo de excitación a que se somete la estructura en su condición más crítica; Kuesel afirma que para tubos de gran diámetro las ondas que más tienen interés en nuestro caso son las de cortante; Sakurai y Takahashi (4) indican tras estudiar los temblores de Matsushiro 1965-1967, que las ondas que influyen más en las deformaciones unitarias de la tubería son las superficiales (Rayleigh y Love).

Lo anterior parece concordar con las observaciones de Kubo en cuanto a que las tuberías dañadas en el terremoto de Kanto de 1923, fueron aquellas que estaban enterradas a 1.20 m de profundidad, mientras que las que se situaban a 2.40 m permanecieron indemnes, es decir, que las tuberías más superficiales sufrieron más el embate del sismo. (4).

Por otro lado, ¿que tanto importa el efecto de interacción suelo-estructura?, o en otras palabras ¿afecta la existencia de una tubería a la propagación de ondas en el suelo? Kuesel responde afirmativamente a esta pregunta en el caso de tratarse de suelos blandos y estructuras enterradas de grandes dimensiones.

nes, sin embargo, es práctica común no considerar dicha variación y aceptar que el suelo se mueve tal y como si no hubiese tubería ("movimiento de campo libre") lo cual es razonable si tomamos en cuenta que los ductos que manejamos, en general, son de secciones transversales pequeñas en relación con el medio circundante.

Otro punto que cabe resaltar es que los efectos más importantes, en tuberías enterradas, son los axiales ya que los efectos de flexión son comparativamente despreciables, excepto en suelos blandos donde éstos pueden tener alguna importancia.

Kubo (4), Sakurai y Takahashi (11) y Ayala y Rascon (2) encontraron, con base en observaciones de campo que las deformaciones por flexión en la cercanía de codos y curvas fueron del mismo orden que las registradas en tramos rectos.

En lo referente a ductos formados por segmentos unidos entre sí mediante juntas elásticas, algunos autores (2) opinan que la existencia de estas reduce los esfuerzos en suelos blandos y otros (1) piensan que esta reducción beneficia solo a un tramo muy corto. Esta aparente contraposición se resuelve al observar que, en

general, las tuberías están formadas por tramos cortos, de tal suerte que las juntas pueden funcionar adecuadamente si el diseño es apropiado.

Otro aspecto que es importante resaltar es que es en las zonas de transición donde ocurre el mayor daño en las tuberías pues además de cambiar la relación de propiedades mecánicas suelo-estructura, existe una modificación en el movimiento del terreno. Hindy y Novak (3) y Nelson et al. (8) han propuesto algunas soluciones pero se restringen a un cambio súbito del terreno y no a una transición propiamente dicha, por lo que hace falta investigación sobre este punto.

3. METODOS DE ANALISIS

A continuación se presentan algunos métodos de análisis junto con las conclusiones obtenidas por sus autores.

Primeramente se describe el Método de Análisis Cinemático también conocido como de Cota Superior, el primer título se basa en el hecho de desprestigiar los efectos inerciales, mientras que el segundo se debe a que como demuestra Yeh (15), los esfuerzos y deformaciones que se obtienen con este procedimiento resultan ser los valores máximos posibles a los cuales se llega mediante la aplicación de algunas expresiones matemáticas.

11

Posteriormente, se presenta el Método Cuasiestático que propone un modelo más elaborado y que después de plantear la ecuación de movimiento elimina los términos dinámicos. Hace uso del registro de desplazamientos de un sismo para encontrar los corrimientos de la estructura, compuesta por tramos infinitamente rígidos, unidos entre sí por resortes y amortiguadores viscosos.

En seguida, se muestra el Método de Análisis Estático con dos enfoques; el primero considera a la tubería como una Viga en un Espacio Elástico, los segmentos que la componen son susceptibles de experimentar deformación, supone que el suelo se comporta elásticamente y que no hay deslizamiento entre tubo y suelo.

El segundo enfoque, Viga en un Espacio Elasto-Plástico, plantea la posibilidad de llegar a una etapa inelástica en el suelo en la cual existe un deslizamiento entre la estructura y el medio circundante.

Finalmente, se presenta el Método de Análisis con el Espectro de Respuesta de Interferencia que empleando conceptos relacionados con el espectro de respuesta común, permite calcular la deformación máxima en el tubo.

3.1. Análisis Cinemático.

El método que se describe a continuación ha sido propuesto por varios autores (9, 15, 1) y se basa en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es linealmente elástico y homogéneo.
2. La tubería es uniforme, continua y de longitud infinita.
3. No hay deslizamiento entre la tubería y el suelo.
4. No se produce interacción suelo-estructura.

Se considera que la tubería se mueve con el suelo circundante bajo la propagación de ondas sísmicas de compresión (ondas P) o de superficie (Rayleigh o Love).

Es posible calcular los esfuerzos en las estructura multiplicando las deformaciones del suelo obtenidas, por el módulo de elasticidad del material; de ser necesario, los efectos de los diversos tipos de ondas pueden ser superpuestos.

3.1.1 Ondas P

Sea una onda de compresión, plana y armónica que se propaga horizontalmente en una dirección que forma un ángulo θ con el eje de la estructura (Fig. 1)

El esfuerzo axial debido a los desplazamientos paralelos al eje es

$$\sigma_a = E \frac{\ddot{u}}{C_p} \cos^2 \theta = E \frac{wA}{C_p} \cos^2 \theta \quad (1)$$

donde, E es el módulo de elasticidad del material del tubo; \ddot{u} es la velocidad de las partículas del suelo; w , la frecuencia dominante del movimiento sísmico; A , la amplitud del mismo y C_p la velocidad de propagación de las ondas de compresión en el suelo en cuestión.

σ_a adquiere su valor máximo cuando la onda P se propaga paralela al eje de la estructura

$$\boxed{(\sigma_a)_{\max} = E \frac{wA}{C_p}} \quad (2)$$

Por su lado, el esfuerzo de flexión es:

$$\sigma_f = E \frac{I}{S} \frac{\ddot{u}}{C_p^2} \cos^2 \theta \sin \theta = E \frac{I}{S} \left(\frac{w}{C_p} \right)^2 A \cos^2 \theta \sin \theta \quad (3)$$

cuyo valor máximo ocurre cuando $\theta \approx \pm 35^\circ 15'$; en caso de ser un tubo circular de pared delgada $I/S \approx R$ de modo que:

$$\boxed{(\sigma_f)_{\max} = 0.385 E R \left(\frac{w}{C_p} \right)^2 A} \quad (4)$$

donde I , S y R son el momento de inercia, el módulo de sección y el radio del tubo respectivamente.

De las expresiones (2) y (4) se tiene que:

$$\frac{(\sigma_f)_{\text{MAX}}}{(\sigma_a)_{\text{MAX}}} \approx 0.385 R \frac{\omega}{c_p} \quad (5)$$

lo cual indica que para que los esfuerzos flexionantes en la tubería sean de importancia en relación con los esfuerzos axiales, la tubería debe ser de gran diámetro, la frecuencia relativamente alta y la velocidad de propagación baja, es decir, el medio que circunda a la estructura debe ser un suelo blando.

Se puede demostrar (1) que para que los esfuerzos flexionantes sean de consideración se debe cumplir que

$$\frac{R\omega}{c_p} > \sqrt{2} \quad (6)$$

Sin embargo, en la práctica esto no ocurre de modo que se considera que la tubería está sometida tan solo a esfuerzos axiales. Generalizando, para considerar ondas planas no armónicas y sabiendo que los esfuerzos máximos ocurren cuando la dirección de propagación coincide con el eje de la tubería se puede elaborar

el siguiente desarrollo:

$$u(x, t) = F(x - c_p t) \quad (7)$$

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

$$\boxed{|\sigma(x, t)|_{\text{MAX}} = \frac{E}{c_p} |\dot{u}|_{\text{MAX}}} \quad (8)$$

donde, u es el desplazamiento del terreno paralelo al eje de la estructura.

