UNIVERSIDAD DE GRANADA
E.T.S.I. DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

CÁLCULO SÍSMICO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS

TESIS DOCTORAL

Luisa María Gil Martín

1997

A Enrique Hernández Gil

AGRADECIMIENTOS:

Al profesor Pablo de la Fuente Martín, Director de esta tesis y Profesor Titular de la E.T.S.I.C.C.P. de la U.P.M., por su constante interés y ayuda en la evaluación y discusión de resultados.

A los profesores Carlos Navarro Ugena (Catedrático) y José Luis Pérez Castellanos (Profesor Titular) ambos de la Universidad Carlos III de Madrid, por el suministro tanto de los programas empleados en esta tesis como de artículos publicados relacionados con el tema que aquí se ha estudiado. Asimismo agradezco su contribución a la discusión de los resultados.

Al Centro de Cálculo de la Universidad de Granada, en especial a los operadores: María Angustias y Juan Miguel.

A Ernesto Hontoria García, Catedrático de Ingeniería Sanitaria de la E.T.S.I.C.C.P., Director del Dpto. de Ingeniería Civil, que tanto empeño ha puesto en esta tesis.

Y por último, no por menos importante, a mi familia.

INDICE

1.- INTRODUCCIÓN. 1

2.- PROPAGACIÓN DE ONDAS. ONDAS SÍSMICAS.

2.1.- Introducción. 3
2.2.- Ondas en un medio homogéneo, isótropo, elástico e infinito. 5
2.3.- Ondas en un semiespacio elástico. 9
2.4.- Ondas elásticas en sistemas estratificados. 15
2.5.- Ondas Rayleigh en un semiespacio elástico estratificado. 18
2.6.- Ondas Love en un semiespacio estratificado. 18

3.- ANTEDENTES. CÁLCULO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.

3.1.- Introducción. 21
3.2.- Análisis a flexión. 27
3.3.- Análisis transversal. 33
3.4.- Análisis longitudinal. 36
3.5.- Aplicación del MEF al cálculo sísmico de estructuras enterradas. . . 46

4.- RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS.

4.1.- Introducción. 49
4.2.- El suelo como medio contínuo. 51
4.3.- Ley de comportamiento del suelo. 53
4.4.- El modelo viscoelástico lineal. 57
4.5.- El modelo histerético. 60
4.6.- Propiedades del suelo en análisis dinámico. 63
4.7.- Valores del Módulo dinámico para suelos granulares. 67
4.8.- Valores del amortiguamiento para suelos granulares. 70

5.- CÁLCULO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CON EL CÓDIGO "FLUSH".

5.1.- Introducción. 72

5.2.- Método de cálculo.

5.2.1.- Descripción. 75
5.2.2.- Distribución de la masa. 77
5.2.3.- Rigidez y amortiguamiento. 77
5.2.4.- Movimientos en campo libre. 78

5.3.- Procedimiento numérico de cálculo.

5.3.1.- El método de respuesta compleja. 79
5.3.2.- El dominio de la frecuencia. 80
5.3.3.- El método lineal equivalente. 81
5.3.4.- Amplitudes efectivas de la deformación angular. 82

6.- ANÁLISIS SÍSMICO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.-

6.1.- Introducción. 85

6.2.- Análisis modal.

6.2.1.- Modelos adoptados.

6.2.1.1.- Introducción. 87
6.2.1.2.- Movimiento horizontal. 93
6.2.1.3.- Movimiento vertical. 98
6.2.1.4.- Influencia del túnel en los modos de vibración. . . 111

6.2.2.- Distancias de influencia. 123

6.2.2.1.- Distancias de influencia para mov. horizontal. . . . 124
6.2.2.2.- Distancias de influencia para mov. vertical. 131
6.2.2.3.- Comentarios a las gráficas "d"-"E". 138

6.3.- Análisis modal espectral. 144
6.4.- Análisis espectral. Importancia del efecto de interacción suelo-estructura. 156
6.5.- Input sísmico. 159
6.6.- Propiedades dinámicas del terreno. 160
6.7.- Método simplificado propuesto.-

6.7.1.- Movimiento horizontal: inducido por la propagación vertical de las ondas "S".

6.7.1.1.- Análisis dinámico. 162
6.7.1.2.- Análisis estático. 163

6.7.2.- Movimiento vertical: inducido por la propagación vertical de las ondas "P"

6.7.2.1.- Análisis dinámico. 165
6.7.2.2.- Análisis estático. 166

6.8.- Verificación de la metodología propuesta. 168

6.8.1.- Movimiento horizontal: inducido por la propagación vertical de las ondas "S". 169

6.8.1.1.- Funciones de Transferencia. 174
6.8.1.2.- Leyes de esfuerzos. 177
6.8.1.3.- Introducción de tensiones en campo libre. . 181

6.8.2.- Movimiento vertical: inducido por la propagación vertical de las ondas "P". 182

6.8.2.1.- Leyes de esfuerzos. 192
6.8.2.2.- Influencia de "d" en los resultados. 196
6.8.2.3.- Introducción de desplazamientos dentro de la masa de suelo 198

6.9.- Conclusiones. 208

7.- CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES. 209

8.- PROPUESTA DE FUTURAS INVESTIGACIONES. 213

9.- REFERENCIAS. 215

10.- ANEJOS 1 y 2.

1.- INTRODUCCIÓN.

1.- INTRODUCCIÓN.-

Para determinar la respuesta de una estructura frente a un sismo es preciso estudiar la interacción suelo-estructura o, lo que es lo mismo, es preciso considerar la influencia de la flexibilidad del terreno en la respuesta dinámica de la estructura. Este hecho obliga a estudiar el comportamiento del terreno cuando éste se ve sometido a la acción de un terremoto y a determinar la respuesta del mismo y, puesto que siempre que interviene el suelo en un problema dinámico aparece el fenómeno ondulatorio, es de primordial interés estudiar dicho fenómeno. En el capítulo 2 de esta tesis se lleva a cabo un estudio de los distintos tipos de ondas que se propagan a través de suelos.

El análisis sísmico tiene como dificultad añadida, frente a otros problemas dinámicos, el hecho de que es imposible predecir que porcentaje de la energía total transmitida por el sismo corresponde a cada tipo de onda fundamental. Por este motivo se recurre a analizar la acción de cada tipo de onda por separado, suponiendo que toda la energía se propaga mediante cada tipo básico de onda, para después obtener la envolvente de estos efectos individuales. En consecuencia, en todos los problemas sísmicos de interacción suelo-estructura es preciso resolver el mismo problema varias veces, considerando en cada uno de ellos un tipo de onda sísmica.

En esta tesis, se propone un procedimiento simplificado para calcular las tensiones en el marco de un túnel, que hemos supuesto cuadrado, cuando éste se ve sometido a la acción de la propagación vertical de las ondas de cuerpo.

Como se expone en el capítulo 3 de este trabajo (Antecedentes. Cálculo sísmico de estructuras enterradas), fue Constantopoulos el primero en plantear una metodología para analizar el comportamiento sísmico de estructuras longitudinales enterradas, llegando a la conclusión de que " .. *el diseño de túneles frente a cargas transversales puede ser realizado a partir de las tensiones sísmicas de campo libre, adecuadamente corregidas para tener en cuenta los efectos de concentración de tensiones en las caras del túnel, empleando una solución estática por Elementos Finitos* ..". Esta idea expuesta por Constantopoulos en 1980 ha sido el punto de partida de toda esta investigación.

En el capítulo 4 se analizan desde el punto de vista teórico las propiedades del suelo que se han de tener en cuenta en un análisis dinámico. En este apartado sólo se tratan de introducir los conceptos fundamentales sin profundizar en ellos, dado que no es el objetivo de esta tesis estudiar el comportamiento del suelo en sí mismo.

En el capítulo 6 se recoge todo el trabajo original desarrollado. Se ha comenzado por realizar un análisis modal del sistema suelo-estructura para determinar los modos asociados a las vibraciones horizontales y verticales respectivamente de dicho sistema. A partir del análisis de estos modos ha sido posible determinar unas distancias que serán las que definan la dimensión horizontal de un modelo estático. Se analizan las acciones a introducir en el modelo estático de forma que los esfuerzos en el marco del túnel que se obtengan a partir de un análisis en deformación plana sean suficientemente aproximados a los reales, obtenidos a partir de un análisis dinámico completo del modelo.

Se han analizado varios modelos, con estratos de espesor 12, 16 y 20 m y túneles cuadrados de lados 2, 3, 4 y 5 m. Los espesores adoptados para los túneles han sido de la décima parte de su dimensión, excepto para el túnel de 2 m de lado para el que se ha adoptado un espesor de pared de 0.30 m. Se ha supuesto que el túnel está ubicado en un relleno granular, que descansa sobre roca rígida, cuyas propiedades dinámicas se indican en el capítulo 6.

El análisis dinámico del conjunto suelo-estructura se ha conducido mediante el programa de Elementos Finitos FLUSH , que permite considerar el cuerpo de ondas de propagación vertical: ondas de Compresión y ondas de Corte. Los fundamentos de este programa se analizan posteriormente en el capítulo 5.

El análisis dinámico correspondiente a las ondas "P" y "S" se lleva a cabo introduciendo un acelerograma (horizontal y vertical respectivamente), correspondiente al espectro de la R.G.1.60, definido tanto a nivel de la interfase suelo-roca como en la superficie del estrato, para tener en cuenta los efectos de amplificación del estrato de relleno. Estos acelerogramas se han escalado a 0.10 g, 0.15 g y 0.20 g para el caso de movimiento horizontal y a 2/3*0.10 g, 2/3*0.15 g y 2/3*0.20 g para el caso de movimiento vertical. A todos los modelos analizados con FLUSH se les ha supuesto contornos transmisores a ambos lados, con objeto de simular una gran extensión de relleno.

2.- PROPAGACIÓN DE ONDAS. ONDAS SÍSMICAS.

2.1.- Introducción.

2.2.- Ondas en un medio homogéneo, isótropo, elástico e infinito.

2.3.- Ondas en un semiespacio elástico.

2.4.- Ondas elásticas en sistemas estratificados.

2.5.- Ondas Rayleigh en un semiespacio elástico estratificado.

2.6.- Ondas Love en un semiespacio estratificado.

2.- PROPAGACIÓN DE ONDAS. ONDAS SÍSMICAS.-

2.1.- INTRODUCCIÓN .-

Se conocen como ondas sísmicas a las ondas elásticas que se liberan durante un terremoto y que son las que originan fenómenos ondulatorios en suelos.

Se analizan en primer lugar las ondas de cuerpo, ondas P y S, que se originan en un medio infinito para posteriormente estudiar el caso de que el medio esté limitado por un plano, en cuyo caso aparece un tercer tipo de onda, la onda Rayleigh. Posteriormente se analizará la propagación de ondas en medios estratificados y surgirá así el cuarto tipo de ondas sísmicas, las ondas Love.

Se determinarán las velocidades de la ondas P y S, que únicamente dependen de la densidad y de las propiedades elásticas del medio a través del cual se propagan.

Por último, se analizarán las ondas Rayleigh y Love, denominadas "superficiales" en base a que su movimiento está restringido a cerca de la superficie disminuyendo éste a medida que aumenta la profundidad, y se estudiará su carácter dispersivo así como sus velocidades respectivas de propagación.

En la figura 2.1.1 se representa esquemáticamente el movimiento del suelo inducido cerca de la superficie por los cuatro tipos de ondas sísmicas.

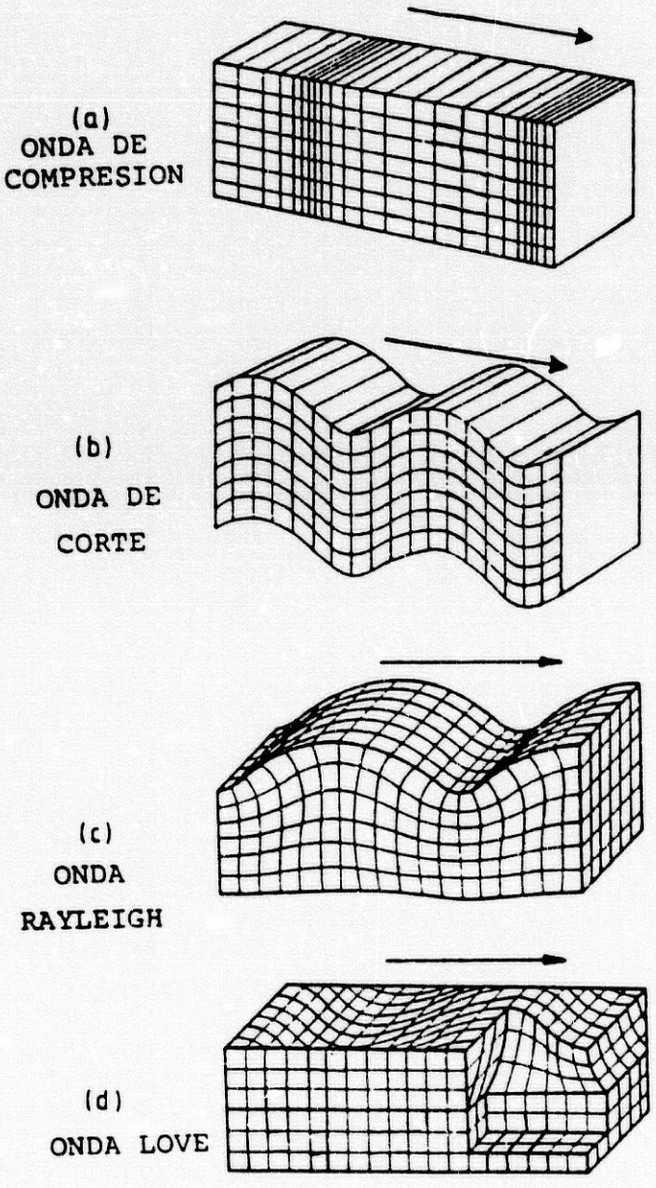

(a)
ONDA DE
COMPRESION
(b)
ONDA DE
CORTE
(c)
ONDA
RAYLEIGH
(d)
ONDA LOVE

Figura 2.1.1

2.2.- ONDAS EN UN MEDIO HOMOGENEO, ISOTROPO, ELÁSTICO E INFINITO.-

Para deducir las ecuaciones del movimiento en un medio elástico se examinará el equilibrio de masas de un paralelepípedo infinitesimal de lados paralelos a los ejes de un sistema de referencia cartesiano , como el representado en la figura 2.2.1, en el que la tensión en cada cara se representa por un conjunto de vectores ortogonales.

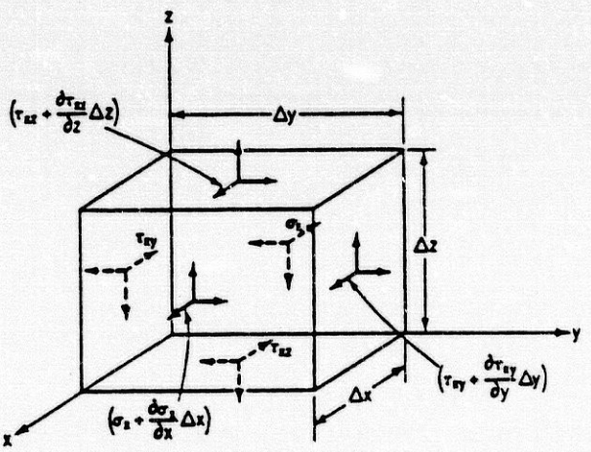


fig. 2.2.1

Planteando el equilibrio translacional del elemento como suma de las fuerzas que actúan paralelas a cada eje tenemos[1]:

$$F_R = \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right) \Delta x \, \Delta y \, \Delta z \qquad (2.2.1)$$

[1] . – Sólo consideraremos las ecuaciones según OX. Para los otros ejes la deducción será análoga.

Aplicando la segunda ley de Newton tenemos que:

$$F_R = ma = \rho(\Delta x\,\Delta y\,\Delta z)\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \tag{2.2.2}$$

siendo "u" el desplazamiento según el eje OX.

Sustituyendo la ecuación (2.2.2) en la (2.2.1) y haciendo las simplificaciones oportunas queda que:

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \tag{2.2.3}$$

Teniendo en cuenta las leyes de Lamé y las relaciones existentes entre tensiones y rotaciones en función del desplazamiento:

$$\sigma_x = \lambda\bar{\epsilon} + 2G\epsilon_x \;;\; \tau_{xy} = \tau_{yx} = G\gamma_{xy} \;;\; \tau_{xz} = \tau_{zx} = G\gamma_{xz} \tag{2.2.4}$$

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \;;\; \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \;;\; 2\bar{w}_x = \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \tag{2.2.5}$$

e introduciendo los valores correspondientes de las ec. (2.2.4) y (2.2.5) en la ec. (2.2.3) y operando adecuadamente, obtenemos las siguientes expresiones para el movimiento en un medio elástico , homogeneo, isótropo e infinito:

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G\nabla^2 u$$

$$\rho\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G\nabla^2 v \tag{2.2.6}$$

$$\rho\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G\nabla^2 w$$

siendo:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}+\frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

$$\bar{\epsilon} = \frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial w}{\partial z} \qquad (2.2.7)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \; ; \; \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Para esta ecuación del movimiento existen dos soluciones: una describe la propagación de una **onda de dilatación cúbica (irrotacional)** y la otra describe la propagación de una **onda de rotación pura (manteniendo el volumen constante)**.