3.1.2. Ondas de Love.

Los esfuerzos axial y de flexión para una onda de Love, plana y armónica están dados por (1):

$$\sigma_a = E \frac{w}{c_L} A \sin \theta \cos \theta \quad (9)$$

$$\sigma_f = E \frac{I}{S} \left(\frac{w}{c_L} \right)^2 A \cos^3 \theta \quad (10)$$

donde, c_L es la velocidad de propagación de las ondas de Love en el suelo en cuestión. σ_a y σ_f alcanzan sus valores máximos para $\theta = 45^\circ$ y $\theta = 0^\circ$ respectivamente

$$\boxed{(\sigma_a)_{\text{MAX}} = \frac{1}{2} E \frac{w}{c_L} A} \quad (11)$$

$$\boxed{(\sigma_f)_{\text{MAX}} = E \frac{I}{S} \left(\frac{w}{c_L} \right)^2 A} \quad (12)$$

puesto que están en cuadratura, el esfuerzo en la fibra más solicitada es:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_f^2} = E \frac{w}{c_L} A \cos \theta \sqrt{\sin^2 \theta + \left(\frac{I}{5} \frac{w}{c_L} \cos^2 \theta\right)^2} \quad (13)$$

para encontrar el valor máximo de esta expresión es necesario encontrar las raíces de:

$$\left[3 \left(\frac{I}{5} \frac{w}{c_L}\right)^2 \cos^4 \theta - 2 \cos^2 \theta + 1 \right] \sin \theta \cos \theta = 0 \quad (14)$$

que solo son reales si $\left(\frac{I}{5} \frac{w}{c_L}\right)^2 = \frac{1}{3}$, en tal caso el máximo valor de σ ocurre cuando $\theta = 0$

$$\sigma_{\max} = E \frac{I}{5} \left(\frac{w}{c_L}\right)^2 A = 2 (\sigma_a)_{\max} \frac{I}{5} \frac{w}{c_L} \quad (15)$$

si consideramos que para cualquier valor de $\frac{I}{5} \frac{w}{c_L}$, $\sigma_{\max} \stackrel{?}{=} (\sigma_a)_{\max}$

$$\frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_a)_{\max}} = \begin{cases} 1, & 0 \leq \frac{I}{5} \frac{w}{c_L} \leq \frac{1}{2} \\ 2 \frac{I}{5} \frac{w}{c_L}, & \frac{I}{5} \frac{w}{c_L} > \frac{1}{2} \end{cases}$$

de aquí se deduce que para que la flexión sea importante, $\sigma_{\max} > (\sigma_a)_{\max}$ o bien que

$$w > \frac{c_L}{2 \left(\frac{I}{5}\right)}$$

para tubos delgados, se tiene que el efecto de flexión será de consideración si el periodo T cumple con la relación

$$T < \frac{4\pi R}{c_L}$$

Esta condición, en suelos blandos como el de la Ciudad de México, puede ser satisfecha aún para tubos de diámetro no muy grande. Así, para $C_L = 40 \text{ m/seg}$ y $R = 1 \text{ m}$ $4\pi R/C_L = 0.314 \text{ seg}$, de manera que cualquier onda del tipo estudiado con un periodo menor a 0.314 seg causaría efectos flexionantes de importancia

3.1.3. Ondas de Rayleigh.

Los esfuerzos axiales están dados por (1):

$$\sigma_a = E \frac{w}{C_R} A \cos^2 \theta \quad (18)$$

donde, C_R es la velocidad de propagación de las ondas de Rayleigh en el suelo en cuestión y de donde

$$(\sigma_a)_{\max} = E \frac{w}{C_R} A \quad (19)$$

en general, el esfuerzo máximo en un tubo circular es

$$\sigma_{\max} = E \frac{w}{C_R} A + E \left(\frac{w}{C_R} \right)^2 BR \quad (20)$$

donde A y B son las amplitudes horizontal y vertical del movimiento del terreno respectivamente. Esta expresión también se puede escribir como:

$$\sigma_{\max} = (\sigma_a)_{\max} \left[1 + \frac{wBR}{C_e A} \right] \quad (21)$$

se deduce de (20) que:

$$\sigma_{max} \leq \frac{E}{C_R} \left[\dot{u}_{max} + \frac{R \ddot{v}_{max}}{C_R} \right] \quad (22)$$

donde \dot{u} y \ddot{v} son la velocidad horizontal del terreno y la aceleración vertical del mismo, respectivamente. No teniendo un intervalo de frecuencias, para el cual, la influencia de la flexión no sea significativa.

De modo que para suelos como el de la Ciudad de México donde $B/A \approx 1.8$ y $C_R = 36 \text{ m/seg}^2$ si $\omega = 20 \text{ rad/seg}$ y $R = 1 \text{ m}$, el esfuerzo total máximo será el doble del esfuerzo axial máximo.

Con relación a este método se resume lo siguiente (1):

1. Para ondas P_4 de Love existen dos rangos de frecuencias. En el dominio de las bajas frecuencias los esfuerzos máximos son los axiales y solo en el de altas frecuencias los esfuerzos flexionantes tienen alguna importancia
2. En la práctica solo excepcionalmente, para suelos blandos y tubos de gran diámetro, el efecto de flexión tiene importancia
3. Para ondas de Rayleigh, no existen dos dominios de frecuencias y se puede esperar que los esfuerzos axiales sean tan importantes como los de flexión

para frecuencias bajas e intermedias

3.2 Análisis Cuasiestático.

En la figura 2 se muestra en forma esquemática el modelo del sistema (12)

En este método se hacen las siguientes hipótesis:

1. Los tramos que componen a la tubería son infinitamente rígidos.
2. El problema de incoherencia en el movimiento es causado exclusivamente por el "tiempo de retardo".
3. La forma de la onda permanece constante al propagarse
4. Los efectos dinámicos son despreciables
5. Los segmentos que forman el sistema son de igual longitud.

Con base en lo anterior, dado que en la ecuación "dinámica" no entran $\{\ddot{x}_i\}$, $\{\dot{x}_i\}$ y $\{x_{is}\}$, se tiene que la ecuación del sistema es:

$$[K]\{x\} = [k]\{x_{is}\} + [K']\{x'_{is}\} \quad (23)$$

en donde, $[K]$, $[k]$ y $[K']$ son las matrices de rigi-

Tomando el tiempo de retardo como constante:

$$TR = L/C_p$$

se tiene lo siguiente:

$$\{X_s\} = \begin{Bmatrix} X_{s1} \\ X_{s2} \\ \vdots \\ X_{si} \\ \vdots \\ X_{sn} \end{Bmatrix} = \Delta_{max} \begin{Bmatrix} h(t) \\ h(t-TR) \\ \vdots \\ h(t-[i-1]TR) \\ \vdots \\ h(t-(n-1)TR) \end{Bmatrix} \quad (25)$$

$$\{X'_s\} = \begin{Bmatrix} X_{s0} \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ X_{sn+1} \end{Bmatrix} = \Delta_{max} \begin{Bmatrix} h(t+\frac{1}{2}TR) \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ h(t-[n-\frac{1}{2}]TR) \end{Bmatrix} \quad (26)$$

donde Δ_{max} es el desplazamiento máximo del terreno y $h(t)$ es la historia de desplazamientos del terreno normalizada.

Wang (12), con la finalidad de hacer un estudio paramétrico, normaliza de este modo los parámetros del sistema:

1. Rigidez de juntas/rigidez del suelo

$$\alpha_i = K_i / k_i L = \alpha \quad i = 1, n-1$$

2. Rigidez en apoyos extremos / rigidez del suelo.

$$\gamma_0 = K_0 / k_1 L = 0$$

$$\gamma_n = K_n / k_n L = 0$$

3. Rigidez de suelo / primer rigidez de suelo.

$$\beta_i = k_i / k_1 = 1 \quad i = 1, n$$

Después de hacer la normalización - y simplificación - anterior el sistema queda en la forma siguiente

$$\begin{matrix}
 \Delta_{max} \\
 \left[\begin{array}{ccccccc}
 \alpha+1 & -\alpha & & & & & \\
 -\alpha & 2\alpha+1 & & & & & \\
 & & \ddots & & & & \\
 & & & \ddots & & & \\
 & & & & -\alpha & 2\alpha+1 & -\alpha \\
 & & & & & \ddots & \\
 & & & & & & -\alpha & \alpha+1
 \end{array} \right]
 \end{matrix}
 \begin{matrix}
 \left\{ \begin{array}{c}
 x_1 \\
 x_2 \\
 \vdots \\
 x_i \\
 \vdots \\
 x_n
 \end{array} \right\}
 \end{matrix}
 = \Delta_{max}
 \begin{matrix}
 \left\{ \begin{array}{c}
 h(t) \\
 h(t-T_R) \\
 \vdots \\
 h(t-[i-1]T_R) \\
 \vdots \\
 h(t-[n-1]T_R)
 \end{array} \right\}
 \end{matrix}
 \quad (27)$$

Para poder valorar el desplazamiento entre el terreno y la tubería, y_i , y el desplazamiento entre dos tubos consecutivos, o sea la deformación en la junta U_i , es preciso encontrar $\{x\}$ para cada punto del registro sísmico de desplazamiento (resolviendo el sistema).

$$y_i = x_i - x_{si} = x_i(t) - x_s(t - [i-1]TR) \quad i=1, n \quad (28)$$

$$u_i = x_i - x_{i+1} \quad (29)$$

Wang aplicó este método para hacer el estudio paramétrico del cual se citan a continuación algunas conclusiones:

1. El desplazamiento entre tubo y suelo es despreciable siempre y cuando la rigidez de la junta sea pequeña en comparación con la rigidez del suelo
2. Los efectos de no-uniformidad en el suelo y el tiempo de retardo influyen fuertemente la respuesta
3. El efecto de restricciones en los extremos no es muy apreciable
4. Si la forma de la onda presenta muchos valores máximos (picos) se tendrán respuestas mayores

3.3 Análisis Estático.

3.3.1 Viga en un medio elástico.

Se hacen las siguientes hipótesis. (12)

1. La tubería es una viga recta y prismática
2. El tubo, la junta y el suelo son materiales linealmente

elásticos

- 3. No existe deslizamiento entre tubo y suelo
- 4. La deformación del suelo - a la cual está sometida la tubería - es uniforme en varios tramos de tubo.

Con base en la figura 3, se puede afirmar que la fuerza S en la junta es:

$$S = k_j \Delta_j = 2k_j [u_s(L/2) - u(L/2)] \quad (30)$$

donde, k_j y Δ_j son la rigidez y el desplazamiento relativo de la junta, respectivamente.

Por otro lado el equilibrio de fuerzas en el sentido axial establece que

$$P(x) = P(x+dx) + k_s [u_s(x) - u(x)] dx \quad (31)$$

Siendo u_s y u los desplazamientos de un punto x del suelo y del tubo, respectivamente.

Además,

$$P(x) = \sigma(x) A = E(x) EA = \frac{du}{dx} EA \quad (32)$$

$$P(x+dx) = \left[\frac{du}{dx} + \frac{d^2u}{dx^2} (dx) \right] EA$$

sustituyendo estos valores en la ecuación (31) se obtiene:

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \frac{k_s}{EA} u(x) = -\frac{k_s u_s(x)}{EA} \quad (33)$$

la solución de la ecuación diferencial anterior es:

$$u(x) = E_m L \left[\frac{x}{L} - \frac{\sinh\left(\frac{x}{L} \sqrt{R_s}\right)}{\sqrt{R_s} \cosh \frac{\sqrt{R_s}}{2} + 2 \sinh \frac{\sqrt{R_s}}{2}} \right] \quad (34)$$

donde

$$R_s = k_s \frac{L^2}{AE} \quad R_j = k_j \frac{L}{AE}$$

siendo E_m la deformación unitaria en el suelo, constante en varios segmentos de tubo. ($E_m = v_m / c_p$)

De (34) se puede calcular la deformación unitaria en el tubo de la manera siguiente

$$\epsilon_t = \frac{du}{dx} = E_m L \left[\frac{1}{L} - \frac{\frac{\sqrt{R_s}}{L} \cosh\left(\frac{x}{L} \sqrt{R_s}\right)}{\sqrt{R_s} \cosh \frac{\sqrt{R_s}}{2} + 2 \sinh \frac{\sqrt{R_s}}{2}} \right] \quad (35)$$

esta expresión alcanza su valor máximo cuando $x=0$

$$\epsilon_{t.m.} = E_m \left[1 - \frac{1}{\cosh \frac{\sqrt{R_s}}{2} + \frac{2R_j \sinh \frac{\sqrt{R_s}}{2}}{\sqrt{R_s}}} \right] \quad (36)$$

la deformación de la junta será

$$\Delta_j = 2 [u_s(L/2) - u(L/2)] \quad (37)$$

empleando la ecuación (34) y recordando que:

$$u_s(x) = E_m x$$

se obtiene la siguiente expresión

$$\Delta_j = E_m L \left[\frac{\tanh \frac{\sqrt{R_s}}{2}}{\frac{\sqrt{R_s}}{2} + R_j \tanh \frac{\sqrt{R_s}}{2}} \right] \quad (38)$$

Los autores de este método no hicieron estudio paramétrico, señalan que a medida que R_j aumenta representa una situación en la cual los extremos de la tubería se mueven junto con el suelo (ya que la rigidez de la junta se incrementa en comparación con el módulo de elasticidad del tubo). Si el tubo es continuo $R_j = 0$.

Para fines prácticos de diseño en la ref. (12) aparecen unas gráficas de las ecuaciones (36) y (38) en forma adimensional.

3.3.2. Viga en un medio elasto-plástico

En este método se considera que el comportamiento del suelo puede entrar en una etapa inelástica. Lo más importante del modelo, mostrado en la fig. 4, es el hecho de que una parte del tubo permanece adherida al suelo, a causa de la campana del tubo, no existiendo deslizamiento entre la estructura y el medio circundante mientras que la otra parte del tubo experimenta un efecto de deslizamiento en la citada estrechura.

El desplazamiento del suelo está dado por (12):

$$\Delta_s = \Delta_t + \Delta_j \quad (39)$$

siendo Δ_s , Δ_t y Δ_j los desplazamientos del suelo, tubo y junta respectivamente. Además

$$\Delta_j = F_j / k_j \tag{40}$$

De la fig. (4) es posible establecer que:

$$\Delta_t = E_m (L - l_1) + \frac{f_s l_1^2}{2AE} + \frac{k_j \Delta_j l_1}{AE} \tag{41}$$

donde l_1 es la longitud de tubo en la cual existe un deslizamiento y aparece una fuerza de fricción f_s .

E_m es la deformación unitaria máxima en el terreno

$$\Delta_s = E_m L \tag{42}$$

$$E_m = V_m / C_p \tag{43}$$

Sustituyendo (41) y (42) en (39):

$$\Delta_j = \frac{E_m l_1 - \frac{f_s l_1^2}{2AE}}{1 + \frac{k_j l_1}{AE}} \tag{44}$$

Para obtener l_1 se recurre a la ecuación de equilibrio siguiente:

$$f_s l_1 = E_m A E - k_j \Delta_j \tag{45}$$

de modo que

$$l_1 = \frac{2AE}{k_j} \left(\sqrt{1 + \frac{2E_m k_j}{f_s}} \right) - 1 \tag{46}$$

o bien

$$l_i = \frac{E_m A E}{f_s} \quad \text{si} \quad k_j \approx 0 \quad (47)$$

Puede ocurrir que al aplicar estas expresiones l_i resulte mayor que L , en tal caso existiría deslizamiento en toda la superficie exterior del tubo y se emplearían las siguientes fórmulas

$$\epsilon_p = \frac{f_s L + k_j \Delta_j}{A E} \quad (48)$$

$$\Delta_j = \frac{E_m L - \frac{f_s L^2}{2 A E}}{1 + \frac{k_j L}{A E}} \quad (49)$$

Los autores de este método (12) concluyen que, dado que el tubo se desliza al no poder resistir las deformaciones del suelo, llega valores menores de esfuerzo en la estructura, es decir, es menos conservador.

3.4 Análisis empleando el Espectro de Respuesta de Interferencia

Weidlinger y Nelson (7) han indicado que el problema sísmico de las tuberías enterradas radica en que la excitación no alcanza a todos los puntos de la estructura

simultáneamente, es decir, existe una incoherencia en el movimiento.

Con base en lo anterior, dichos autores han formulado el concepto de función de incoherencia que definen como:

$$I(\Delta t) = \frac{\Delta z_{max}(\Delta t)}{MAX |z(t)|} \tag{50}$$

donde $\Delta z_{max}(\Delta t)$ es la diferencia máxima en desplazamiento del terreno de dos puntos adyacentes y $MAX |z(t)|$ es el desplazamiento máximo del terreno.