La primera solución se obtiene diferenciando cada una de las ecuaciones (2.2.6) respecto de cada eje coordenado y sumando las tres ecuaciones resultantes. De realizar esta operación resulta una ecuación de la forma:

$$\varrho \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \nabla^2 \bar{\epsilon} \qquad (2.2.8)$$

esta ecuación corresponde a la ecuación de ondas donde "V_p", velocidad de propagación de la dilatación, viene dada por:

$$V_p^2 = \frac{\lambda+2G}{\varrho} \qquad (2.2.9)$$

La segunda solución se obtiene restando dos a dos las ecuaciones (2.2.6) después de obtener las derivadas cruzadas. Por tanto, después de hacer las oportunas sustituciones y simplificaciones queda que:

$$\varrho \frac{\partial^2 \overline{w_x}}{\partial t^2} = G \nabla^2 \overline{w_x} \qquad (2.2.10)$$

$\overline{w}_x$ .. rotación alrededor del eje X.

La velocidad de propagación de la rotación será por tanto:

$$V_s^2 = \frac{G}{\varrho} \qquad (2.2.11)$$

Se llega, pues, a la conclusión de que en un medio elástico infinito es posible la existencia de dos tipos de ondas, que representan distintos movimientos del cuerpo y que viajan a distintas velocidades. Las dos ondas se conocen habitualmente como:

1.- **Onda de dilatación (primaria, P, de compresión o irrotacional)**, que se propaga a una velocidad "V_p". Esta onda, en su propagación, somete al medio a compresiones y dilataciones alternativas.

2.- **Onda de distorsión (secundaria, S, de corte o de equivolumen)**, que se propaga a una velocidad "V_S". En su propagación, estas ondas someten a cizalladura al suelo en dirección perperdicular al desplazamiento.

2.3.- ONDAS EN UN SEMIESPACIO ELÁSTICO.-

En el capítulo 2.2 hemos comprobado como en un medio elástico infinito existen dos tipos de ondas: ondas de compresión y ondas de corte.

En un semiespacio elástico es posible encontrar tres soluciones para la ecuación del movimiento que corresponden a ondas de movimiento confinado dentro de los límites del semiespacio. Estas ondas fueron estudiadas por Rayleigh (1885) y posteriormente Lamb (1904) las describió con todo detalle. Las ondas elásticas confinadas en las proximidades de la superficie y estudiadas por estos autores se conocen como ondas Rayleigh y su influencia decrece rápidamente con la profundidad.

Una onda de las características indicadas arriba se puede obtener a partir de las ecuaciones del movimiento deducidas en el punto anterior para un medio elástico, homogéneo , isótropo e infinito e imponiendo después condiciones de contorno apropiadas para la superficie libre.

Definiendo la superficie del semiespacio como un plano X-Y y tomando Z como positivo hacia el interior del semiespacio, para una onda plana viajando en la dirección del eje X el desplazamiento de las partículas podrá independizarse de la dirección del eje Y , tal y como se deduce de la figura 2.3.1:

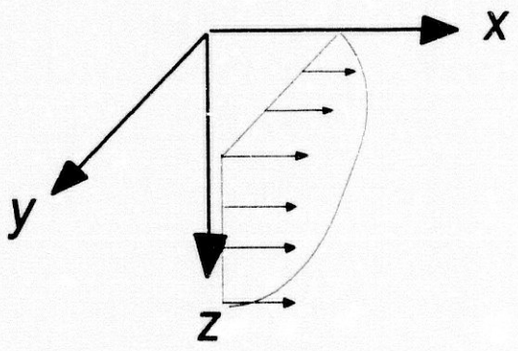


Figura 2.3.1

Denominando por "u" y "w" a los desplazamientos según OX y OZ respectivamente ("v", el desplazamiento según OY, es nulo), éstos se pueden expresar en función de dos Funciones Potenciales tal y como se indica a continuación:

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \tag{2.3.1}$$

$$w = \frac{\partial \Phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \tag{2.3.2}$$

tales que:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} = \frac{(\lambda+2G)}{\rho} \nabla^2 \Phi = V_P^2 \nabla^2 \Phi \tag{2.3.3}$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \psi = V_S^2 \nabla^2 \psi \tag{2.3.4}$$

Si buscamos una solución sinusoidal que se desplaza en la dirección positiva del eje X, las Funciones Potenciales se pueden expresar como:

$$\Phi = A_1 e^{[-qz + i(\omega t - Nx)]} \tag{2.3.5}$$

$$\psi = A_2 e^{[-sz + i(\omega t - Nx)]} \tag{2.3.6}$$

siendo:

$$q^2 = N^2 - \frac{\omega^2}{V_P^2} \quad ; \quad s^2 = N^2 - \frac{\omega^2}{V_S^2} \tag{2.3.7}$$

donde N es el denominado " Número de onda", que se define como:

$$N = \frac{2\pi}{L} \rightarrow L = \frac{2\pi}{N} = \frac{V_R}{f} = \frac{2\pi V_R}{\omega} \rightarrow N^2 = \frac{\omega^2}{V_R^2} \tag{2.3.8}$$

Una vez conocidas las Funciones Potenciales, imponiendo las condiciones límite de tensiones nulas en la superficie del semiespacio:

$$z = 0 \rightarrow \sigma_z = \tau_{xz} = 0 \tag{2.3.9}$$

obtenemos la siguiente relación que ha de verificar la velocidad de fase de la onda Rayleigh ,"V_R":

$$k^6 - 8k^4 + (24 - 16\alpha^2)k^2 + 16(\alpha^2 - 1) = 0 \tag{2.3.10}$$

en la cual:

$$\frac{V_R^2}{V_s^2} = K^2 \tag{2.3.11}$$

$$\frac{V_R^2}{V_p^2} = \alpha^2 K^2 \tag{2.3.12}$$

donde:

"V_R" es la velocidad de la onda Rayleigh,

"V_S" es la velocidad de la onda S, y

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{2.3.13}$$

"V_P" es la velocidad de la onda P.

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \tag{2.3.14}$$

Puesto que la relación entre "V_P" y "V_S" sólo depende del valor del coeficiente de Poisson del material, la ecuación (2.3.10) proporciona los valores de V_R/V_P o V_R/V_S (independientes de la frecuencia de las ondas) para distintos valores de υ. En la figura (2.3.2) se recogen gráficamente los resultados deducidos de la ec. (2.3.10).

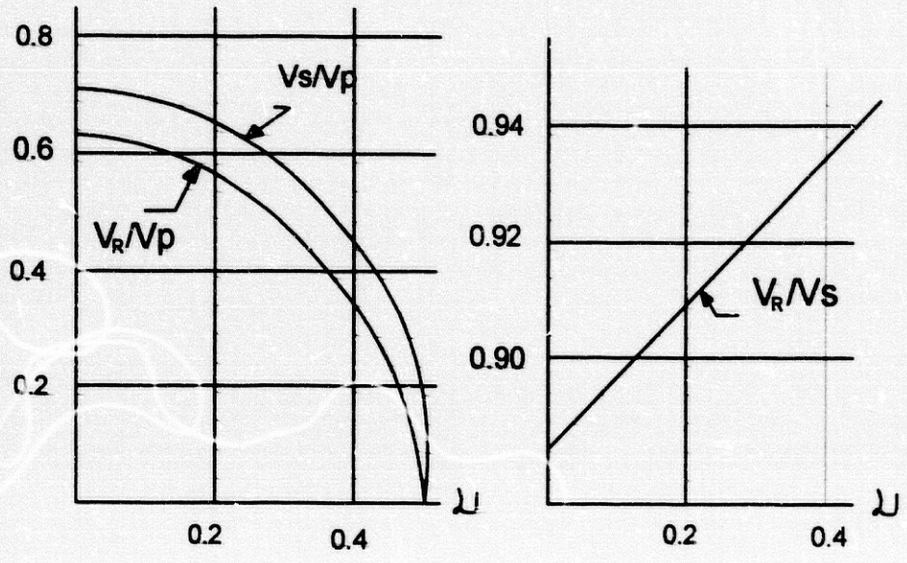


Figura 2.3.2

Anteriormente se han deducido las expresiones de las velocidades correspondientes a los tres tipos de ondas principales que se producen en un semiespacio elástico. Conociendo estas velocidades es fácil predecir el orden en el que las ondas llegarán a un punto determinado de la superficie, cuando se produce una perturbación. Para predecir el orden de llegada de las ondas a lo largo de la superficie, en 1904 Lamb describió el movimiento que se produce en la superficie, en un punto situado a gran distancia del origen de la perturbación, en el caso de un medio ideal.

Bajo las condiciones consideradas por Lamb, una perturbación se extiende desde el foco en forma de un sistema de ondas anulares. La forma inicial de este sistema depende del impulso o de la excitación. El sistema de ondas tiene tres salientes característicos que corresponden a las llegadas de las ondas P, S y R; así, una partícula de la superficie sufre primeramente un desplazamiento en forma de una oscilación a la llegada de la onda P, luego hay un periodo de relativa quietud y seguidamente otra oscilación a la llegada de la onda S (este suceso es denominado por Lamb "temblor menor") y es seguido por muchas oscilaciones de magnitud importante (denomi-

nadas por Lamb "temblor mayor"), en el tiempo de llegada de las ondas Rayleigh, tal y como se representa en la figura 2.3.3.

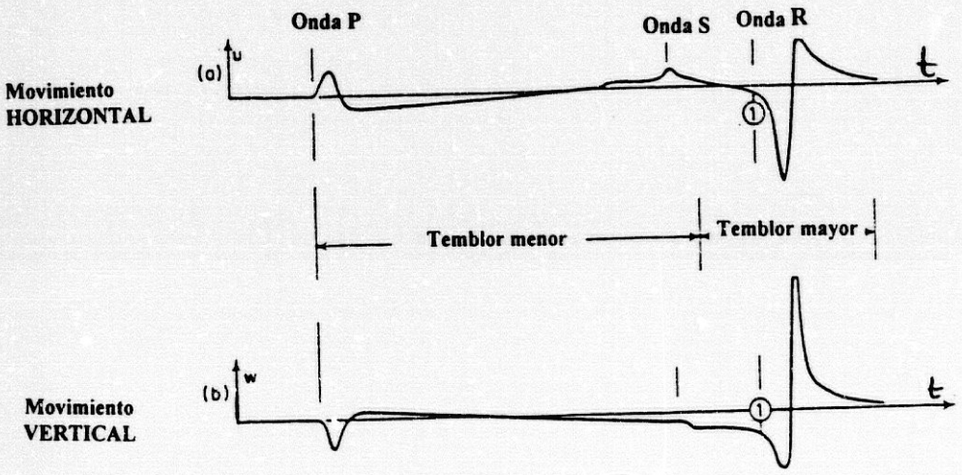


Figura 2.3.3

A medida que aumenta la distancia al origen el intervalo de tiempo transcurrido entre la llegada de la onda aumenta y la amplitud de las oscilaciones disminuye; en suma, el "temblor menor" decae más rápidamente que el "temblor mayor". Es evidente, por tanto, que la onda R es más significativa en cuanto a perturbaciones a lo largo de la superficie del semiespacio y, a largas distancias del foco origen, es posible distinguir con claridad esta onda.

En la figura 2.3.4 se representan los frentes de onda correspondientes a las ondas de Compresión, de Corte y Rayleigh que se producen debido a la vibración de un cimiento circular apoyado sobre un semiespacio elástico, homogéneo e isotropo (Richart et all).

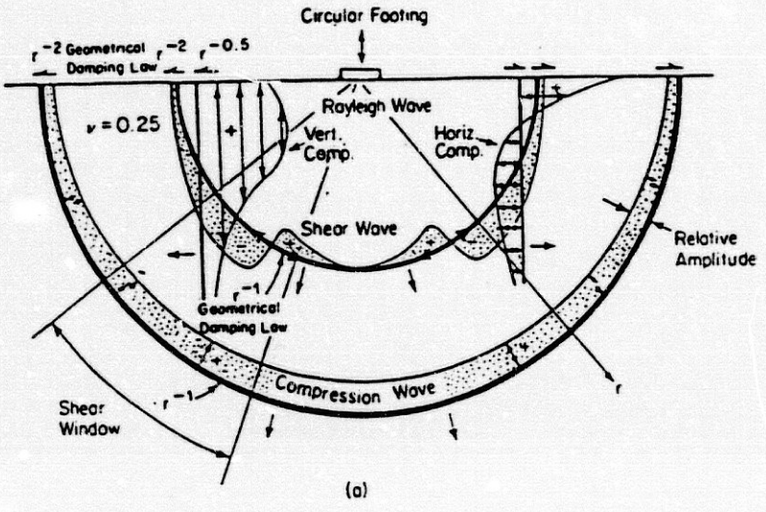

Circular Footing
r^-2 Geometrical Damping Law
r^-2
r^-0.5
Rayleigh Wave
ν = 0.25
Vert. Comp.
Horiz. Comp.
Shear Wave
Relative Amplitude
r^-1
Geometrical Damping Law
Compression Wave
Shear Window
r^-1
r
(a)

Figura 2.3.4

2.4.- ONDAS ELÁSTICAS EN SISTEMAS ESTRATIFICADOS.-

La superficie terrestre se puede modelizar como un semiespacio elástico sólo como primera aproximación pues sabemos que la superficie de la misma está, en mayor o menor medida, estratificada.

En general, cuando un cuerpo de ondas atraviesa un medio elástico y encuentra una superficie de separación entre dos medios de naturalezas distintas, una parte de la energía de incidencia de la onda será reflejada dentro del primer medio y la otra se transmitirá al segundo. A partir de la teoría de Zoeppritz se puede determinar la naturaleza de las ondas reflejada y transmitida así como la distribución de energía entre ellas.

Para el estudio de reflexiones y refracciones, así como para estudiar la distribución de energía, distinguiremos dos tipos de ondas S, que han de considerarse por separado:

Ondas SV: La componente del movimiento está en un plano perpendicular a la superficie de separación de ambos medios.

Ondas SH: La componente del movimiento está en un plano paralelo a la superficie de separación de ambos medios.

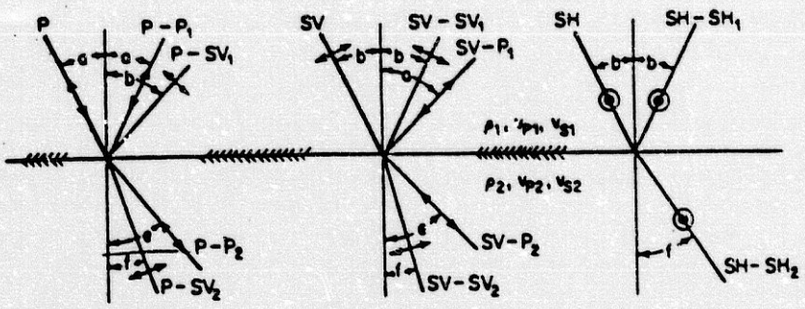
Cuando las ondas elásticas llegan a una superficie de transición sufren reflexiones y refracciones que cumplen la ley de Snell:

$$\frac{\text{sen}\, i}{V_i} = \frac{\text{sen}\, r}{V_r}$$

y, por tanto, el ángulo con el que la onda sale de la interfase ,"r", dependerá del ángulo con el que la onda incidó en la superficie,"i", y de la relación entre las velocidades de la onda en ambos medios.

Cuando inciden una onda P o una SV se generan nuevas ondas P y SV, tanto reflejadas como refractadas , como se indica en la figura 2.4.1. Sin embargo, cuando incide una onda SH solamente se generan ondas SH , tanto reflejadas como refractadas , no se pueden generar ondas

P ni SV, puesto que la onda incidente no tiene componente del movimiento perpendicular al plano de la interfase, tal y como se indica en la figura 2.4.1 .



(a) Onda P incidente (b) Onda SV incidente (c) Onda SH incidente

$$\frac{\operatorname{sen} a}{V_{P1}} = \frac{\operatorname{sen} b}{V_{S1}} = \frac{\operatorname{sen} e}{V_{P2}} = \frac{\operatorname{sen} f}{V_{S2}}$$

Figura 2.4.1

Zoeppritz expresó la distribución de energía entre las ondas, cuando atraviesan una interfase, en función de las amplitudes de las ondas incidente y resultante. Analizando las ecuaciones propuestas Zoeppritz se deduce que:

- para dos medios específicos, la amplitud de la onda resultante es función del ángulo de incidencia solamente (puesto que las relaciones entre las velocidades y densidades de ambos medios son constantes).

- para una determinada onda de incidencia, cada onda resultante tiene una relación entre amplitudes máxima y mínima que depende únicamente del ángulo de incidencia.

Cuando la velocidad de la onda reflejada o refractada es mayor que la velocidad de la onda incidente existirá un ángulo de incidencia llamado **ángulo crítico** para el cual el ángulo de reflexión o refracción es de 90°. Para ángulos de incidencia mayores al crítico, en ondas reflejadas o refractadas se origina una perturbación que no transmite energía lejos de la interfase, repartiéndose esta energía entre el resto de las ondas reflejadas o refractadas.

Se ha demostrado que las ondas elásticas sufren una reflexión parcial en la interfase entre dos medios y, en el caso de que éstas encuentren una superficie horizontal, la onda reflejada volverá a la superficie libre. Si existe más de una interfase, las ondas pueden ser reflejadas hacia atrás desde la superficie de cada capa, y ésta es la causa de las complicaciones en los registros obtenidos en la llegada de ondas sísmicas en estaciones receptoras de la superficie terrestre. Este fenómeno se produce en todas las capas existentes y cuando estas ondas reflejadas llegan a la superficie encuentran una interfase entre sólido y aire donde son totalmente reflejadas, tal y como se indica en la figura 2.4.2.

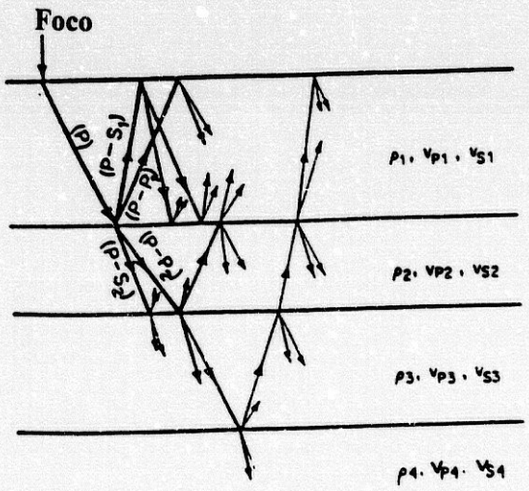


Figura 2.4.2

Múltiples reflexiones totales en la capa superior pueden generar un segundo tipo de ondas superficiales conocidas como ondas **Love**, descubiertas en 1911 por Love, que , según son descritas por Edwing, Jardetzky y Press como "la polarización horizontal de las ondas S atrapadas en una capa superficial y propagadas mediante múltiples reflexiones".

Como se demostrará en el apartado 2.6, la onda Love viaja con una velocidad comprendida entre las velocidades de la onda S en la capa superficial (V_{S1}) y la de dichas ondas en la capa inferior más próxima (V_{S2}).

2.5.- ONDAS RAYLEIGH EN UN SEMIESPACIO ELÁSTICO ESTRATIFICADO.-

En el caso de un solo estrato situado sobre un medio semiinfinito las expresiones analíticas correspondientes a la propagación de las ondas Rayleigh son muy complejas; no obstante, las propiedades elásticas del estrato superior se pueden determinar a partir de datos de alta frecuencia (corta longitud de onda) y las propiedades elásticas para el medio inferior se pueden obtiener desde las bajas frecuencias (larga longitud de onda). Para sistemas multiestratos una solución analítica de la velocidad de las ondas Rayleigh es prácticamente imposible de obtener. No obstante, a partir de investigaciones de campo ha podido ser determinado que las ondas R se propagan a una velocidad proporcionada con el material a través del cual la mayor parte de la energía de la onda Rayleigh es transmitida.

2.6.- ONDAS LOVE EN UN SEMIESPACIO ESTRATIFICADO.-

Para el caso de un único estrato que se apoya en un medio elástico, partiendo de la ecuación de ondas e imponiendo las condiciones de presión nula en la superficie libre y continuidad de la presión y del desplazamiento en la interfase, se llega a la siguiente ecuación para las ondas Love:

$$\tan\frac{2\pi H}{L}\left(\frac{V^2}{V_{s1}^2}-1\right) = \frac{G_2}{G_1}\frac{\sqrt{1-\dfrac{V^2}{V_{s2}^2}}}{\sqrt{\dfrac{V^2}{V_{s1}^2}-1}} \qquad (2.6.1)$$

para las cuales el modo principal de propagación corresponde a la rama más baja de la función tangente, para la que:

$$0 < \frac{2\pi H}{L}\left(\frac{V^2}{V_{s1}^2} - 1\right) < \frac{\pi}{2} \qquad (2.6.2)$$

Siendo:

L : Longitud de la onda Love.
H : Espesor del estrato superior.
V : Velocidad de la onda Love.
V_{S1}: Velocidad de la onda S en el estrato superficial.
V_{S2}: Velocidad de la onda S en el medio inferior.
G_1: Módulo de Corte del estrato superficial.
G_2: Módulo de Corte del medio inferior.

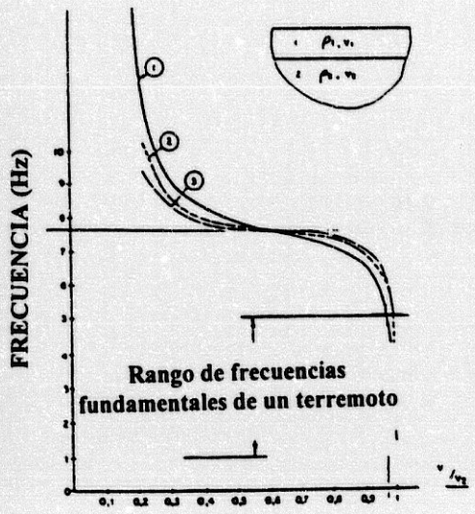
Analizando la ecuación (2.6.1) se deduce que las raices reales de la ecuación de la frecuencia de las ondas Love ocurren cuando $V_{S1} < V < V_{S2}$, y que:

- Para altas frecuencias (cortas longitudes de onda) : una solución asintótica de la ecuación indica que la velocidad de la onda Love (V) se aproxima a la velocidad de las ondas S (o de corte) en el medio superior (V_{S1}), y

- Para bajas frecuencias (largas longitudes de onda) : la velocidad de la onda Love (V) se aproxima a la velocidad de la onda S en el medio inferior (V_{S2}).

Puesto que el rango fundamental de frecuencias de un terremoto está comprendido entre 1 y 5 Hz, la componente de la onda Love se propagará a una velocidad de fase muy próxima a la de las ondas de Corte en el semiespacio.

En la figura 2.6.1 se representa gráficamente la ecuación de dispersión de las ondas Love:



LEYENDA:
v = velocidad de fase
(1) ρ_1=2.06t/m3,v_1=300m/s,ρ_2=2.5t/m3,v_2=1800m/s
(2) ρ_1=2.06t/m3,v_1=300m/s,ρ_2=2.7t/m3,v_2=2500m/s
(3) ρ_1=2.06t/m3,v_1=300m/s,ρ_2=2.5t/m3,v_2=2960m/s

Figura 2.6.1: Curvas de dispersión para la onda Love propagándose a través de un semiespacio estratificado simple.

3.- ANTECEDENTES. CÁLCULO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.

3.1.- Introducción.

3.2.- Análisis a flexión.

3.3.- Análisis transversal.

3.4.- Análisis longitudinal.

3.5.- Aplicación del MEF al cálculo sísmico de estructuras enterradas.

3.- ANTECEDENTES. CÁLCULO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.-

3.1.- INTRODUCCIÓN.

En los últimos 25-30 años, debido fundamentalmente a la proliferación de centrales nucleares, se ha prestado especial atención al cálculo sísmico de estructuras enterradas.

Como es bien sabido, bajo condiciones sísmicas, las estructuras enterradas responden a las diferentes ondas que se propagan a través del suelo; ahora bien, la determinación de esta respuesta es complicada debido a la aleatoriedad de dirección y magnitud del movimiento sísmico y al comportamiento no lineal del terreno. Un estudio detallado del problema implicaría un análisis tridimensional mediante Elementos Finitos introduciendo en la malla los correspondientes contornos transmisores que permitiesen modelizar adecuadamente la estructura y el suelo circundante. Este análisis numérico completo debería de ser realizado fuera del dominio del tiempo para tener en cuenta correctamente el comportamiento no lineal del suelo y, por tanto, esta metodología es muy costosa desde el punto de vista computacional. No obstante, autores como Hwang and Lysmer (1981), Manolis and Beskos (1983) y , Gómez-Masso and Attalla (1984) han propuesto el empleo del Método de Elementos para realizar un análisis aproximado de estructuras enterradas sometidas a este tipo de acciones.

Para el diseño de túneles u otro tipo de estructuras totalmente enterradas sometidos a la acción de cargas sísmicas se ha prestar especial atención a las peculiaridades de este tipo de problemas. En efecto, la pérdida de energía por radiación de la estructura enterrada cuando se mueve tiene una gran influencia en su respuesta dinámica. Además, las edificaciones cercanas y adyacentes, especialmente las cimentadas a nivel del terreno, producen importantes cambios en las respuesta sísmica de las estructuras enterradas.

Fue Yeh ,en 1974, el pionero en definir un método de análisis sísmico simplificado para conductos enterrados, determinando fórmulas para estimar las máximas tensiones originadas en la estructura durante el terremoto. La generalidad de la metodología propuesta por Yeh hace que sea de potencial aplicación a todo tipo de estructuras enterradas y, en los últimos años se han

llevado a cabo algunos intentos para aplicar estos conceptos teóricos al diseño de estructuras profundas más complicadas, tales como túneles enterrados en condiciones de campo libre (Constantopoulos et al. 1979 y 1980; Christiano et al. 1983 y Navarro et Samartín 1988).

Yeh admitió como hipótesis que el suelo es un material lineal, elástico y homogéneo, que la estructura satisface las condiciones de la teoría elemental de vigas delgadas (Hadne ,1962) y que las vigas se mueven con el suelo circundante. Además, para llevar a cabo la determinación de las tensiones máximas consideró que:

1°.- *la estructura responde a las distintas ondas sísmicas que se propagan a través del suelo circundante*. Admitió que una estructura sin edificaciones en las proximidades y libre de cualquier soporte externo distinto del suelo circundante se mueve con el terreno bajo la propagación de las ondas de compresion (P), de corte (S) y los diferentes tipos de ondas superficiales tales como las Rayleigh (R); esta hipótesis es realísta si la estructra es suficientemente flexible en comparación con el terreno circundante, tal y como demostraron Newmark y Rosenblueth en 1971. En este caso las tensiones en la estructura serán calculadas como el producto de las deformaciones del suelo por el Módulo de Elasticidad del material de la estructura.

2°.- *la estructura responde a los movimientos diferenciales que experimentan los edificios a los cuales está conectada*. Estos mov. diferenciales pueden ser determinados a partir del análisis sísmico de cada edificio, teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura.

Para el diseño de túneles sometidos a acciones sísmicas es preciso la evaluación de las acciones debidas a cada uno de los distintos tipos de ondas que se generan en el terremoto. Así, las **cargas transversales**, que serán las que analicemos en esta tesis, son debidas a la propagación vertical de las ondas de corte y compresión y a las ondas Love y Rayleigh (con sus componentes de dilatación y distorsión) mientras que las **cargas longitudinales** son causadas por el movimiento de las partículas en dirección al eje longitudinal del túnel. Cuando las ondas se desplazan paralelamente al eje de la estructura pero con la partícula moviéndose en sentido transversal a la dirección de propagación generan **flexión** en la misma.

Los primeros intentos para modelizar el comportamiento sísmico de túneles empleaban el análisis modal convencional en el que el efecto del suelo circundante se representaba mediante una serie de muelles y amortiguadores independientes del tiempo, conectados a determinados puntos de la estructura para simular los efectos de interacción suelo-estructura. Sin embargo, los valores apropiados para los coeficientes de amortiguamiento para este tipo de análisis eran muy difíciles de determinar y además este método daba lugar a discrepancias cuando se comparaba el espectro de respuesta obtenido en puntos del túnel con el calculado a partir de un análisis completo mediante Elementos Finitos, puesto que este último tiene en cuenta más exactamente la pérdida de energía debida a la propagación de ondas lejos del túnel.

Los túneles flexibles generalmente se analizan admitiendo compatibilidad de deformaciones, es decir, las deformaciones de éste se consideran iguales a las del terreno circundante y las tensiones del túnel se calculan combinando las propiedades adecuadas de la sección del túnel con las deformaciones correspondientes, tal y como determinaron Hall y Newmark en 1977 y 79. En este caso la interacción suelo-estructura no es preciso tenerla en cuenta debido al alto acoplamiento de rigideces, la elevada frecuencia natural y el gran amortiguamiento por radiación asociado con este tipo de estructuras. No obstante, este tipo de análisis es muy conservativo para túneles rígidos, en los que el fenómeno de interacción suelo-estructura llega a ser importante puesto que las secciones del túnel no experimentan las mismas deformaciones que el suelo; para estos casos, Constantopoulos y Hall (1979) propusieron un método simplificado de análisis dinámico en el que la rigidez del túnel y, por tanto, los efectos de interacción pueden ser adecuadamente tenidos en cuenta a la hora de calcular tanto las tensiones debidas a flexión longitudinal del túnel como las debidas a las cargas sísmicas longitudinales y transversales. Estas tensiones se calculan a partir de ecuaciones simplificadas basadas en la velocidad de cada tipo de onda sísmica, que puede ser determinada tanto a partir de la teoría del semiespacio como a partir del análisis de vigas multisoportadas en muelles, que conectan con el suelo.

En la metodología simplificada propuesta por Constantopoulos et al. 1979, se admite que los túneles se mueven de forma similar al suelo circundante y, por tanto, *la interacción suelo-estructura puede dejar de ser tenida en cuenta; esto significa que el alto amortiguamiento por radiación gobierna la respuesta estructural del túnel de modo que la acción dinámica del suelo sobre el túnel puede ser obtenida a partir de los valores de campo libre*. Esto parece razonable cuando las rigideces del túnel en las direcciones vertical y transversal son similares a las del suelo reemplazado. La hipótesis de Contantopoulos et al. es menos realista cuando las rigideces del

túnel difieren mucho de las del suelo; sin embargo, para algunos casos particulares, dicha hipótesis puede ser admisible. puesto que la mayor parte de la energía de vibración del túnel es radiada lejos por las ondas elásticas. La metodología de Constantopoulos et al. (1979) requiere sólo análisis estático y consideraciones muy groseras para la diferencia de rigideces entre suelo y túnel.

Constantopoulus et al. dividen el análisis simplificado de estructuras enterradas en dos partes: **transversal y longitudinal**. En el análisis transversal, que será el que llevaremos a cabo en esta tesis, la sección del túnel es analizada estáticamente suponiendo una serie de presiones sísmicas del suelo actuantes sobre las paredes, solera y techo del túnel simultáneamente. Estas presiones son calculadas en cada punto del túnel, multiplicando las tensiones sísmicas desarrolladas en el suelo en el campo libre en el mismo nivel por un factor que depende de la concentración de tensiones generada en las esquinas de la sección transversal y que son determinadas a partir de un cálculo estático previo del modelo túnel-suelo circundante. En este análisis Constantopoulos consideró el cuerpo de ondas de propagación vertical (ondas de compresión y de corte) y las componentes de las ondas Rayleigh (de distorsión y dilatación) que viajan horizontal y perpendicularmente al eje longitudinal del túnel. Las ondas Love no fueron tenidas en cuenta en esta parte del análisis puesto que son polarizadas en planos horizontales paralelos a la superficie del terreno.

El análisis longitudinal que proponen consiste en un análisis estático del túnel, considerando éste como una viga conectada por medio de un modelo winkler a campo lejano y sometida a flexión por la propagación de las ondas sísmicas superficiales en la dirección del eje del túnel. Esta es la idea básica usada por Navarro y Samartín (1988), quienes proporcionaron una metodología analítica simplificada para este tipo de análisis; para ello analizaron el túnel a flexión (tal y como sugerieron Constantopoulos et al.) y estudiaron los efectos producidos en el túnel por las ondas Love y por la componente de distorsión de las ondas Rayleigh pero introduciendo un análisis "tracción-compresión" para tener en cuenta la influencia de la componente de dilatación de las ondas Rayleigh, mejora que fue tambien sugerida por Constantopoulos et al.. Navarro y Samartín no consideraron las deformaciones angulares ya que comprobaron que los resultados obtenidos cuando no se consideran éstas estaban bastante próximos a los medidos experimentalmente.

En 1980 Constantopoulos et al. propusieron una mejora de aproximaciones anteriores para la determinación de las cargas sísmicas actuantes sobre túneles. Como antes, admitieron

compatibilidad de deformaciones pero en este caso tuvieron en cuenta la mayor rigidez relativa de las secciones de hormigón armado y comprobaron que las tensiones transversales obtenidas imponiendo compatibilidad de deformaciones eran aproximadamente iguales a las experimentadas en campo libre. Teniendo en cuenta este hecho, una vez que las tensiones en campo libre, causadas por cada tipo básico de ondas, son conocidas, las distribuciones de presión en el suelo pueden ser calculadas empleando una malla estática de Elemento Finitos en la que la estructura y parte del suelo circundante son modelizados. De este modo, los efectos de concentración de tensiones en las esquinas de la estructura causados por la diferencia de rigideces entre el suelo y el hormigón pueden ser tenidos en cuenta.