Se puede demostrar que la función de incoherencia $I(\Delta t)$ tiene una cota superior:

$$MAX |I(\Delta t)| = 2 \text{sen } \tau \tag{51}$$

para $\tau = \frac{\pi}{2}$

siendo

$$\tau = \frac{V_{max} \Delta t}{2 D_{max}}$$

donde, V_{max} y D_{max} son la velocidad y desplazamiento máximos del terreno y Δt es el tiempo de retraso que se puede calcular como

$$\Delta t = L/c \tag{52}$$

donde, L es la longitud de un tramo de tubería y c es la velocidad de propagación de la ondasísmica en cues

ción en el suelo.

Antes de exponer el concepto de espectro de respuesta de interferencia y de su relación con el espectro de respuesta común, haremos una revisión de este último. (13)

El espectro de desplazamiento (relativo) se define como:

$$S_D(\omega, \zeta) \equiv \text{MAX} |y(t)| \equiv y_{\text{MAX}} \quad (53)$$

donde y es la solución de la ecuación

$$\ddot{y} + 2\omega\zeta\dot{y} + \omega^2y = -\ddot{z}(t) \quad (54)$$

la cual es la respuesta de un oscilador de un grado de libertad de una frecuencia no amortiguada ω y una fracción de amortiguamiento crítico ζ , sujeto a un movimiento del terreno $\ddot{z}(t)$. La variable y es el desplazamiento relativo de la masa con respecto al terreno y \ddot{z} es el desplazamiento del suelo con relación a un sistema de coordenadas fijo.

El desplazamiento absoluto de la masa puntual será:

$$x = y + z \quad (55)$$

Por lo que (54) se puede escribir como:

$$\ddot{x} + 2\omega \zeta \dot{y} + \omega^2 y = 0 \quad (56)$$

o bien $\ddot{x} + 2\omega \zeta \dot{x} + \omega^2 x = \omega^2 z(t) + 2\omega \zeta \dot{z}(t)$ (56a)

de donde se puede obtener, para un oscilador no-amortiguado

$$\text{MAX} |\ddot{x}(t)| = \text{MAX} |\omega^2 y(t)| \quad (57)$$

que resulta ser una buena aproximación para un oscilador amortiguado con una relación de amortiguamiento crítico pequeña ($\zeta \ll 1$).

La aceleración espectral y la velocidad espectral, o pseudo aceleración y pseudo velocidad se definen como:

$$S_a(\omega, \zeta) = \omega^2 S_b(\omega, \zeta) \quad (58)$$

$$S_v(\omega, \zeta) = \omega S_b(\omega, \zeta) \quad (59)$$

Las ecuaciones (58) y (59) permiten obtener, mediante un análisis estadístico de un gran número de espectros, una curva envolvente que está formada por tres (o cuatro) segmentos conocida como espectro de diseño y que es usado ampliamente para edificios y otras estructuras.

Se definen como espectros absolutos de despla-

Zamiento y velocidad a:

$$S_D^A(\omega, \zeta) = \text{MAX} |x(t)| \tag{60}$$

$$S_V^A(\omega, \zeta) = \text{MAX} |\dot{x}(t)| \tag{61}$$

Se puede demostrar (13) que si la frecuencia del oscilador es alta ($\omega \gg \zeta$):

$$S_D^A \approx \text{MAX} |z(t)| \tag{62}$$

$$S_V^A \approx \text{MAX} |\dot{z}(t)| \tag{63}$$

Por otro lado si la frecuencia es muy pequeña ($\omega \approx 0$):

$$S_D^A \approx S_V \approx \omega S_D \tag{64}$$

$$S_V^A \approx S_V \approx \omega S_D \tag{65}$$

Finalmente, en el rango de frecuencias intermedias

$$S_D^A \approx S_D \tag{66}$$

$$S_V^A \approx \omega S_D \tag{67}$$

El espectro de respuesta de interferencia se define como la máxima diferencia en desplazamiento absoluto de dos puntos adyacentes de la tubería causado por el movimiento incoherente del terreno.

$$S_I(\omega, \zeta, L) \equiv \text{MAX} |\Delta x(t)| \equiv \Delta x_{\text{MAX}} \tag{68}$$

donde Δx es la solución a la siguiente ecuación

$$\Delta \ddot{x} + 2\zeta\omega \dot{\Delta x} + \omega^2 \Delta x = \omega^2 \Delta z(t, L) + 2\zeta\omega \dot{\Delta z}(t, L) \tag{69}$$

donde $\Delta z(t, L) = z(x + \frac{L}{2}, t) - z(x - \frac{L}{2}, t)$ (70)

y Δx es la respuesta de interferencia

$$\Delta x = x_{i+1} - x_i \quad (71)$$

definida para dos puntos adyacentes i e $i+1$.

Puesto que la respuesta está en coordenadas absolutas, el espectro de respuesta de interferencia puede ser definido como un espectro de desplazamiento absoluto si uno de los puntos del intervalo permanece en reposo en un tiempo t :

$$\Delta z(t, L) = z(t) \quad (72)$$

$$S_I(w, \gamma, L) \equiv S_D^A(w, \gamma) \Big|_{z=\Delta z} \quad (73)$$

Dado que estamos considerando que el movimiento del terreno puede describirse por la ecuación escrita anteriormente

$$z(x, t) = f(x - ct) \quad (74)$$

en la que c es la velocidad de propagación de la onda considerada, el movimiento incoherente se puede escribir como

$$\Delta z(t, \Delta t) = z(t) - z(t + \Delta t) \quad (75)$$

Para valores pequeños de Δt ($\Delta t < 0.10$) la expansión de Taylor nos conduce a:

$$\Delta z(t, \Delta t) \approx \frac{dz}{dt} \Delta t \quad (76)$$

despreciando las derivadas de orden superior y empleando la ec. (76) dentro de la ecuación (56a) y utilizando la expresión (73) se obtiene (ref. 13):

$$S_I(\omega, \zeta, \Delta t) \approx \Delta t S_V^A(\omega, \zeta) \quad (77)$$

la cual es válida -repetimos- para $\Delta t < 0.10 \text{ seg}$

Cuando Δt está entre 0.5 seg y 2.5 seg

$$S_I(\omega, \zeta, \Delta t) \approx I(\Delta t) S_D^A(\omega, \zeta) \quad (78)$$

Puesto que:

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta z}{\Delta t} = V \quad (79)$$

de la ecuación (77) podemos escribir:

$$\frac{S_I}{\Delta z_{\text{MAX}}} \approx \frac{S_V^A}{V_{\text{MAX}}} = \text{amplitud espectral} \quad (80)$$

y de las ecuaciones (50) y (78):

$$\frac{S_I}{\Delta z_{\text{MAX}}} \approx \frac{S_D^A}{D_{\text{MAX}}} = \text{amplitud espectral} \quad (81)$$

Así, con base en los espectros de pseudo-velocidad y desplazamiento absoluto es posible calcular el espectro de respuesta de interferencia.

4. COMENTARIOS A LOS METODOS.

4.1. Análisis Cinemático

4.1.1. A favor

1. Es un método que no requiere de un aparato matemático muy elaborado para ser comprendido
2. La aplicación del método requiere de pocos datos, asequibles a cualquier ingeniero que trabaje en diseño sísmico de otras estructuras.
3. El algoritmo se reduce a la aplicación de unas - cuantas fórmulas que pueden emplearse manualmente.
4. Conduce a un diseño conservador.

4.1.2. En contra

Ninguno

4.2. Análisis Cuasiestático

4.2.1. A favor

1. Las hipótesis y simplificaciones que contiene, permiten elaborar un desarrollo matemático bastante sencillo.
2. El proceso de análisis en la práctica es fácilmente comprensible.
3. Permite -mediante un estudio paramétrico- evaluar la influencia de las diferentes variables.
4. Conduce a un diseño conservador.

4.2.2 En contra

1. Con base en las hipótesis, se elimina de la ecuación dinámica el término inercial; pero también el que contiene al amortiguamiento, razón de este proceder no es evidente.
2. El proceso de resolución del sistema para cada punto de la historia de desplazamientos involucra el uso de una computadora forzosamente.