Todos los métodos desarrollados hasta ahora para el análisis de cargas sísmicas sobre estructuras enterradas de gran longitud, tales como túneles, estaban basados en igualar la deformación de la estructura a la que experimenta el suelo circundante (newmark y Rosenblueth, 1971). Como Shukla demuestra en 1980, estos métodos, que ignoran la interacción suelo-estructura, parecen ser apropiados para el análisis de estructuras flexibles enterradas en suelos blandos pero pueden ser demasiado conservativos para estructuras más rígidas, y/o estructuras con menor espaciamiento entre juntas.

Shukla, en 1980, considera la interacción suelo-estructura como un problema pseudoestático; supone el túnel constituido por varios segmentos, cada uno de ellos con ambos extremos libres, y analiza un segmento típico. El método desarrollado por Shukla determina los valores máximos del momento flector y de las tensiones longitudinales en función de las rigideces de suelo y estructura.

Aunque el paso de las ondas sísmicas junto a una estructura enterrada origina en ésta tensiones transversales en una sección perperdicular al eje de la estructura, tensiones longitudinales paralelas al eje de la estructura y flexión en dicha estructura, Shukla sólo analizó en su método las tensiones longitudinales y la flexión en estructuras ya que Constantopoulos en 1980 y Newmark y Rosenblueth en 1971 ya habían desarrollado métodos para estimar las tensiones transversales.

En 1992 Navarro extiende a otros tipos de estructuras enterradas sometidas a acciones sísmicas la metodología propuesta por Constantopoulos et al. en 1979 para el diseño sísmico de

túneles. Como ejemplo práctico analiza un cajón de grandes dimensiones de hormigón armado totalmente enterrado. En el análisis consideró las presiones dinámicas sobre paredes, solera y techo debido al cuerpo de ondas y a las ondas superficiales y la influencia de edificaciones próximas pudo ser introducida en el modelo considerando el nuevo estado de tensiones en el suelo que ellas producen.

Tradicionalmente se habían venido analizando las estructuras enterradas aisladas. Pero, en general, los túneles no están en condiciones de campo libre. En el caso de existencia de edificios próximos, una primera posibilidad de análisis consistiría en una modelización completa del sistema usando una malla de elementos finitos y diferentes input sísmicos, como propusieron Gómez-Massó y Attalla en 1984. A partir del análisis que llevaron a cabo, estos autores dedujeron que, para situaciones de campo libre, la metodología simplificada de Constantopoulos et al. tiende a sobreestimar considerablemente el estado de tensiones en el túnel en comparación con el obtenido a partir del análisis numérico del modelo completo, y encontraron serias discrepancias entre las dos metodologías cuando se consideran estructuras de grandes dimensiones. Posteriormente, en 1992, Navarro demostró que, cuando existen importantes edificaciones cimentadas en las proximidades del túnel, la metodología simplificada propuesta por Constantopoulos et al. tampoco conduce necesariamente a valores de diseño del lado de la seguridad.

Por tanto, los estudios realizados sobre la influencia de edificaciones en las proximidades de la estructura enterrada corroboran que la existencia de éstas puede alterar grandemente el estado de tensiones generado en la masa de suelo con respecto a obtenido en la situación de campo libre.

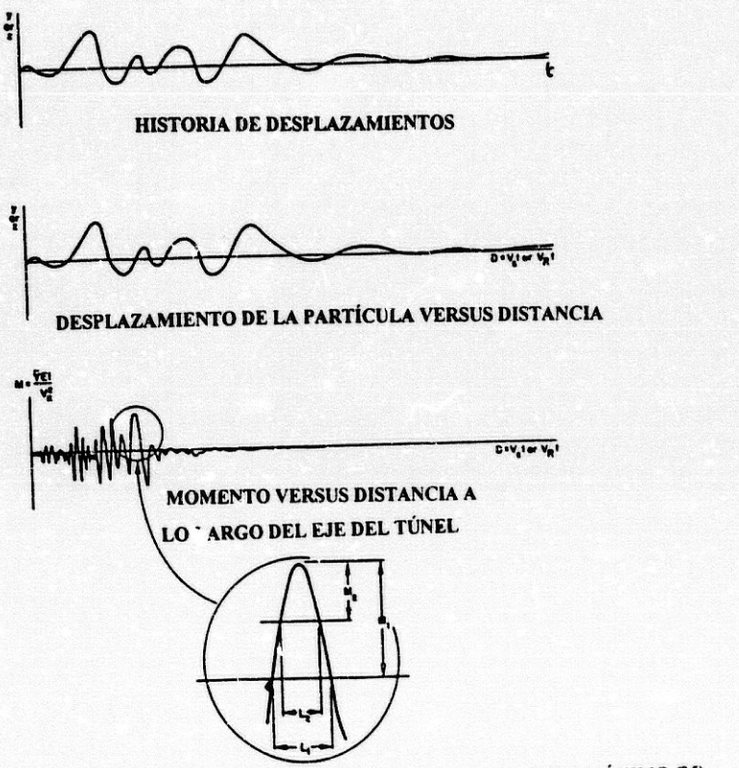
3.2.- ANÁLISIS A FLEXIÓN.-

Cuando las ondas sísmicas superficiales (Rayleigh o Love) se propagan paralelamente al eje del túnel originan en éste deformaciones tanto en el plano vertical como en el horizontal que producen una flexión del mismo. Constantopoulos et al. en 1979 determinaron que el valor de estos momentos es función de la aceleración, de la longitud del túnel y de la compatibilidad d. desplazamientos entre suelo y túnel. Por tanto, con objeto de reducir el valor del máximo momento flector, en el caso de túneles de gran longitud, se han de disponer juntas a intervalos frecuentes. La experiencia ha demostrado que longitudes de 15 m proporcionan, para el caso de túneles rígidos, una suficiente reducción del momento flector.

Cuando **no** se considera la interacción suelo-estructura el momento flector verifica la siguiente ecuación (Newmark y Rosenblueth, 1971:

$$\frac{M}{EI} = \frac{\ddot{y}}{V^2}$$

siendo " $\ddot{y}$ " la aceleración del terreno y " V " la velocidad de la onda sísmica (Rayleigh o Love). De la ecuación anterior se deduce que el máximo momento se producirá en el instante de máxima aceleración, como se indica en la figura 3.2.1.



INFLUENCIA DE LA SEPARACIÓN ENTRE JUNTAS (L) EN EL MOMENTO MÁXIMO (M)

Figura 3.2.1

Cuando, por el contrario, los momentos flectores y las cargas en el túnel se calculan teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura se recurre al modelo Winkler, en el que se introducen como condiciones de contorno los desplazamientos correspondientes a campo libre aplicados en los muelles que conectan suelo y túnel. Richart en 1970 propuso como valor del módulo dinámico el siguiente:

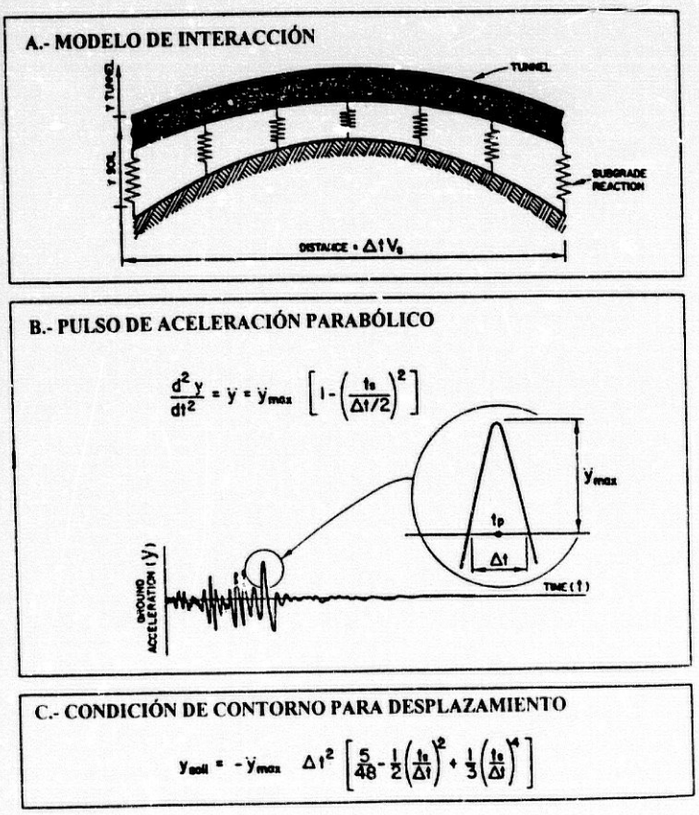
$$k = \frac{2G}{w}$$

donde:

G: es el Módulo de Corte del suelo

w: es la dimensión del túnel perpendicular al mov. del suelo (para mov. horiz. "w" será la altura del túnel mientras que para mov. vert. "w" será el ancho del túnel).

Puesto que el máximo momento flector se presenta en el momento de máxima aceleración (Newmark and Rosenblueth ,1971) sólo es preciso considerar, para el cálculo del máximo momento, la parte de mov. sísmico en que se produce la aceleración punta. Esta porción del mov. sísmico puede ser aproximada en el dominio del tiempo por una parábola eligiendo adecuadamente el intervalo de tiempo, Δt, en función de la velocidad de propagación de las ondas y de las frecuencias predominantes consideradas. El sistema suelo-túnel es, por tanto, analizado estáticamente para determinar la respuesta a la flexión máxima (figura 3.2.2).



LEYENDA:
tp = instante de aceleración punta
ts = tiempo medido a partir de tp: ts=t-tp

Figura 3.2.2

donde el valor de "Δt" será el menor de los dos valores siguientes:

1.- Mitad del periodo correspondiente a la frecuencia fundamental en la que puede producirse la aceleración punta del terreno, o

2.- el valor correspondiente a la longitud de túnel existente entre dos juntas sucesivas (l/s, siendo "s" la velocidad de la onda sísmica).

Ahora bien, como las frecuencias fundamentales de un terremoto están comprendidas generalmente entre 1 y 5 Hz el intervalo de tiempo a considerar estará comprendido entre 0.1 y 0.5 seg.

Este método para determinar el valor máximo del momento debido a la flexión longitudinal del túnel fue propuesto Constantopoulos et al. en 1979.

Shukla en 1980 realizó un estudio a flexión de un túnel en el que para considerar la interacción suelo-estructura en el modelo consideró una estructura enterrada de longitud 2L soportada por una serie de muelles conectados a campo lejano de modo que la deformación del suelo corresponda al movimiento de campo libre (figura 3.2.3).

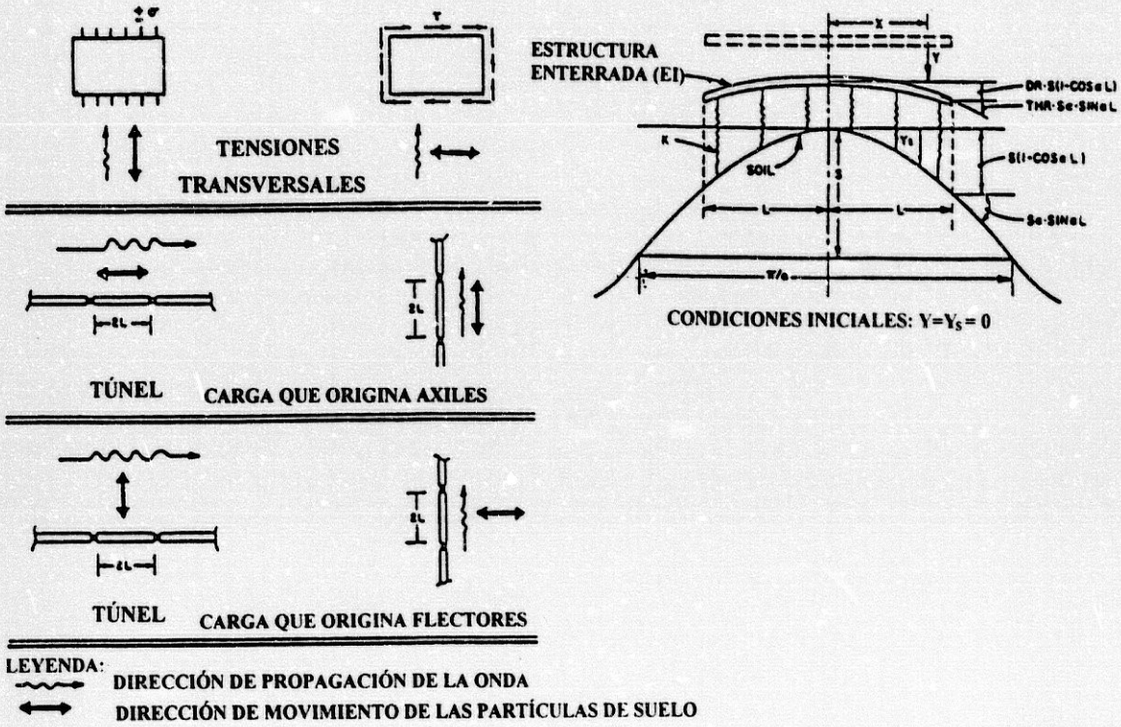


Figura 3.2.3

De acuerdo con el modelo de interacción suelo-estructura representado en la figura 3.2.3, Shukla determinó la ecuación que gobierna el desplazamiento de una estructura con rigidez a flexión EI como:

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = \frac{k}{EI}(y_s - y)$$

$$y_s = s(1 - \cos \alpha x)$$

siendo:

y: desplazamiento de la estructura en "x". Se supone que inicialmente tanto las deformaciones de la viga como del suelo son cero, sin cargas transmitidas a los muelles.

y_s: deformación del suelo en "x".

s: máxima amplitud del desplazamiento transversal del suelo debido a la onda sísmica.

Las condiciones de contorno aplicables a este modelo son: flector y cortantes nulos en $x = L$ y $x = -L$.

El coeficiente "k" de la fórmula anterior se obtiene como el producto "cG" donde G es el Módulo de Corte del suelo que rodea a la estructura y "c" es un coeficiente cuyo valor oscila entre 2 y 4 (Richart et al. 1970 y Constantopoulos et al. 1979). Un valor de "c" cercano a 3 es aplicable en la mayoría de los casos.

3.3.- ANÁLISIS TRANSVERSAL.-

Como ya se indicó, las ondas de corte (SH) y de compresión (P) propagándose verticalmente, las componentes de dilatación y distorsión de las ondas Rayleigh (R) así como las ondas Love (L) originan tensiones normales y cortantes en la sección transversal del túnel, tal y como se indica en la figura 3.3.1.

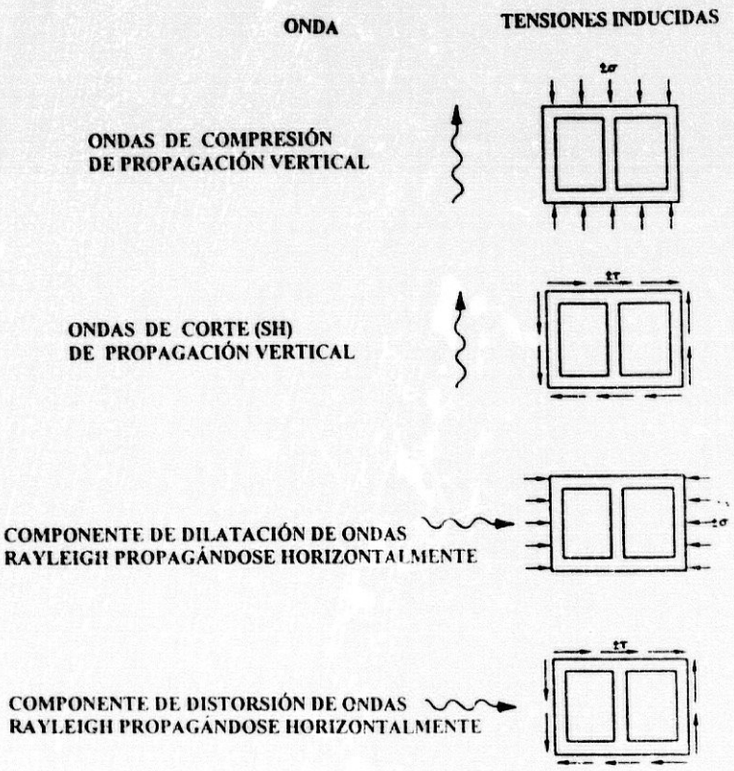


Figura 3.3.1

En esta figura se observa como la propagación de las ondas Rayleigh origina en la sección del túnel una tensión normal, debida a la componente de dilatación, y una tensión cortante, debida a la componente de distorsión.

El estado de tensiones existente en la sección transversal del túnel puede ser determinado, según propusieron Constantopoulos et al. en 1979, a partir del análisis de compatibilidad de deformaciones, en el que se consideran tres factores:

1.- *la deformación del suelo*

2.- *compatibilidad de los Módulos del terreno (E y G) con la deformación del mismo (normal y angular, respectivamente)*

3.- *factor de corrección de tensiones que tiene en cuenta la rigidez de la sección del túnel (EI). Este factor corrige la concentración de tensiones que existe alrededor de la estructura enterrada debido a que ésta es más rígida que el suelo al que reemplaza.*

Los valores de las deformaciones del suelo es posible determinarlos a partir de la teoría elástica (Richart et al.,1970) mediante las ecuaciones:

$$\epsilon = \frac{\dot{y}}{V_p}$$

$$\gamma = \frac{\dot{z}}{V_s} \qquad (3.3.1)$$

siendo:

"y" y "z": los desplazamientos de la partícula en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente.

V_p y V_s: las velocidades de las ondas de Compresión y de Corte, respectivamente.

Puesto que para determinar el estado tensional existente en la sección transversal de un túnel sometido a una acción sísmica es preciso la evaluación previa de las acciones debidas a cada uno de los distintos tipos de ondas, será preciso determinar las deformaciones producidas en campo libre por las ondas Rayleigh. Estas deformaciones se pueden deducir, como para cualquier

otro tipo de ondas a partir de las ecuaciones 3.3.1.

Dado al carácter dispersivo de las ondas Rayleigh y, puesto que el Módulo de Corte aumenta con la profundidad, se opta por adoptar como velocidad de propagación de la onda el valor correspondiente a la profundidad en la cual se propaga la mayor parte de la energía. Obviamente, esta profundidad es función de las frecuencias características de los movimientos considerados.

Alternativamente, las tensiones generadas por las ondas Rayleigh pueden ser derivadas para cada frecuencia directamente a partir de la ecuación de ondas (Richart et al.,1970; Eringen and Suhubi, 1975) y relacionadas con la velocidad punta del terreno en superficie.

En el apartado 2.6, concluimos que las ondas Love eran ondas de corte polarizadas horizontalmente y atrapadas en el estrato superficial, que se propagan por múltiples reflexiones (Richart et al.,1970; Ewing et al., 1957) a una velocidad comprendida entre la de las ondas de corte del estrato superficial y la del estrato inferior. Por tanto, las ondas Love inducirán tensiones cortantes menores que las correspondientes a las ondas de corte y, por tanto, pueden ignorarse los efectos de estas ondas superficiales en el análisis transversal.

Constantopoulos, en 1980, confirmó que es mínima la modificación del movimiento alrededor de la sección transversal del túnel en relación con el existente en campo libre y justificó este hecho en base a la pequeña masa de los túneles y la alta rigidez y amortiguamiento en comparación con el suelo circundante. De todo este análisis, Constantopoulos dedujo que las tensiones sobre la sección del túnel debían de ser consideradas en el contexto de la propagación de ondas más bien que en el de la interacción suelo-estructura.

3.4.- ANÁLISIS LONGITUDINAL.-

Como propuso Constantopoulos en 1979, las cargas longitudinales a que está sometido el túnel se determinan mediante un análisis límite una vez deducida la longitud entre juntas a partir de un estudio de la flexión, como se indicó anteriormente. El valor máximo de la tensión cortante que puede ser desarrollada antes de que se produzca un deslizamiento entre suelo y túnel se calcula multiplicando el valor de la tensión normal estática efectiva por la tangente del ángulo de rozamiento entre suelo y túnel, este ángulo se suele considerar ligeramente menor que el de rozamiento interno del suelo. En la figura 3.4.1 queda reflejado cómo este análisis considera que la tensión de corte es completamente movilizada sobre la longitud del segmento de túnel.

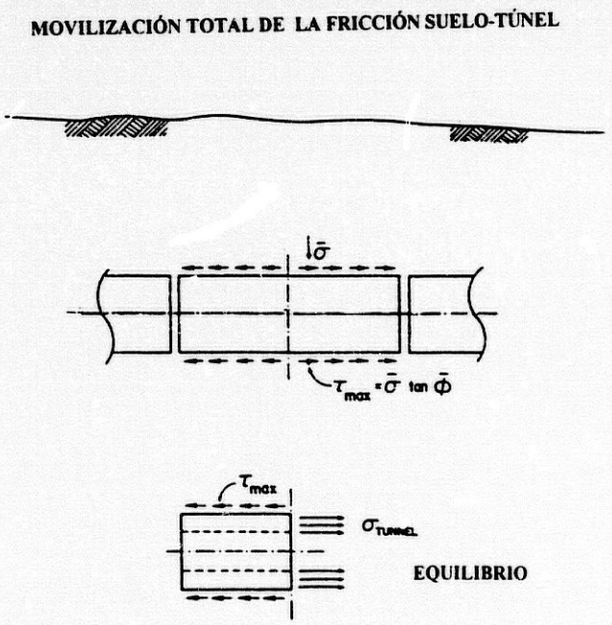


Figura 3.4.1

En 1980 Constantopoulos llevó a cabo un análisis mediante E.F. para determinar la magnitud de las tensiones cortantes producidas en el contacto suelo-túnel cuando el sistema es sometido a una compresión (o tracción) uniforme a suficiente distancia de la estructura. Esta distribución de tensiones puede ser empleada para deducir las tensiones cortantes correspondientes a la máxima tensión normal horizontal originada por la carga sísmica (en este caso la carga es debida a la propagación de las ondas Rayleigh).

La práctica anteriormente empleada para determinar las cargas axiles se ha basado en igualar las deformaciones del suelo a las de la estructura ignorando los efectos de interacción entre ambos (Newmark and Rosenblueth 1971). Sin embargo, Shukla en 1980 tiene en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura modelizando un segmento de túnel de longitud 2L, que supone conectado a las partículas del suelo mediante muelles distribuidos, como se indica en la figura 3.4.2.

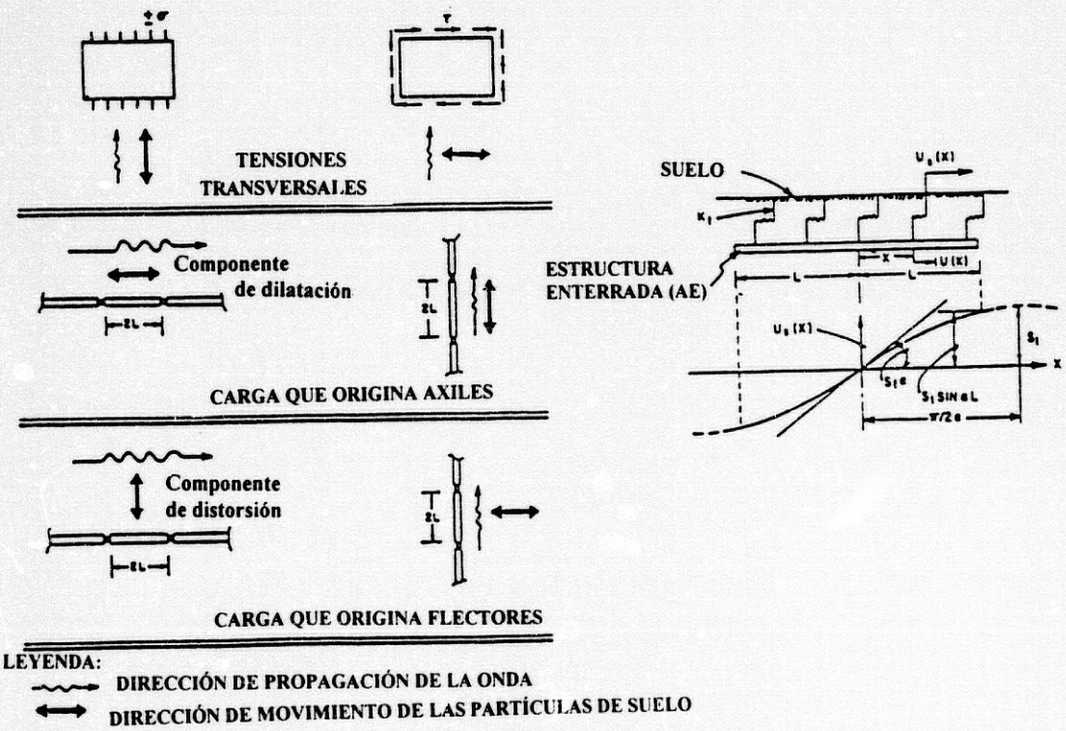


Figura 3.4.2

La ecuación que gobierna los movimientos de la estructura Shukla la estableció como:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \beta^2 (u - u_s)$$

$$\beta^2 = \frac{k_t}{EA} \qquad (3.4.1)$$

$$u_s = s_t \operatorname{sen} \alpha x$$

donde:

- u: es el desplazamiento de la estructura
- u_s: es el desplazamiento de la partícula de suelo que está conectada en los puntos "x" con la estructura
- k_t: es la constante elástica del muelle
- E: es el Módulo de Young de la estructura
- A: es el área de la sección transversal
- x: distancia a partir del centro de la estructura
- s_t: máxima amplitud de la onda de dilatación
- α: 2*PI/(longitud de onda de la onda de dilatación)

La ecuación 3.4.1, de la que se deduce que los valores máximos de tensión y deformación se presentan en el eje de la estructura, se puede resolver imponiendo las condiciones de contorno correspondientes a ambos extremos libres, es decir, tensión nula para x = L y x = -L.

Para llevar a cabo el análisis longitudinal de túneles sometidos a acciones sísmicas, Navarro y Samartin en 1988, consideraron sólo las ondas superficiales (Love y Rayleigh).

En la figura 3.4.3 se hace una representación esquemática de estas ondas y en la figura 3.4.4 se señalan los efectos que sobre el túnel tiene la propagación de las distintas ondas superficiales.

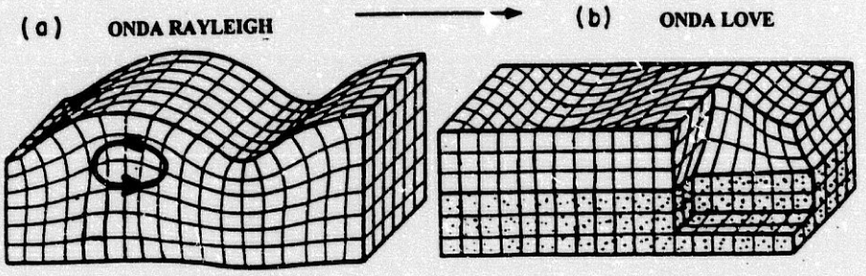


Figura 3.4.3

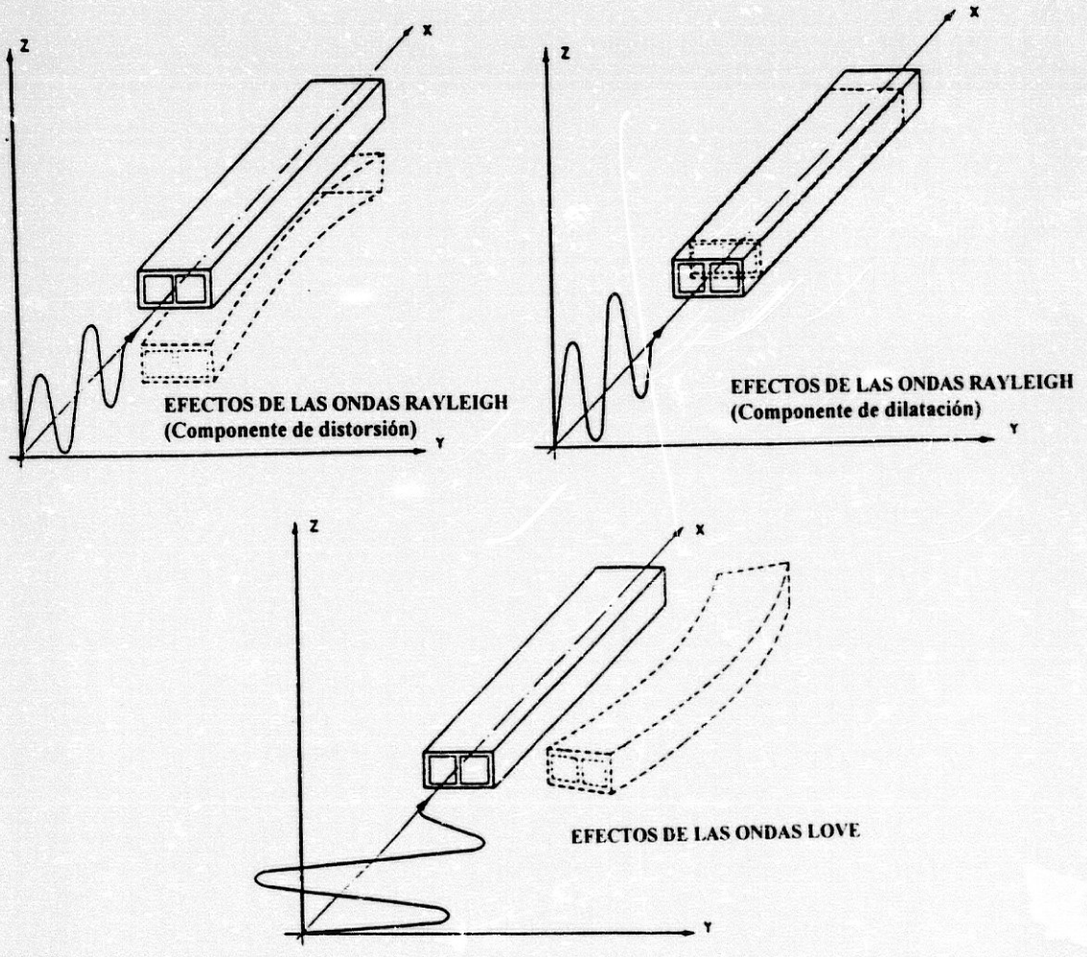
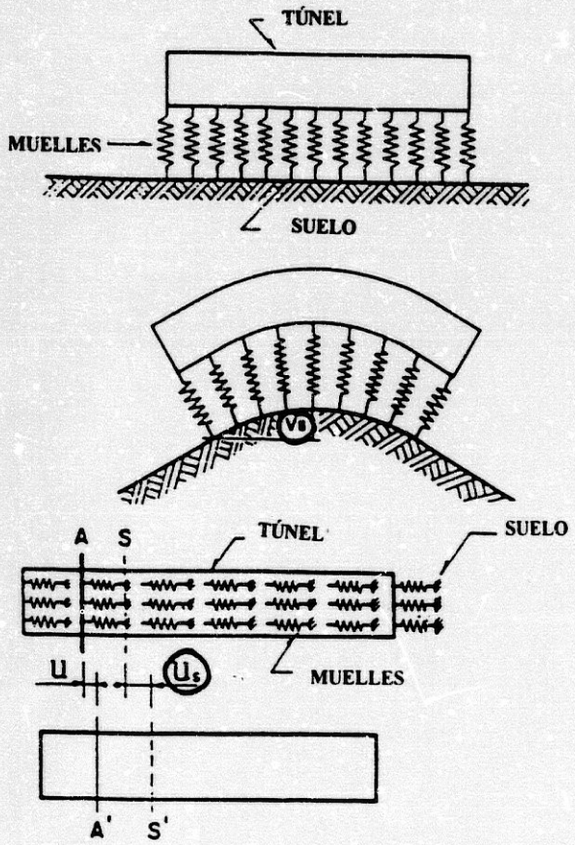


Figura 3.4.4

Los modelos matemáticos empleados por Navarro y Samartín para representar los efectos axiles y flectores en el túnel se representan en la figura 3.4.5.



El túnel fue modelizado como una viga de longitud finita, con sus correspondiente área y momento de inercia. La interacción suelo-estructura fue tenida en cuenta empleando el modelo **Winkler** que representa la "reacción dinámica ".

La carga sísmica se introdujo aplicando a los muelles en su parte inferior un movimiento correspondiente a las condiciones de campo libre.Estos desplazamientos se calculan aproximadamente admitiendo que los valores máximos de la deformación debida a la flexión y a la deformación axil se producen cuando las partículas de suelo en contacto con la estructura alcanzan la aceleración y velocidad puntas respectivamente.

Figura 3.4.5.

En la figura 3.4.6 se representa la formulación aproximada sugerida por Constantopoulus et al. (1979) tanto para flexión como para tracción-compresión. En dicha figura se supone:

$$\Delta T = \min \{ \frac{l}{s}, \frac{T}{2} \}$$

siendo:

l .. longitud del túnel

s .. Velocidad de la onda sísmica

T .. Periodo predominante del terremoto.