4.3. Análisis Estático

4.3.1. Viga en un medio elástico.

4.3.1.1. A favor

1. Permite calcular la deformación del tubo al considerarlo elástico
2. No requiere sino unas cuantas expresiones matemáticas, por lo que
3. No se hace necesario el uso de una computadora
4. Conduce a un diseño conservador

4.3.1.2. En contra

1. Solo se puede aplicar si las rigideces de todas las juntas son iguales
2. Se limita al caso de que la longitud de todos los tramos es la misma

4.3.2. Viga en un medio elastoplástico

4.3.2.1. A favor

1. Tanto la formulación como el algoritmo de este método son muy sencillos

4.3.2.2. En contra

1. La hipótesis más importante es que el tubo permanece adherido parcialmente al suelo, gracias a la campana del tubo. Esto no parece ser correcto, en primer lugar porque no hay evidencia que apoye tal aseveración y en segundo lugar porque la campana es pequeña en relación al tamaño del tubo.
2. Al conducir a resultados menos conservadores - basados en la hipótesis mencionada - cae en el lado de la inseguridad.

4.4. Análisis empleando el Espectro Respuesta de Interferencia.

4.4.1. A favor

1. Es el método más congruente con los conceptos que se manejan comúnmente en el diseño sísmico de estructuras.
2. El algoritmo se asemeja a los usados para analizar otras estructuras empleando el espectro de respuesta común.
3. Facilita la labor del diseñador al emplear el espectro de diseño común.
4. No requiere del uso de una computadora

5. Conduce a resultados conservadores

4.4.2. En contra.

Ninguno

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 Conclusiones

1. El Análisis Cinemático resulta ser una fácil solución para obtener un valor conservador de la deformación de la estructura
2. El Análisis Cuasiestático involucra demasiado trabajo numérico además de quedar en tela de juicio el eliminar el término que contiene al amortiguamiento en la ecuación de equilibrio dinámico
3. El Análisis Estático - viga en un medio elástico, es factible de emplear si todos los tramos son de longitud semejante y las juntas del mismo tipo.

4. El Análisis Estático - viga en un medio elasto-plástico, se basa en una hipótesis muy dudosa como para emplearlo confiadamente
5. El Análisis empleando el Espectro de Respuesta de Interferencia es una buena opción por las características señaladas en los comentarios. Su semejanza con el espectro de respuesta común hace de este método una solución atractiva para el diseñador estructural.

Resumiendo, se sugiere emplear el Análisis Cinemático para tener una aproximación conservadora y utilizar el Análisis empleando el Espectro de Respuesta de Interferencia para seguir un camino más congruente con los conceptos que manejan comúnmente los diseñadores.

5.2. Recomendaciones

A continuación se dan de manera general algunas recomendaciones para el diseño sísmico de tuberías enterradas.

1. Buscar ductilidad en la tubería especialmente en zonas de transición donde hay gran inercia.

Adumbre en la respuesta

2. Emplear tramos de tubería cortos. Entre más largos sean los tubos que componen el sistema, mayor será la deformación que se acumule a lo largo de ellos, además hay que recordar que el tiempo de retraso aumenta con la longitud del segmento de tubo (crece la incoherencia en el movimiento)
3. Evitar utilizar juntas rígidas. Si se emplean tubos de asbesto-cemento, es recomendable usar un mortero pobre para unirlos (con el objeto de que funcione como fusible).
4. Para el proceso de diseño es conveniente determinar las características mecánicas de la tubería mediante un análisis para acciones permanentes y variables, revisando posteriormente ante el efecto sísmico.

Dado que no se ha reglamentado el diseño de estas estructuras, los esfuerzos permisibles quedan a juicio del diseñador

5.3. Nota final.

A lo largo de este trabajo se observa una imperiosa necesidad de investigación, sobre todo experimental, que conduzca a la elaboración de un código,

pues no es posible que estas estructuras, cuya importancia se ha destacado, se sigan construyendo con un diseño basado en consideraciones que no puedan ser aceptadas o rechazadas de una manera definitiva

6. AGRADECIMIENTO.

El autor agradece profundamente la guía del Dr. Gustavo Ayala Milán quien proporcionó la orientación y referencias bibliográficas necesarias para el desarrollo de este trabajo.

7. REFERENCIAS.

1. Arias, A. "Comportamiento sísmico de tuberías enterradas", Notas del V Curso Internacional de Ingeniería Sísmica. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM (1979).
2. Ayala, G. y Rascón, O. "Evaluación sísmica del acueducto dañado durante el sismo del 14 de marzo de 1979", Instituto de Ingeniería, UNAM (abril, 1980).
3. Hindy, A. y Novak, M. "Earthquake response of underground pipelines". Earthquake engineering and Structural dynamics, Vol 7, 451-476 (1979).

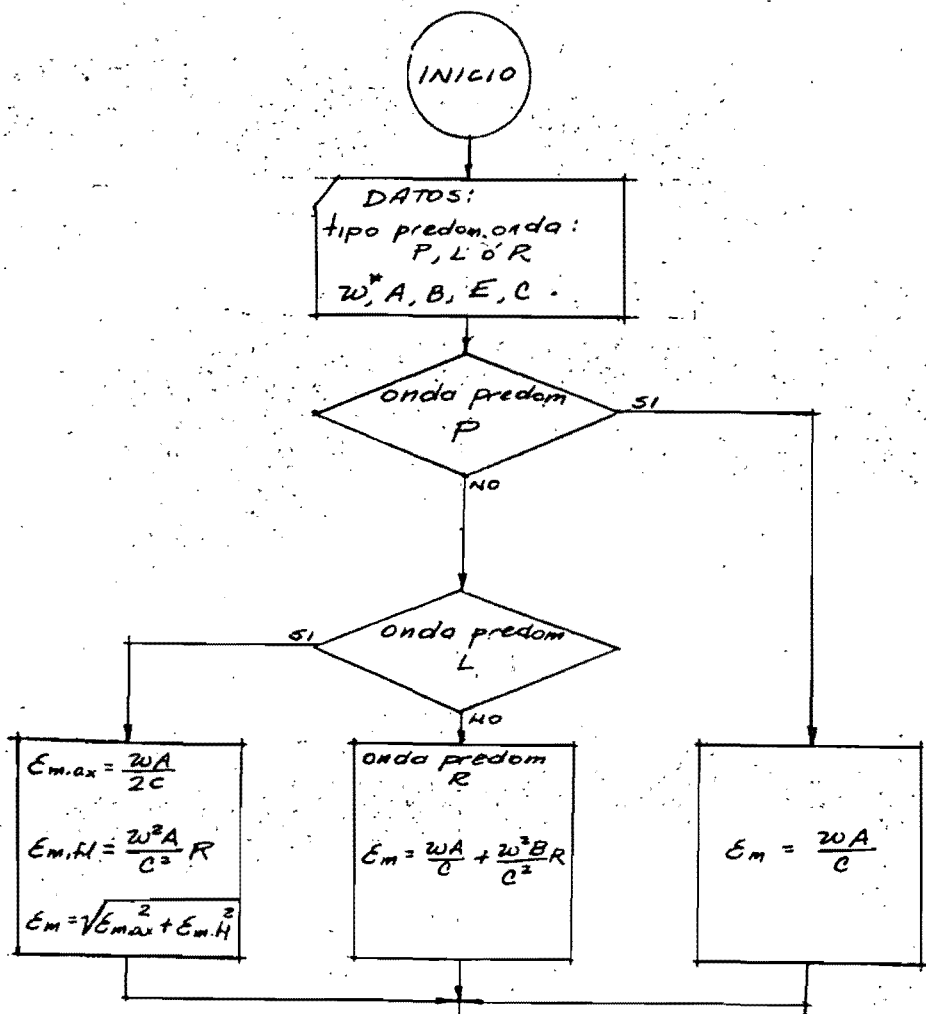
4. Kubo, K. "Behavior of underground water pipes during an earthquake". Fifth world conference on earthquake engineering. Roma (1973)
5. Kuesel, T.R. "Earthquake design criteria for subways", Jnl of the Structural Division, ASCE. (June, 1979)
6. Nasu, N; Kazama, S.; Morioka, T y Tamura, T. "Vibration test of the underground pipe with a comparatively large cross-section". Fifth world conference on earthquake engineering. Roma (1973)
7. Nelson, I y Baron ML "Earthquakes and underground pipelines, an Overview". Weidlinger Ass. Consulting Engineers, Grant Report N°17. New York (Junio, 1981)
8. Nelson, I, Weidlinger P y Baron ML. "Effect of local inhomogeneity on the dynamic response of pipelines" Weidlinger Associates Consulting Engineers, Grant Report N°14. New York (octubre, 1979)
9. Newmark NM y Rosenblueth E, "Fundamentos de ingeniería sísmica". Editorial Diana, México (1978.) pp 583-586