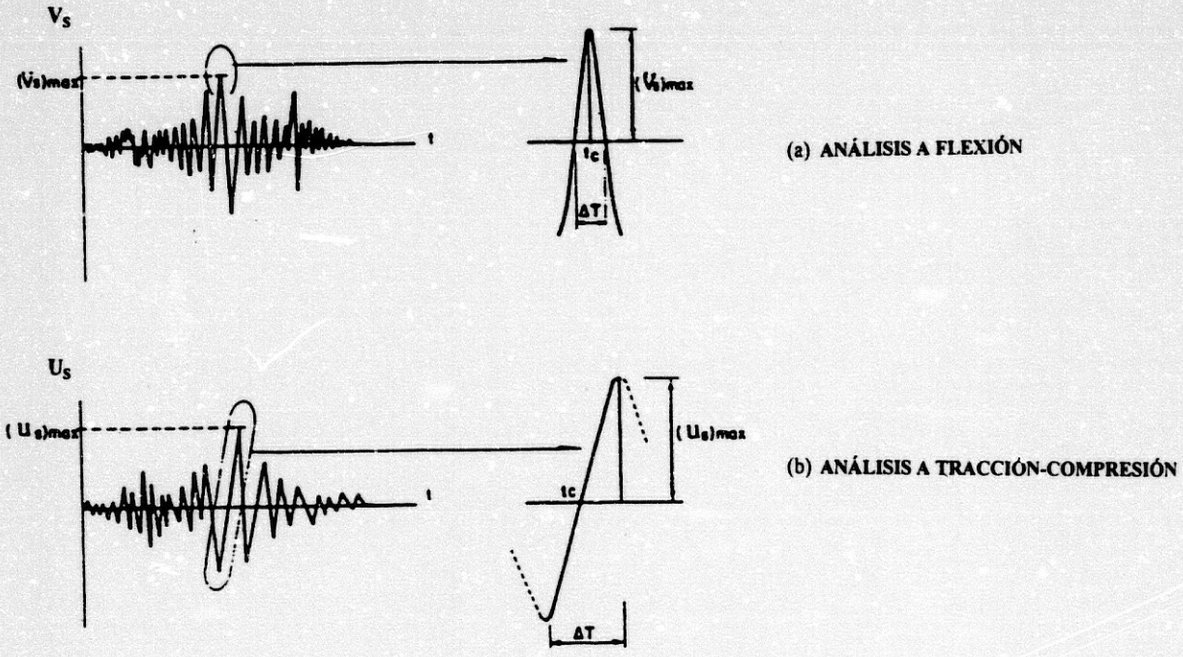
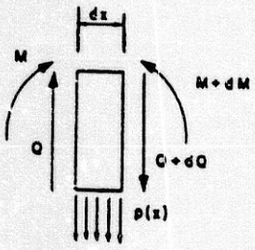


Figura 3.4.6: formulación sugerida por Constantopoulus et al.

Para el llevar a cabo el **análisis de la flexión** se estudió un túnel de longitud "l"considerado como una viga soportada por un cimiento elástico y el suelo fue modelizado introduciendo el denominado " módulo de reacción dinámica (K_T)" en la dirección transversal.



Equilibrio de fuerzas

Planteando el equilibrio de fuerzas en la rebanada representada en la figura:

$$dQ + p(x) b\, dx = 0 \qquad (3.4.2)$$

donde:

Q: es el cortante que actúa sobre la sección del túnel
p(x): es la presión del suelo en las paredes del túnel
b: es el perímetro de la sección transversal del túnel

La presión, p(x), en el suelo se puede determinara a partir de la fórmula:

$$p(x) = K_T (V_S - V) \qquad (3.4.3)$$

siendo:

V_S: el desplazamiento del suelo en condiciones de campo libre.
V: el desplazamiento del túnel.

El esfuerzo cortante y el momento flector están relacionados por:

$$Q = \frac{dM}{dx} \Rightarrow dQ = \frac{d^2M}{d^2x} dx \qquad (3.4.4)$$

Por lo tanto, sustituyendo en la ecuación 3.4.2:

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -b\, K_T (V_S - V) \qquad (3.4.5)$$

Considerando la ecuación de la elástica:

$$M = -EI \frac{d^2V}{d^2x} \qquad (3.4.6)$$

con:

E: Módulo de Elasticidad del material del túnel

I: Momento de Inercia de la sección transversal del túnel

fácilmente se obtiene la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{d^4V}{dx^4} + \frac{bK_TV}{EI} = \frac{bK_TV_S}{EI} \qquad (3.4.7)$$

en la cual el valor de V_S se determina a partir de la figura 3.4.6.

Si hacemos el cambio:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK_T}} \qquad (3.4.8)$$

la solución completa de la ecuación diferencial anterior será de la forma:

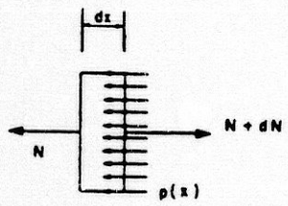
$$V = e^{Lx}[A_1\cos Lx + B_1\,\mathrm{sen}Lx] + e^{-Lx}[A_2\cos Lx + B_2\,\mathrm{sen}Lx] + ax^4 + fx^2 + c \qquad (3.4.9)$$

Obviamente, una vez conocido V se pueden determinar fácilmente Q y M.

Para el llevar a cabo el **análisis tracción-compresión** se supone un "módulo de reacción dinámica (K_L)" en la dirección longitudinal.

Imponiendo el equilibrio de fuerzas de la rebanada en la dirección horizontal se tiene:

$$dN + q(x)\,b\,dx = 0 \qquad (3.4.10)$$



Equilibrio de fuerzas.

siendo:

N: Fuerza axil actuante en la sección del túnel

q(x): presión que ejerce el suelo sobre el túnel

b: perímetro de la sección transversal del túnel

La presión del suelo, q(x), se puede determinar a partir de la fórmula:

$$q(x) = K_L(U_S - U) \tag{3.4.11}$$

donde:

U_S: es el esplazamiento del suelo en condiciones de campo libre

U: es el desplazamiento del túnel

Por otro lado:

$$\sigma = \epsilon E = \frac{N}{\Omega} = \frac{dU}{dx}E \rightarrow dN = \frac{d^2U}{dx^2}E\Omega\,dx \tag{3.4.12}$$

donde:

Ω: es el área sección transversal

ϵ: es la deformación unitaria longitudinal del túnel

E: es el Módulo de Elasticidad del material del túnel

Sustituyendo se obtiene la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{d^2U}{dx^2} - \frac{K_L b U}{E\Omega} = -\frac{K_L b U_S}{E\Omega} \tag{3.4.13}$$

en la que el valor de U_S se determina a partir de la figura 3.4.6.

La solución completa de la ecuación diferencial 3.4.13 es de la forma:

$$U = A_1 e^{\gamma x} + A_2 e^{-\gamma x} + \epsilon x$$

Como ocurría en el caso anterior, una vez conocido U podemos calcular el valor del esfuerzo axil, N.

Navarro y Samartín (1988) compararon los resultados obtenidos a partir de la metodología por ellos propuesta, de gran simplicidad de cálculo, con los obtenidos por otros autores que emplean procedimientos más sofisticados comprobando que la aproximación alcanzada era considerable.

3.5.- APLICACIÓN DEL M.E.F. AL CÁLCULO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.-

Gomez-Massó y Attalla, en 1984, propusieron un método de análisis consistente en un análisis mediante EF para analizar estructuras enterradas.

Este método consistía básicamente en la SUPERPOSICION de los movimientos de campo libre, "u_f", y los movimientos de interacción, "ψ", para obtener el movimiento total,u, como:

$$u(x,y,t) = u_f(x,y,t) + u_i(x,y,t) \qquad (3.5.1)$$

aplicando el método de respuesta compleja, los movimientos armónicos de todos los puntos nodales podrán expresarse como:

$$\{u(t)\} = \{U(\omega)\}\, e^{i\omega t} \qquad (3.5.2)$$

donde el vector $\{U(\omega)\}$ contiene las amplitudes de desplazamiento y "ω" es la frecuencia de excitación.

Cuando los límites del modelo están suficientemente lejos de la estructura enterrada las fuerzas de contorno $\{Q_f\}$ son las mismas tanto en campo libre como en el sistema suelo-estructura, y se verifican las siguientes ecuaciones armónicas de equilibrio:

Para el modelo completo $([K]-\omega^2[M])\{U\} = \{Q\}$

Para campo libre $([K_f]-\omega^2[M_f])\{U_f\} = \{Q_f\}$

donde [M] y [K] son las matrices de masa y de rigidez, respectivamente. La segunda incluye el amortiguamiento viscoso del material como parte imaginaria.

Restando estas dos últimas ecuaciones se obtiene la siguiente ecuación general:

$$([K_i]-\omega^2[M_i])\{U_i\} = \{Q_i\}$$

donde:

$$[K_i]=[K]-[K_f] \qquad (3.5.3)$$

$$[M_i]=[M]-[M_f]$$

$$\{Q_i\}=(\omega^2[M_i]-[K_i])\{U_f\}$$

Para modelizar adecuadamente los contornos se emplean contornos transmisores para el campo libre estratificado y amortiguadores viscosos para el semiespacio inferior. Estos dos contornos se introducen en la ecuación mediante matrices complejas englobadas en la matriz de rigidez global [K].

Gómez-Massó y Attalla obtuvieron la solución del problema en dos pasos:

1.- **Análisis del campo libre**: se calculan los movimientos de campo libre de cada punto de la malla de suelo. Ellos consideraron las ondas P y S propagándose verticalmente.

2.- **Análisis mediante Elementos Finitos**: Una vez conocidos los movimientos de campo libre se calculan los movimientos de interacción a partir de la ecuación 3.5.3, para cada frecuencia. Por último, los movimientos totales se calculan superponiendo a los de campo libre los correspondientes a la interacción de modo que:

$$\{u\} = Re\sum_{s=0}^{M/2} (\{U_f\}_s + \{U_i\}_s)e^{i\omega_s t} \qquad (3.5.4)$$

Una de las grandes ventajas del método lineal equivalente estriba en que se alcanza la compatibilidad de deformaciones con pocas iteraciones.

Como modelos simplificados, Gómez-Massó y Attalla, propusieron que las vigas que constituyen el túnel sean sometidas a los desplazamientos estáticos (horizontales y verticales) correspondientes a las condiciones de contorno, que serán obtenidas a partir de las deformaciones sísmicas resultantes del campo libre como:

$$d_{h,v} = H\varepsilon_{h,v}$$

de modo que cuando estos desplazamientos se transmiten directamente a la estructura, el efecto de interacción suelo-estructura no es tenido en cuenta mientras que cuando los desplazamientos son transmitidos a traves de muelles (determinados a partir de la teoría de "reacción dinámica") se considera parte del efecto de interacción suelo-estructura.

4.- RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS.

4.1.- Introducción.

4.2.- El suelo como medio contínuo.

4.3.- Ley de comportamiento del suelo.

4.4.- El modelo viscoelástico lineal.

4.5.- El modelo histerético.

4.6.- Propiedades del suelo en análisis dinámico.

4.7.- Valores del Módulo dinámico para suelos granulares.

4.8.- Valores del amortiguamiento para suelos granulares.

4.- RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS.-

4.1.- INTRODUCCIÓN.-

En este capítulo se exponen someramente las propiedades del terreno que, bajo un punto de vista teórico, se deben de tener en cuenta cuando se consideran efectos dinámicos.

La mayoría de teorías y métodos de ensayo relacionados con este tema han sido desarrollados a lo largo de los últimos 30 años. Esto es así debido a la dificultad que entraña sistematizar la ley de comportamiento de los suelos maxime cuando se ha comprobado experimentalmente que la respuesta de una estructura ante un mismo movimiento sísmico depende del tipo de suelo sobre el que ésta esté asentada. En la figura 4.1.1 se representan los acelerogramas del terremoto de Michoacán (México) de 1985 que han sido registrados a) en un punto situado sobre roca y b) en un punto situado sobre un relleno arenoso: en el primer caso las aceleraciones se han reducido a un nivel del 5 por 100 de g, mientras que en el segundo las aceleraciones horizontales han sido amplificadas hasta un 15 por 100 de g.

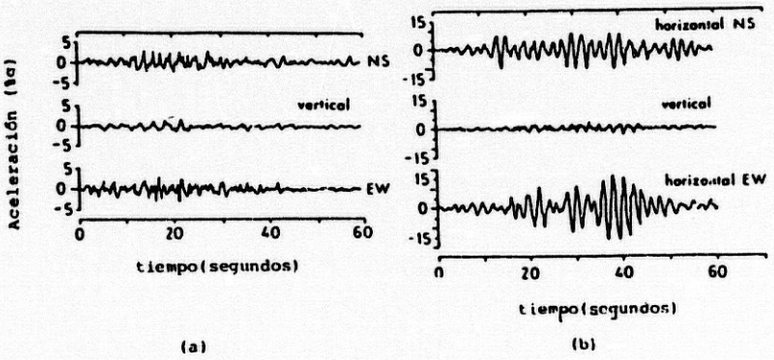


Figura 4.1.1 : Acelerogramas del terremoto de Michoacán, México 19-9-85, registrados en a) estación ubicada sobre roca; b) estacion ubicada sobre una antigua laguna (suelo saturado)

El conocer el comportamiento que, bajo condiciones sísmicas, va a tener del suelo es de primordial importancia pues se ha comprobado que en estas situaciones el suelo puede limitarse a amplificar o reducir el efecto de las ondas sin sufrir colapso resistente o incluso, en el caso más desfavorable, perder la resistencia al corte, transformándose en un líquido viscoso.

4.2.- EL SUELO COMO MEDIO CONTÍNUO.-

A pesar de su carácter de agregado de partículas, los modelos de la Mecánica de los Medios Contínuos han sido aplicados con éxito a los suelos. La idea fundamental la expuso Casagrande cuando afirmó que el suelo es un material compuesto por tres fases: sólida, líquida y gaseosa, cuyas proporciones relativas es preciso conocer para poder interpretar el comportamiento mecánico del mismo.

En la mayoría de los modelos numéricos que se manejan para estudiar el comportamiento del suelo se admite, para facilitar el tratamiento matemático, que la cantidad de gas en el mismo es nula y es el líquido el que ocupa todos los huecos (aunque también se han desarrollado modelos para suelos semisaturados).

El desarrollo de la Mecánica de Suelos se debe a la aceptación del papel diferente que juegan en el comportamiento mecánico las diferentes fases que, en el caso de terrenos saturados, son el agua y el esqueleto sólido. Ahora bien, el agua no puede resistir más que tensiones esféricas (a esta compresión se la denomina presión de poros o tensión neutra) y es evidente que el comportamiento del esqueleto sólido estará condicionado por las tensiones totales que actúen en el punto considerado y por la tensión neutra correspondiente. En el año 1936, Terzaghi propuso la relación:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u\delta_{ij}$$

donde:

- σ_{ij} componentes del tensor de **tensiones totales** actuantes
- u **presión a que se encuentra el agua**
- δ_{ij} delta de Kronecker
- σ_{ij}^{e} componentes del tensor de **tensiones efectivas**

y propuso que "*Todos los procesos de tipo mecánico, entre ellos resistencia y deformación, están controlados por las tensiones efectivas*". Por tanto, de este principio se deduce que la ley de comportamiento del suelo (relación tensión-deformación) ha de determinarse a partir de las tensiones efectivas.

Cuando un terreno saturado en equilibrio sufre un aumento de tensiones totales se produce la consiguiente variación de tensiones neutras, lo que provoca un flujo del agua desde las zonas con mayor aumento de presión neutra. Esta filtración origina variaciones de volumen y una contínua redistribución de las tensiones neutras y efectivas hasta que se vuelve a alcanzar el equilibrio; a este proceso se le conoce como consolidación. Así, en función de la relación existente entre el tiempo de aplicación de la carga y el tiempo que se tarda en lograr la nueva situación de equilibrio, las cargas se dividen en lentas o rápidas: las **cargas rápidas** son aquellas que no dan tiempo a la consolidación por filtración. Como no se produce drenaje el volumen permanece constante; por el contrario, las **cargas lentas** son las que permiten que se alcance el nuevo estado de equilibrio, de modo que cada incremento de carga da tiempo a que se produzca la disipación del correspondiente aumento de presión neutra.

Al estudiar los efectos dinámicos sobre sobre suelos se admite como hipótesis que la carga sísmica es tan rápida que no se produce drenaje y, en consecuencia, no existe deformación volumétrica.

4.3.- LEY DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO.-

La ley de comportamiento relaciona los valores de tensiones y deformaciones, y sus correspondientes incrementos, mediante parámetros característicos establecidos de acuerdo a una teoría marco determinada: elasticidad, viscoelasticidad, plasticidad, etc. Estos parámetros se determinan experimentalmente a partir de ensayos.

Por ejemplo, el medio elástico, lineal, homogéneo e isotropo queda definido por el Módulo de Young y el coeficiente de Poison (parámetros relativos a tensiones efectivas, por aplicación del Principio de Terzaghi).

Para suelos con esqueleto elástico la ley de Hooke es:

$$\sigma_{ij}^{e} = \lambda^{e} \theta \delta_{ij} + 2G^{e} \varepsilon_{ij} \tag{4.3.1}$$

donde:

λ es el coeficiente de Lamé, definido como:

$$\lambda^{e} = \frac{\nu^{e} E^{e}}{(1 + \nu^{e})(1 - 2\nu^{e})}$$

G es el Módulo de deformación transversal:

$$G^{e} = \frac{E^{e}}{2(1 + \nu^{e})} \tag{4.3.2}$$

y:

$$\theta = \text{divergencia } v(x) = \epsilon_{kk}$$

$$\epsilon_{ij} = 0.5 \left(v_{i,j} + v_{j,i} \right)$$

siendo v(x) es el campo de desplazamientos.

A continuación se expresan las ecuaciones de equilibrio por unidad de volumen en el caso

estático, que se establecen en tensiones totales, en función de las neutras y efectivas:

$$\sigma_{ij,j} + X_i = 0 \qquad (4.3.3)$$

donde X_i son las fuerzas másicas.

Teniendo en cuenta la relación entre tensiones totales, neutras y efectivas, la ec. (4.3.3) se transforma en:

$$\sigma^e_{ij,j} + u_{,i} + X_i = 0 \qquad (4.3.4)$$

y mediante (4.3.1) queda de la forma:

$$\lambda^e \theta_{,j} \delta_{ij} + G^e(v_{i,jj} + v_{j,ij}) + u_{,i} + X_i = 0 \qquad (4.3.5)$$

En el contorno, la ecuación:

$$T_i = \sigma_{ij} n_j \qquad (4.3.6)$$

se transforma en:

$$T_i = \sigma^e_{ij} n_j + u \delta_{ij} n_i$$

$$T_i - u n_i = \sigma^e_{ij} n_j \qquad (4.3.7)$$

Para resolver cada problema concreto se han de resolver simultáneamente las ecuaciones (4.3.5) y (4.3.7), con las correspondientes leyes de difusión de las presiones neutras por filtración del agua intersticial. El problema que así se plantea es difícil de resolver y, por ello, en suelos, se opta por desarrollar ensayos que reproduzcan situaciones reales concretas.

Para el caso dinámico, que es el que nos ocupa, se emplean ensayos triaxiales dinámicos y ensayos de corte con carga alternativa. Estos últimos ensayos representan la situación provocada por la propagación vertical de una onda SH. Para ello se parte de un suelo, ver figura 4.3.1, sometido en reposo a unas tensiones vertical y horizontal efectivas (K_0 es el coeficiente de empuje en reposo), que al ser sometido a una tensión tangencial experimenta una deformación angular:

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h}$$

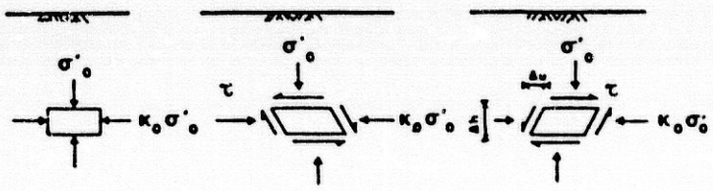


Figura 4.3.1: Efecto de ondas SH propagándose en dirección vertical.

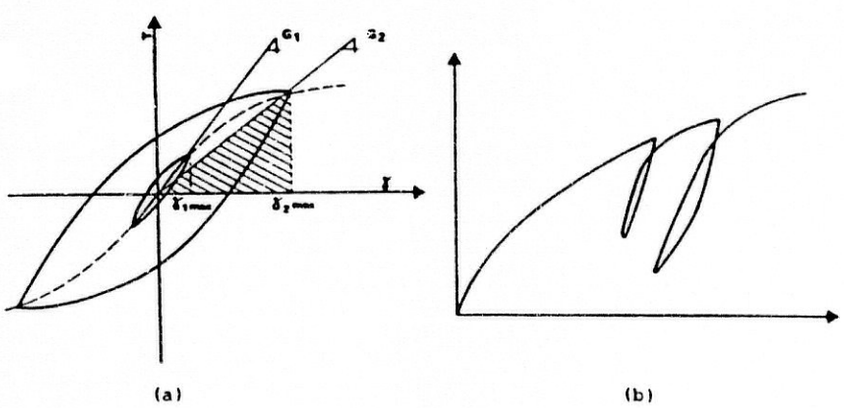


Figura 4.3.2: Resultados obtenidos para el caso de la figura 4.3.1: a) ciclo centrado en el origen, b) ciclos generales.

Los resultados experimentales obtenidos se representan en la figura 4.3.2, donde (a) recoge un ciclo centrado en el origen y (b) ciclos generales. Del análisis de esta figura se deduce que la asimilación a un comportamiento elástico es problemática y, en cualquier caso, el valor del Módulo de Corte (G) adecuado dependerá de la amplitud de la deformación. La forma de lazo de histéresis revela, además, una pérdida de energía por amortiguamiento interno que el modelo elástico es incapaz de incorporar. Por este motivo, cuando no es posible evitar las grandes deformaciones, se recurre a modelos viscoelásticos lineales y a modelos no lineales generales.

La existencia de estos lazos de histéresis en el modelo lineal con amortiguamiento favorece la idea del tratamiento de suelos reales con unas propiedades equivalentes.

4.4.- EL MODELO VISCOELÁSTICO LINEAL.-

La ley de comportamiento que se emplea en la práctica corresponde al llamado material de Kelvin-Voight, definido por la ley:

$$\sigma_{ij} = \lambda\theta\delta_{ij} + 2G\varepsilon_{ij} + \lambda^{*}\dot{\theta}\delta_{ij} + 2G^{*}\dot{\varepsilon}_{ij} \qquad (4.4.1)$$

que es una generalización de la ley de Hooke a la que se le han añadido los dos últimos términos, que tienen en cuenta la influencia de las velocidades de deformación volumétrica y tangencial respectivamente. La ley representada en la ec. (4.4.1) viene definida en tensiones totales puesto que se supone el proceso lo suficientemente rápido como para que puedan considerarse situaciones sin drenaje, en cuyo caso es posible el citado tratamiento.

Analizando la propagación de ondas SH según x_1 se tiene:

$$G\frac{\partial^2 u_2}{\partial x_1^2} + G^{*}\frac{\partial^3 u_2}{\partial x_1^2\,\partial t} = \rho\frac{\partial^2 u_2}{\partial t} \qquad (4.4.2)$$

si se admite que

$$u_2 = Ae^{ik(Ct - x_1)} \qquad (4.4.3)$$

entonces

$$k^2(G + i\omega G^{*}) = \rho\omega^2 \qquad (4.4.4)$$

es decir, la velocidad de propagación será:

$$C^2 = \frac{G + i\omega G^{*}}{\rho} \qquad (4.4.5)$$

El carácter dispersivo se desprende de la aparición de "ω" en la ec. (4.4.5).

Para determinar los coeficientes se recurre al estudio de las oscilaciones libres de torsión de una columna de suelo de longitud "L" y sección transversal circular con momento de inercia del área de valor "I_p". La columna se supone fija en un extremo y en el otro se admite la existencia de un volante de momento de inercia "J".

La ecuación del movimiento para el medio elástico es:

$$J\ddot{\theta} + \frac{GI_p}{L}\theta = 0 \qquad (4.4.6)$$

mientras que para el medio viscoelástico es:

$$J\ddot{\theta} + \frac{I_p}{L}(G\theta + G^*\dot{\theta}) = 0 \qquad (4.4.7)$$

o, agrupada de otro modo:

$$\ddot{\theta} + \frac{G^*I_p}{JL}\dot{\theta} + \frac{GI_p}{JL}\theta = 0 \qquad (4.4.8)$$

donde θ es el ángulo girado por el volante. En las ecuaciones anteriores se supone despreciable el momento de inercia del pilar en relación al del volante.

La ecuación (4.4.8) es semejante a la de un sistema de un grado de libertad en la que pueden identificarse la frecuencia angular, ω, y el factor de amortiguamiento, "D":

$$\omega^2 = \frac{GI_p}{JL} \qquad (4.4.9)$$

$$2D\omega = \frac{G^*I_p}{JL} \qquad (4.4.10)$$

de las ecuaciones (4.4.9) y (4.4.10) es posible obtener una relación directa entre el factor de amortiguamiento del material y sus módulos de corte:

$$2D = \frac{\omega G^*}{G} \qquad (4.4.11)$$

Aún sigue existiendo un inconveniente: los valores de "G" y "D" dependen de la deformación angular y son, por tanto, diferentes a cada profundidad. Para solventar la no linealidad del problema y aprovechar las ventajas del método de respuesta en frecuencia, Seed y Lysmer desarrollaron el **método viscoelástico equivalente**. Ellos, en su método, sugieren la división de cada estrato en subestratos, cuyos centros se consideran representativos del estado en dicho subestrato, y las propiedades de G y D se ajustan por aproximaciones sucesivas hasta que en cada subestrato son congruentes con la correspondiente deformación angular. Este método se aplica de forma habitual en la práctica.

4.5.- EL MODELO HISTERÉTICO.-

Como se acaba de exponer, existe una relación entre el factor de amortiguamiento, D, y los módulos de corte elástico, G, y viscoelástico, G^*, representada en la ecuación (4.4.11).

La relación anterior nos obliga a trabajar en el dominio de la frecuencia y nos indica que el factor de amortiguamiento crece proporcionalmente a aquella. Sin embargo, en la realidad se observa justamente lo contrario: "D" decrece lentamente con la frecuencia o, para una primera aproximación, se puede suponer que permanece prácticamente constante para amplias gamas de valores de "ω".

Knopoff fue el primero en proponer, para el tratamiento de medios rocosos, un factor de amortiguamiento constante, o amortiguamiento histerético, que, desde el punto de vista matemático, se consigue sustituyendo en las fórmulas anteriores las siguientes expresiones:

$$G^* = \frac{G^0}{\omega} \tag{4.5.1}$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda^0}{\omega} \tag{4.5.2}$$

En ocasiones se emplea un modelo mecánico simple para imaginar el comportamiento de este medio: consideremos un sistema formado por un muelle de rigidez "k", en paralelo con un amortiguador de constante "c" y una masa "m" sometida a la acción de la carga oscilante:

$$p(t) = P e^{i\alpha t}$$

La ecuación que gobierna el movimiento del sistema muelle-amortiguador es:

$$2D\omega\dot{x} + \omega^2 x = \frac{P}{m} e^{i\alpha t} \tag{4.5.3}$$

de modo que, admitiendo vibraciones forzadas del tipo:

$$x = x_0 e^{i\alpha t} \tag{4.5.4}$$

se cumple que:

$$(\omega^2 + i2D\omega\alpha)x_0 = \frac{P}{m} \tag{4.5.5}$$

Como la carga se descompone en el dominio de la frecuencia, a cada una de estas componentes le corresponderán unas propiedades "k" y "D" adecuadas.

En condiciones de resonancia:

$$\alpha = \omega$$

la ecuación (4.5.5) se puede escribir como:

$$(1 + i2D)\frac{k}{m}x_0 = \frac{F}{m} \tag{4.5.6}$$

que corresponde a una relación de rigidez del tipo:

$$P = \Psi x_0$$

$$\Psi = k(1 + i2D)$$

La rigidez compleja así definida sustituye al modelo muelle-amortiguador.

En el caso viscoso, la fórmula correspondiente es:

$$\Psi = G(1 + i\frac{\omega G^*}{G}) = G + i\omega G^*$$

y en el modelo histerético de Knopoff:

$$\Psi^0 = G + iG^0$$

De todo lo anteriormente expuesto se desprende que, formalmente, el tratamiento del modelo histerético se consigue sin más que utilizar un módulo complejo. Esto constituye una ventaja en algunos métodos de cálculo.

4.6.- PROPIEDADES DEL SUELO EN ANÁLISIS DINÁMICO.-

Antes de llevar a cabo cualquier análisis dinámico de un sistema suelo-estructura sometido a acciones sísmicas es preciso evaluar las propiedades representativas del diagrama tensión-deformación del terreno. En la mayoría de los casos se opta por idealizar el comportamiento dinámico del suelo, que usualmente se representa mediante valores del Módulo de Corte (G), del amortiguamiento (D) y del coeficiente de Poisson (υ).

La experiencia ha demostrado que el comportamiento del terreno frente a acciones dinámicas es **no lineal**; así para bajos niveles de deformación el suelo tiene un alto Módulo de Corte y un bajo amortiguamiento mientras que para niveles de deformación altos la no linealidad de su comportamiento es más acusada alcanzando bajos valores del Módulo de Corte pero altos valores de amortiguamiento.

Para estudios preliminares se pueden aproximar las propiedades dinámicas del suelo a partir de datos ya publicados sobre el carácter no lineal, Módulo de Corte en función de la deformación angular y propiedades de amortiguamiento para suelos cohesivos y no cohesivos. Para evaluar estos datos ya existentes a menudo es preciso deducir los valores de G y γ a partir del Módulo de Young, E, y de la deformación vertical, ϵ_v, mediante la teoría de la Elasticidad:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$\gamma = (1 + \nu)\epsilon_v$$

donde υ es el coeficiente de Poisson.

Puesto que el comportamiento del suelo depende de la deformación, los módulos de corte y valores de amortiguamiento anteriores han sido obtenidos en relación a una única deformación vertical (ϵ_v) o angular (γ) que, para las propiedades lineales equivalentes, que se definirán más adelante, corresponden a los valores medidos desde el origen hasta la máxima deformación.

El coeficiente de Poisson puede ser evaluado a partir de los resultados de ensayos

geofísicos mediante la siguiente expresión:

$$\nu = \frac{(\frac{V_p}{V_s})^2 - 2}{2(\frac{V_p}{V_s})^2 - 2}$$

donde "V_p "y "V_s "son las velocidades de las ondas de Compresión y de Corte respectivamente.

Como ya hemos comentado, las propiedades dinámicas del suelo están influidas por el nivel de deformación inducida, en nuestro caso, por el terremoto y, por tanto, la determinación del comportamiento tensión-deformación es complicado ya que no es posible abarcar todo el rango de deformaciones angulares ni mediante ensayos de campo ni mediante ensayos de laboratorio. Así pues, antes de emplear datos experimentales será preciso conocer las características de los procedimientos de ensayo y los niveles de deformación que cada ensayo representa. Otro inconveniente para la determinación de las características dinámicas del terreno es que los resultados obtenidos a partir de diferentes procedimientos de ensayo no son fáciles de relacionar, especialmente para un amplio rango de niveles de deformación.

Dada la dificultad existente para la determinación de la ley tensión-deformación se recurre a idealizar el comportamiento dinámico del suelo. Para ello se parte del hecho conocido de que durante fuertes sacudidas sísmicas el terreno responde como un material NO LINEAL y tiene un comportamiento tensión-deformación histerético, como se indica en la figura 4.6.1.

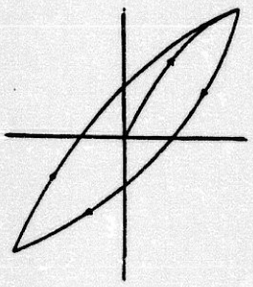


Figura 4.6.1

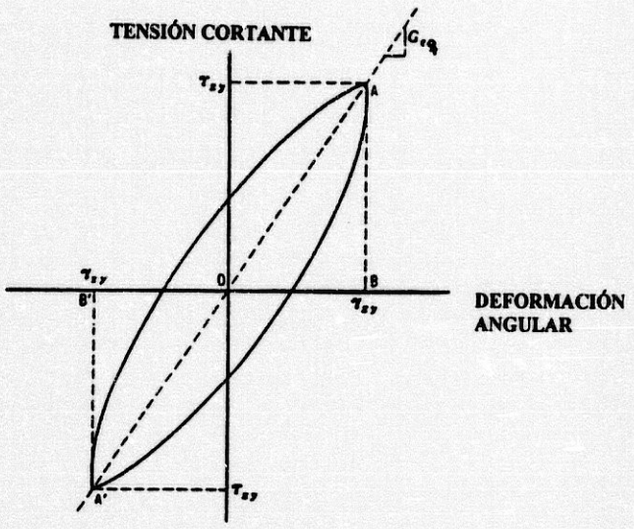


Figura 4.6.2

Ahora bien, en análisis dinámico, para modelizar adecuadamente el comportamiento del terreno la técnica analítica empleada ha de ser capaz de tener en cuenta el carácter histerético y la variación de las características del suelo con la deformación. Esto puede ser realizado empleando la curva de la figura (4.6.2), que representa al *sistema lineal equivalente*. Esta técnica de linealización para suelos fue propuesta por Seed e Idriss para determinar la respuesta del terreno frente a fuertes sacudidas. En esta metodología se determina un Módulo de Corte equivalente, G_{eq} y un factor de amortiguamiento equivalente, λ , de modo que estas propiedades del suelo pueden ser empleadas en un análisis lineal elástico. Los parámetros equivalentes anteriores se pueden determinar a partir de la curva de histéresis deducida de ensayos de laboratorio de muestras representativas del depósito de suelo, ya que:

a) el **Módulo de Corte equivalente** se supone el correspondiente a la cuerda que conecta los puntos extremos de la curva de histéresis, y

b) el **amortiguamiento equivalente** se puede obtener, como propuso Jacobsen, a partir de la expresión:

$$\lambda = \frac{1}{2\pi}\frac{\Delta W}{W}$$

siendo "ΔW" la energía total disipada por ciclo (representada por el área de la curva de histeresis) y W es el área de los triángulos OAB y OA'B' que representan la capacidad de trabajo por ciclo.