10. O'Rourke, M & Wang L.R.L. "Seismic Vulnerability, Behavior and Design of Underground Piping Systems II", Rensselaer Polytechnic Institute (Julio 1981)
11. Sakurai, A; Kurikara, C & Takahashi, T. "A proposal for earthquake response analyses of long structures and seismic design criteria of pipelines". Fifth world conference on earthquake engineering. Rome 1973
12. Wang L.R.L. "Static and Quasi-static Seismic Analyses of Buried Pipelines" Rensselaer Polytechnic Institute (Junio 1980)
13. Weidlinger, P. and Nelson I "Seismic analysis of pipe lines with interference response spectra". Weidlinger Associates Consulting Engineers. Grant Report No 7. (Julio 1978)
14. Yeh, G.C.K. "Seismic Analysis of Buried Metal or Concrete Pipes"
15. Yeh, G.C.K. "Seismic Analysis of slender buried beams". Bulletin of the Seismological Society of America Vol 64. No 5, pp 1551-1562 (October 1974)

APENDICE

Diagramas de Flujo de los
Métodos Analizados

DIAGRAMA DE FLUJO DEL ANALISIS CINEMATICO



NO MENCLATURA:

- P: compresión
- L: Love
- R: Rayleigh
- w: freq. circular del movimiento.
- A: amplitud max. horiz desp. partículas suelo
- B: amplitud máx vert. desp. partículas suelo

- E: modulo elast. tubo
- c: vel. propagi. onda
- Em: def. unit. máxima
- Em.ax: def. unit. max axial
- Em.fl: def. unit. max. por flexión
- σm: esfuerzo máximo longitudinal
- Junta: deformación en la junta
- Vmax: vel. máx parti. suelo

$$* w \approx \frac{V_{max}}{A}$$

DIAGRAMA DE FLUJO DEL ANALISIS CUASIESTATICO

INICIO

DATOS:
 c, L
 $K_i, k_i \quad i=1, n$
 K_0, K_n
 $h(t), \Delta_{max}$

NOMENCLATURA

c : vel. prop. onda

L : long. tramo tubo

K_i : rig. resorte junta i

k_i : rig. resorte suelo i

h : historia normaliz. desp

$\alpha_i = K_i / (k_i L)$
 $\beta_i = k_i / k_i$
 $\delta_0 = K_0 / (k_1 L)$
 $\delta_n = K_n / (k_n L)$

$TR = L/c$

Δ_{max} : desp. max terreno

α, β, δ : coef. normaliz.

TR : tiempo de retardo (delay time)

y_i : desp. entre tubo i y suelo

U_i : desp. relativo entre dos tubos

$\begin{bmatrix} (y_0 + \alpha_1 + 1) & -\alpha_1 & & & \\ -\alpha_1 & (\alpha_1 + \alpha_2 \beta_1 + \beta_2) & -\alpha_2 \beta_2 & & \\ & & & & \\ & -\alpha_i \beta_{i-1} & (\alpha_i \beta_{i-1} + \alpha_i \beta_i + \beta_i) & -\alpha_i \beta_i & \\ & & & & \\ & -\alpha_{n-1} \beta_{n-1} & (\alpha_{n-1} \beta_{n-1} + \alpha_n \beta_n + \beta_n) & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_i \\ \vdots \\ x_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ \beta_2 \\ \vdots \\ \beta_i \\ \vdots \\ \beta_n \end{bmatrix} \Delta_{max} \begin{Bmatrix} h(t) \\ h(t-TR) \\ \vdots \\ h(t-[i-1]TR) \\ \vdots \\ h(t-[n-1]TR) \end{Bmatrix}$	$+ \begin{bmatrix} \delta_0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \delta_n \beta_n \end{bmatrix} \Delta_{max} \begin{Bmatrix} h(t + \frac{1}{2}TR) \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ h(t - [n - \frac{1}{2}]TR) \end{Bmatrix}$
--	--

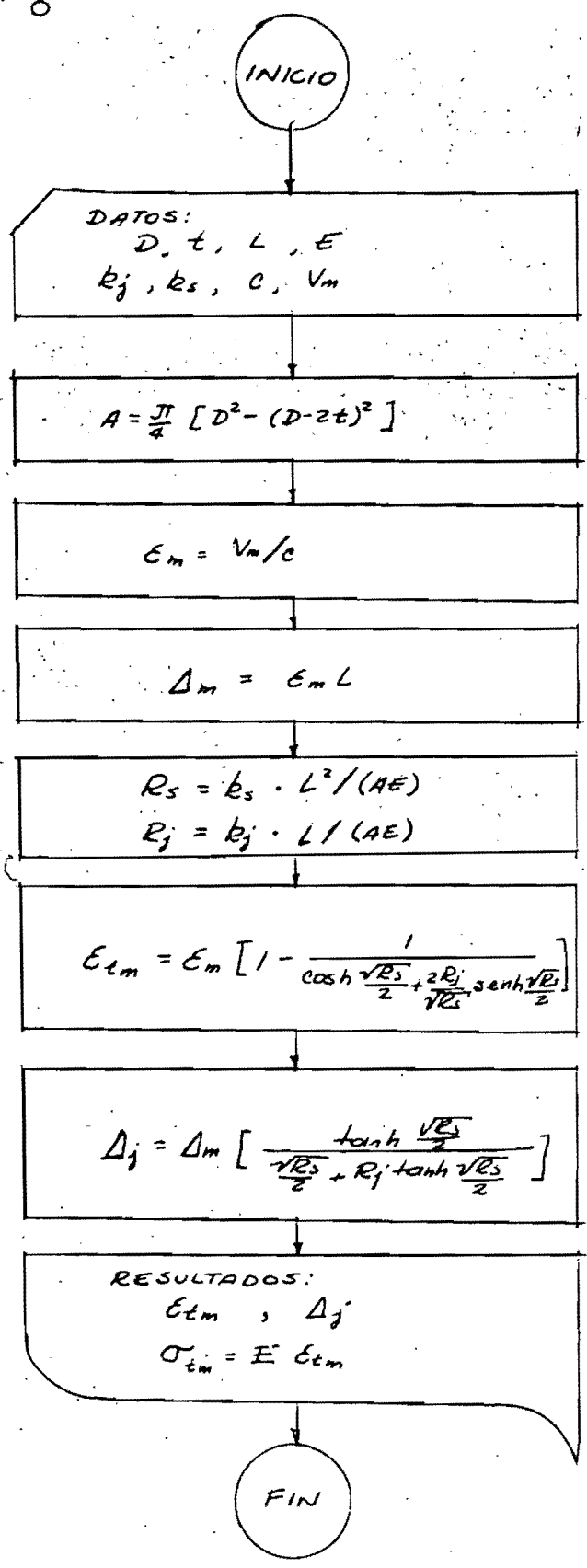
Nota: es necesario resolver este sistema para cada t desde $t_{inicial} (t_0)$ hasta t_{final} .
 y guardar y_i y U_i con sus valores máximos

$y_i = x_i - \Delta_{max} h(t - [i-1]TR) \quad i=1, n$
 $U_i = x_i - x_{i+1} \quad i=1, n-1$

FIN

DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL ANALISIS ESTADICO -

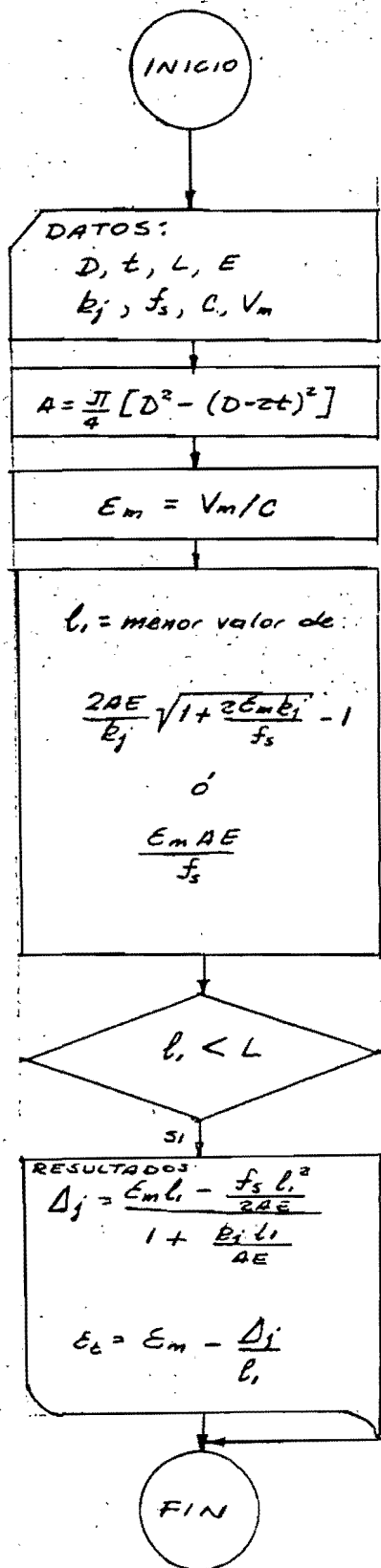
Viga en un medio elástico



NOMENCLATURA

- D: diam. ext. tubo
- t: esp. pared tubo
- L: longitud segmento tubo
- E: modulo elast. tubo
- kj: rigidez junta
- ks: rigidez suelo por unid. longit.
- c: vel. prop. onda
- Vm: vel. max part. suelo
- Em: def. max unid. suelo
- Δm: def. suelo en una long. L
- Rs: rigidez relativa suelo
- Rj: rigidez relativa junta
- εtm: def. max unid. tubo
- σtm: est. long. max tubo
- Δj: def. junta

DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL ANALISIS ESTADICO
Viga en un medio elástoplastico



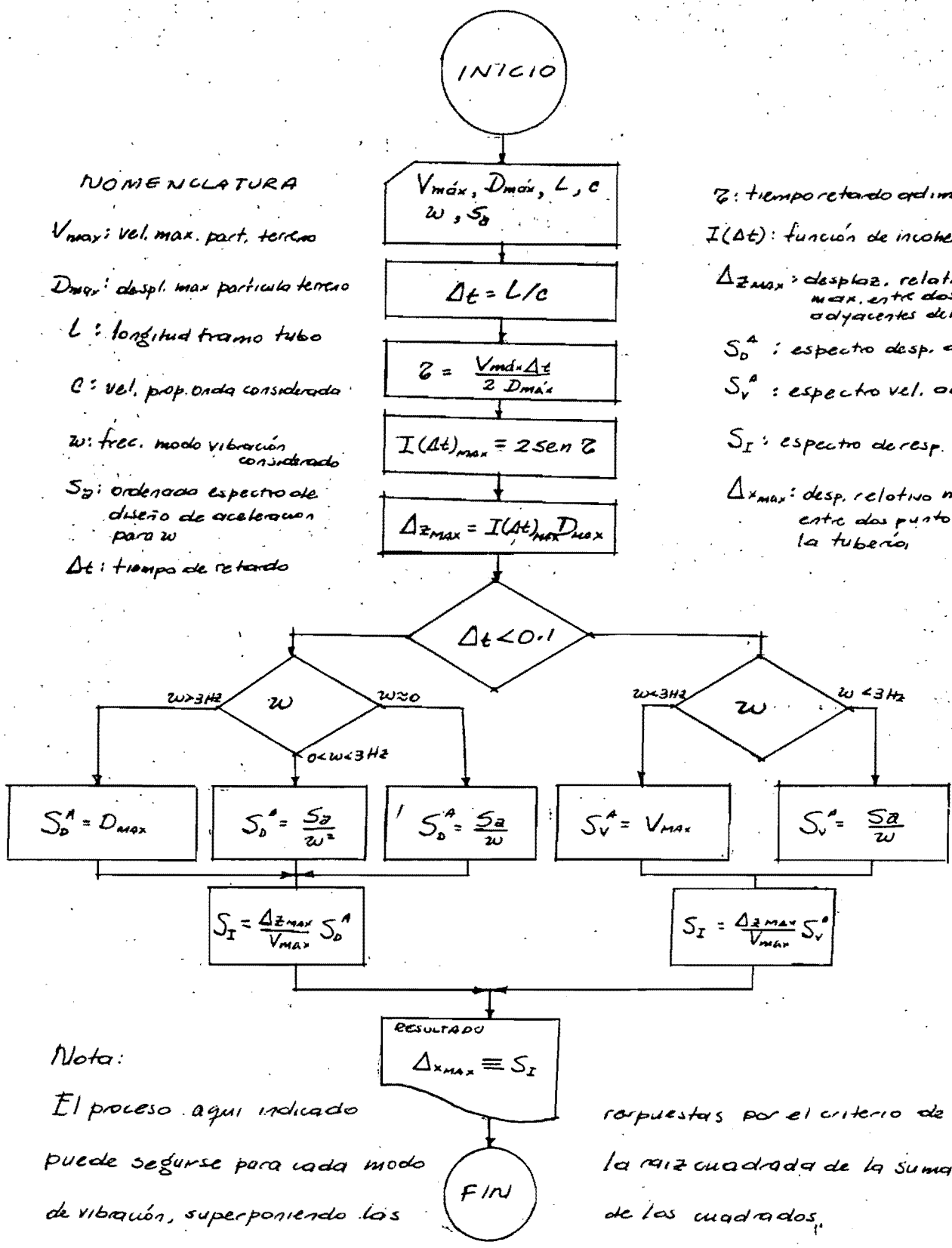
NOMENCLATURA

- D: diametro exterior del tubo.
- t: espesor de pared.
- L: longitud tramo tubo
- E: modulo de elasticidad tubo.
- k_j: rigidez de la junta
- f_s: fuerza (entre suelo y tubo) de fricción
- c: vel. propagación onda (excit)
- V_m: vel. máx partículas suelo
- A: area sec. transv. suelo
- E_m: deformación unit. máx suelo
- l₁: longitud donde hay desliz. entre tubo y suelo
- Δ_j: deformación de la junta
- ε_t: deformación unitaria tubo

DIAGRAMA DE FLUJO DEL ANALISIS EMPLEANDO EL ESPECTRO DE RESPUESTA DE INTERFERENCIA.

NOMENCLATURA
 V_{max} : vel. max. part. terreno
 D_{max} : despl. max partícula terreno
 L : longitud tramo tubo
 c : vel. prop. onda considerada
 ω : frec. modo vibración considerado
 S_g : ordenado espectro de diseño de aceleración para ω
 Δt : tiempo de retardo

ζ : tiempo retardo adimensional
 $I(\Delta t)$: función de incoherencia
 Δz_{max} : desplaz. relativo max. entre dos pto. adyacentes del terreno
 S_D^A : espectro despl. absoluto
 S_V^A : espectro vel. absoluta
 S_I : espectro de resp. de interf.
 Δx_{max} : despl. relativo máximo entre dos puntos de la tubería



Nota:
 El proceso aquí indicado puede seguirse para cada modo de vibración, superponiendo los

respuestas por el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Figuras

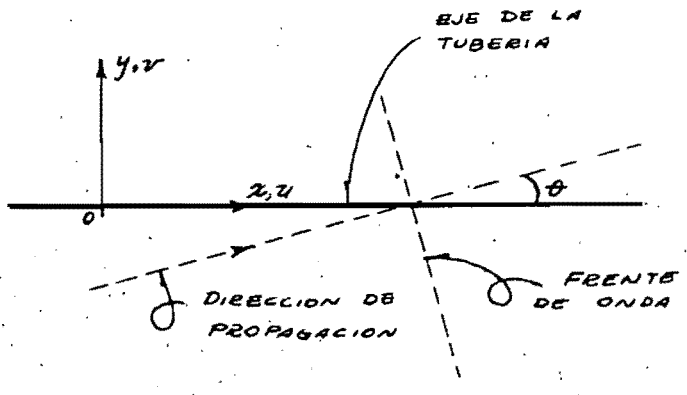


Fig. 1 Diagrama para el Análisis Cinemático.

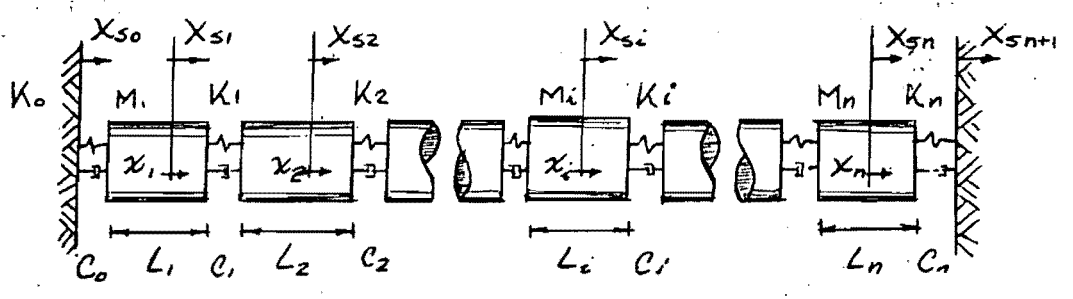


Fig. 2 Diagrama del Modelo para el Análisis Cuasiestático.

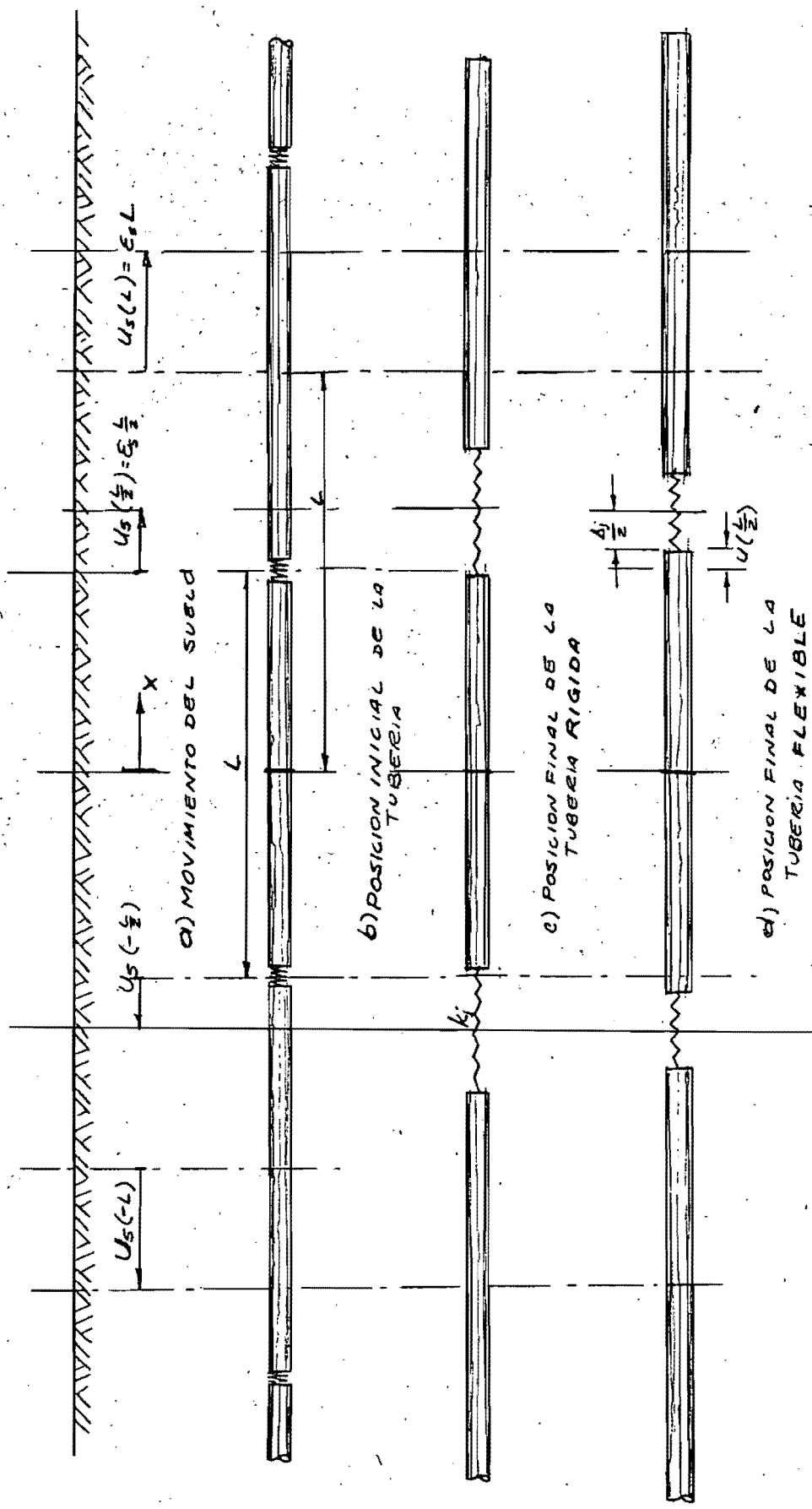


Fig. 3 Esquema de la
 Analisis Estático - Viga en un
 Medio Elástico

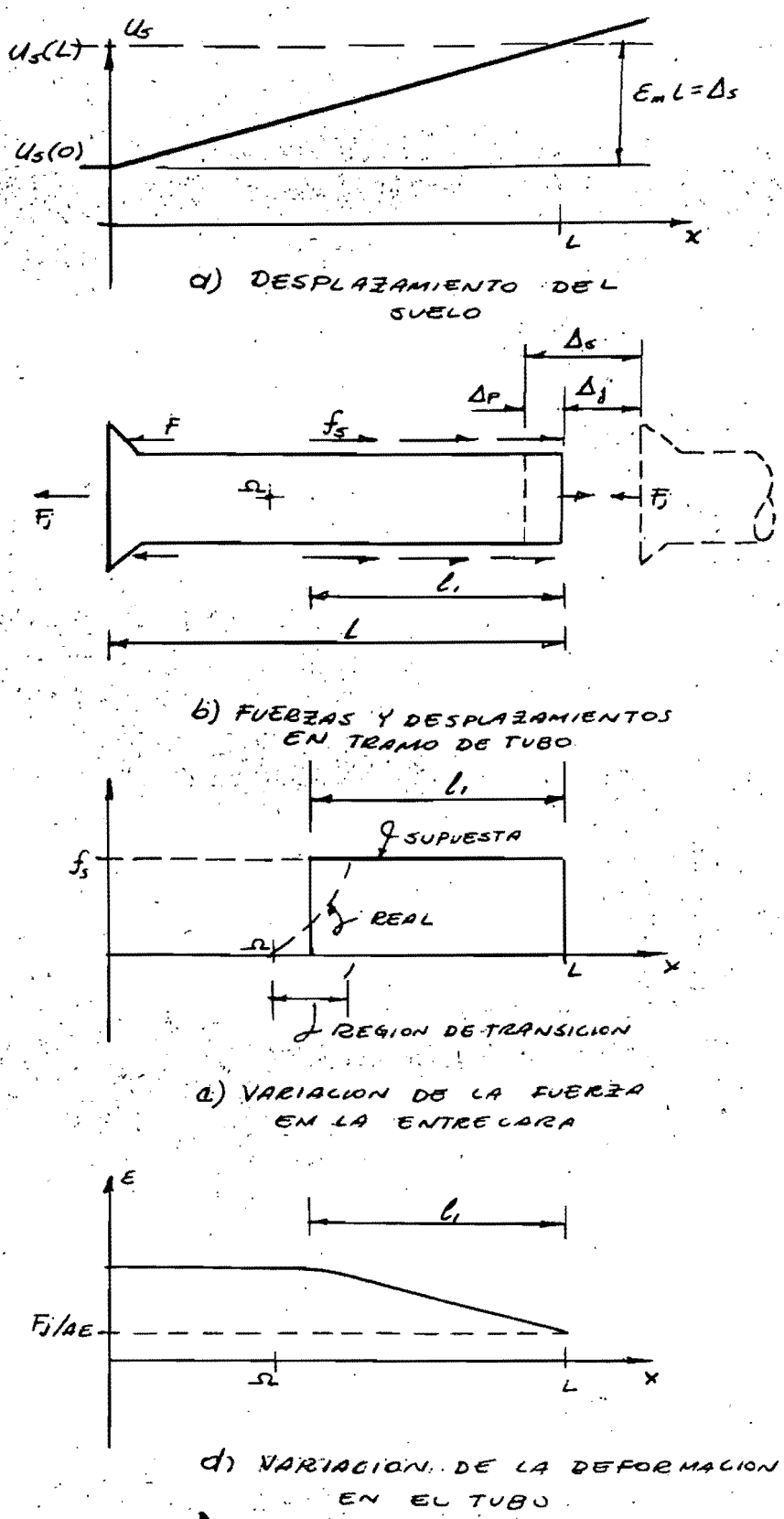


Fig 4. Esquema para el Análisis Estático-Viga en un Medio Elastoplástico