A continuación, se exponen las expresiones del módulo de rigidez y del amortiguamiento utilizadas normalmente en suelos granulares, por ser éstos los considerados en esta tesis.

4.7.- VALORES DEL MÓDULO DINÁMICO PARA SUELOS GRANULARES.-

Seed-Idriss y Hardin-Drnevich resumieron los factores que afectan al Módulo de Corte y al amortiguamiento del suelo y propusieron expresiones para la determinación de estas propiedades; además, dedujeron relaciones para determinar el máximo Módulo de Corte (en deformación nula esencialmente) y las variaciones del módulo con la deformación para todo tipo de suelos.

Existe disconformidad entre muchos de los artículos publicados sobre el comportamiento dinámico de las arcillas y, por tanto, sólo se deben de aplicar las ecuaciones a arenas, para las que los resultados publicados son válidos.

La expresión para evaluar el Módulo de Corte máximo es:

$$G_{max} = \frac{14{,}760(2{,}973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\bar{\sigma}_m)^{1/2} \qquad (4.7.1)$$

donde "$G_{máx}$" es el Módulo de Corte máximo en pounds/foot2; "e" es el índice de huecos; "OCR" es el coeficiente de superconsolidación (definido como la relación entre la presión vertical efectiva de sobrecarga existente en el pasado y la presión vertical efectiva de sobrecarga actual); "a" es un parámetro que para arenas no elásticas es "0" y "σ_m" es la tensión principal efectiva en pounds/foot2. El valor del Módulo de Corte, "G", y el nivel de deformación angular, "γ", se evalúan a partir de las relaciones:

$$G = \frac{G_{máx}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \qquad (4.7.2)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{máx}}{G_{máx}} \qquad (4.7.3)$$

donde:

$$\tau_{max} = \{ [\frac{1 + k_0}{2} (\sigma_v \operatorname{sen} \bar{\phi} + \bar{c} \cos \bar{\phi})]^2 - [\frac{1 - k_0}{2} \bar{\sigma}_v]^2 \} \qquad (4.7.4)$$

siendo "k_0" el coeficiente de empuje lateral en reposo, "σ_v" la tensión vertical efectiva y, "c" y "ϕ" los parámetros de fuerza en términos de la tensión efectiva.

La ecuación (4.7.1) se puede simplificar si tenemos en cuenta que, como ha sido ampliamente demostrado, los valores del módulo para arenas están muy influenciados por la presión de confinamiento, la amplitud de deformación y el índice de huecos pero no de modo significativo por el tamaño del grano. De modo general se ha determinado que el Módulo de Corte y la presión de confinamiento están relacionados por la ecuación:

$$G = 1{,}000\ k_2\ \bar{\sigma}_m^{1/2} \qquad (4.7.5)$$

de modo que la influencia del índice de huecos y la amplitud de deformación se pueden expresar a través de su influencia en el parámetro "k_2".

En la figura 4.7.1 se representan las ecuaciones de Hardin y Drnevich en función del índice de huecos del suelo.

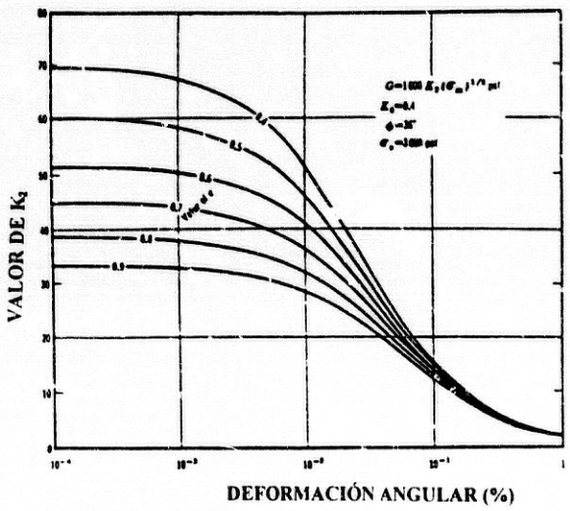


Figura 4.7.1: Módulo de Corte para arenas para diferentes índices de huecos.(Seed e Idriss, 1970. A partir de en las expresiones de Hardin-Drnevich)

4.8.- VALORES DE AMORTIGUAMIENTO PARA SUELOS GRANULARES.-

Hardin y Drnecich presentaron relaciones similares a las anteriores para la evaluación del factor de amortiguamiento que, como demostraron, es independiente de la densidad del terreno. El factor de amortiguamiento, "λ" , al nivel de deformación "γ", se determina por:

$$\lambda = \frac{\lambda_{máx}\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

donde "λ_{max}" es el factor de amortiguamiento máximo, correspondiente a deformaciones muy grandes.

Para arenas limpias no cementadas, este factor de amortiguamiento máximo (en porcentaje) es evaluado mediante la expresión:

$$\lambda_{máx} = D - 1{,}5 \log N$$

donde "D" es 33% para arenas limpias secas y 28% para arenas limpias saturadas y "N" es el número de ciclos. En el caso de suelos cohesivos saturados (normalmente consolidados y superconsolidados) "λ_{max} " se determina por:

$$\lambda_{máx} = 31 - (3 + 0{,}03f)\,\bar{\sigma}_m^{1/2} + 1{,}5 f^{1/2} - 1{,}5 \log N$$

donde "f" es la frecuencia de la carga cíclica aplicada en ciclos por segundo y "σ_m " es la tensión principal efectiva en Kg/cm2.

En la figura 4.8.1 se representan los valores deducidos de algunos ensayos publicados que pueden ser usados como primera aproximación de los valores de amortiguamiento para suelos granulares.

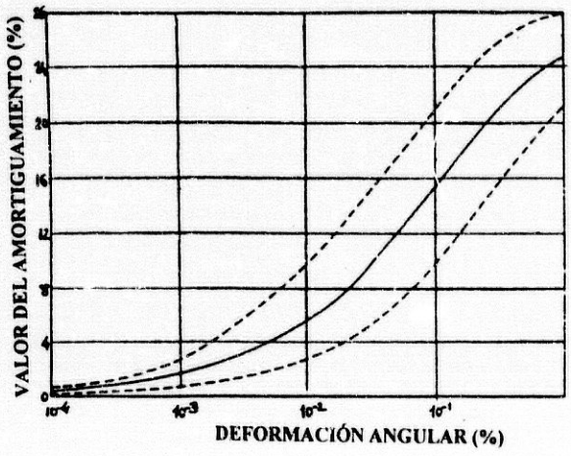


Figura 4.8.1: Valores típicos del factor de amortiguamiento para arenas.(Seed e Idriss, 1970).

5.- CÁLCULO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CON EL CÓDIGO "FLUSH".

5.1.- Introducción.

5.2.- Método de cálculo.

5.2.1.- Descripción.
5.2.2.- Distribución de la masa.
5.2.3.- Rigidez y amortiguamiento.
5.2.4.- Movimientos en campo libre.

5.3.- Procedimiento numérico de cálculo.

5.3.1.- El método de respuesta compleja.
5.3.2.- El dominio de la frecuencia.
5.3.3.- El método lineal equivalente.
5.3.4.- Amplitudes efectivas de la deformación angular.

5.-CÁLCULO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA CON EL CÓDIGO FLUSH.

5.1.- INTRODUCCIÓN.

El Código " FLUSH" fue programado en 1975 por J. Lysmer et al. y es un programa de Elementos Finitos que resuelve los problemas de interacción suelo-estructura aplicando el método de respuesta compleja, que más adelante se detallará.

Este programa dispone, entre otras cosas, de elementos viga y permite la introducción de contornos transmisores, que absorben cualquier efecto de onda procedente de la estructura y permiten simular los efectos de extensos depósitos de suelos. Por tanto, las dimensiones de la malla de elementos finitos pueden ser reducidas drásticamente si se consideran contornos transmisores en los extremos del modelo, tal y como se indica en la figura 5.1, habiéndose comprobado que los resultados obtenidos a partir de este modelo son prácticamente los mismos que los obtenidos estudiando la malla extendida.

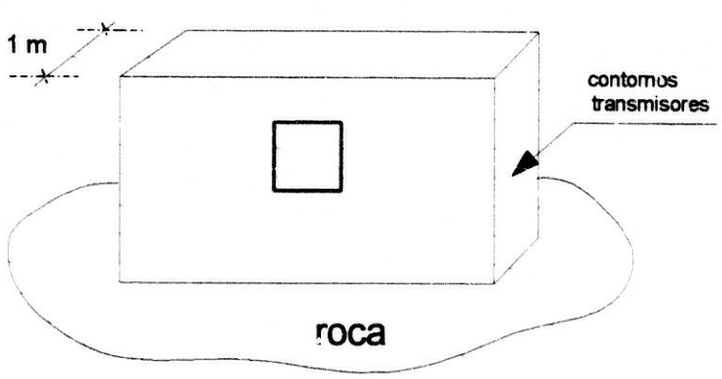


Figura 5.1

A continuación se hace una breve descripción del programa, que ha sido empleado en esta tesis para realizar análisis dinámicos completos, en deformación plana, de modelos suelo-estructura cuando éstos se ven sometidos a la acción del cuerpo de ondas de propagación vertical.

Tradicionalmente, el análisis de los efectos de interacción suelo-estructura se ha venido llevando a cabo por dos procedimientos bien distintos:

1.- realizando un **análisis completo de interacción**, considerando la variación de los movimientos en la estructura y en el suelo circundante, o

2.- mediante un **análisis inercial**, en el que los movimientos del suelo adyacente se suponen constantes en todos los puntos situados por encima del plano de cimentación de la estructura.

Ahora bien, el efecto de interacción es distinto en el caso de estructuras superficiales que en el de estructuras enterradas, así:

Para **estructuras superficiales**, la distribución de los movimientos de campo libre del suelo situado por debajo del plano de cimentación no influye en la respuesta de la estructura y, por tanto, se obtienen buenos resultados por cualquiera de los dos métodos anteriores.

En el caso de **estructuras enterradas**, para evaluar adecuadamente las respuestas de suelo y estructura es esencial considerar la variación de los movimientos del terreno con la profundidad. Actualmente, estos efectos son tenidos en cuenta realizando el análisis mediante EF y, en pro de este proceder, recientes observaciones de campo han demostrado que las evaluaciones de la respuesta obtenidas a partir del análisis de interacción suelo-estructura por el Método de Elementos Finitos se ajustan bastante a las medidas realizadas.

Ahora bien, la experiencia ha demostrado que existen una serie de requerimientos básicos para que el procedimiento analítico empleado proporcione la suficiente aproximación. Estos requerimientos son:

1.- se ha de considerar la variación de las características del suelo con la profundidad.

2.- se han de considerar el carácter no lineal de las características del suelo y la absorción de energía por éste.

3.- para el caso de estructuras enterradas se ha de considerar la variación del movimiento del suelo con la profundidad.

4.- el análisis debe de ser capaz de considerar los efectos de estructuras adyacentes, si las hubiera.

El programa FLUSH dispone de dos métodos analíticos de aproximación de la respuesta sísmica de una estructura:

1.- A partir del movimiento control especificado en algún punto del perfil de suelo en condiciones de campo libre y mediante una teoría de amplificación unidimensional (Schnabel et al., 1972) es posible, mediante un proceso de deconvolución, determinar los movimientos correspondientes a cualquier profundidad (p.e. en la interfase suelo-roca). Este último movimiento se considerará el input de un modelo de Elementos Finitos del sistema suelo-estructura y, a partir de él, se calculará la respuesta del sistema.

2.- Otro método consiste en calcular las Funciones de Transferencia que relacionan el movimiento y las fuerzas, en cada punto del suelo o de la estructura, con el input sísmico definido en la superficie del terreno a suficiente distancia de la estructura (Kausel, 1974).

En los dos casos el análisis ha de ser ITERATIVO para considerar la variación de las características **no lineales** del suelo con la deformación (Seed e Idriss, 1967; Schnabel et al., 1972). En cada una de las iteraciones el análisis es lineal pero las propiedades del suelo son ajustadas en cada iteración hasta que las deformaciones calculadas sean compatibles con las propiedades del suelo empleadas en el análisis.

Con objeto de mantener el factor de amortiguamiento dentro de los valores deseados el programa FLUSH emplea el *método de análisis de respuesta compleja*.

5.2.- MÉTODO DE CÁLCULO

5.2.1.- DESCRIPCIÓN.-

El procedimiento analítico que emplea el programa FLUSH es esencialmente bidimensional y la ecuación del movimiento se puede escribir como:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -\{m\}\ddot{y} - \{V\} + \{F\} - \{T\} \qquad (5.2.1.1)$$

siendo:

- {u} desplazamiento nodal respecto de la base rígida.
- [M] matriz de masas de un estrato de espesor unidad en estado de deformación plana.
- [K] matriz de rigidez de un estrato de espesor unidad en estado de deformación plana. (El amortiguamiento del material se tiene en cuenta formando [K] a partir del módulo complejo).
- {m} vector que relaciona [M] con la aceleración de la base rígida, ÿ.
- {V} fuerzas originadas a partir de los contornos viscosos en el plano definido por del estrato:

$$\{V\} = \frac{1}{L}[C](\{\dot{u}\} - \{\dot{u}\}_f) \qquad (5.2.1.2)$$

donde:

- L es el espesor del estrato, en dirección perpendicular al plano del modelo
- [C] es una matriz diagonal que depende de las propiedades en campo libre, y
- $\{u\}_f$ son las velocidades en campo libre, conocidas.

{F} son las fuerzas actuantes en los extremos del estrato. Actúan en un plano vertical en campo libre y no implican transmisión horizontal de energía de onda:

$$\{F\} = [G]\ \{u\}_f \qquad (5.2.1.3)$$

donde [G] es una matriz de rigidez independiente de la frecuencia, formada a partir del módulo complejo en campo libre.

Las fuerzas relacionadas con la transmisión de energía son:

$$\{T\} = ([R] + [L])(\{u\} - \{u\}_f) \qquad (5.2.1.4)$$

en la ecuación anterior [R] y [L] son matrices de rigidez en el contorno (introducidas por Lysmer y Drake -1972- and Waas -1972-), dependientes de la frecuencia, que representan el efecto dinámico exacto del sistema de suelo viscoelástico semiinfinito a ambos extremos del modelo.

Admitiendo que el input puede escribirse como una suma finita de armónicos (serie de Fourier truncada), tenemos que:

$$\ddot{y}(t) = Re\sum \ddot{y}_s \exp(iw_s t) \qquad (5.2.1.5)$$

siendo "N" el número de puntos del input digitalizados.

La suposición anterior implica que la respuesta puede también ser escrita como una serie de Fourier:

$$\{u\} = Re\sum \{U\}_s \exp(iw_s t) \qquad (5.2.1.6)$$

$$\{u\}_f = Re\sum \{U_f\}_s \exp(iw_s t) \qquad (5.2.1.7)$$

sustituyendo las ecuaciones de la (5.2.1.2) a la (5.2.1.7) en la ec. (5.2.1.1) obtenemos:

$$([K] + [R]_s + [L]_s + \frac{iw_s}{L}[C] - w_s^2[M])\{U\}_s =$$
$$= -[m]\ddot{y}_s + ([G] + [R]_s + [L]_s + \frac{iw_s}{L}[C])\{U_f\}_s \qquad (5.2.1.8)$$

que constituye una serie de ecuaciones lineales que determinan las amplitudes de desplazamiento $\{U\}_s$ para cada frecuencia "w_s", s = 0,1,2,...,N/2. Estas ecuaciones pueden resolverse mediante un proceso de eliminación Gaussiana y los desplazamientos en el dominio del tiempo se obtienen de la ec. (5.2.1.6) mediante la Transformada Inversa de Fourier.

5.2.2.- DISTRIBUCIÓN DE LA MASA

La matriz de masas empleada por el programa FLUSH para los elementos de suelo y para campo libre es el promedio entre la matriz de masas consistentes y la matriz de masas concentradas.

Para los elementos viga, que definen el contorno del túenl, emplea la matriz de masas consistentes, que incluye los efectos inerciales debidos a los grados de libertad rotacionales.

Además de las masas uniformemente distribuidas, el modelo puede incluir masas concentradas en los nodos. En nodos rotacionales estas masas concentradas serán inercias a rotación.

5.2.3.- RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO

Para la construcción de las matrices de la ecuación (5.2.1.8) se ha empleado el módulo de corte complejo, definido como:

$$G^* = G(1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}) \approx Ge^{2i\beta} \qquad (5.2.3.1)$$

siendo "β" la fracción de amortiguamiento crítico que puede variar de un elemento a otro.

El programa FLUSH dispone, además, de una opción para simular análisis modal empleando el mismo amortiguamiento en todos los elementos.

El coeficiente de Poisson se supone real, lo que implica que las ondas "P" y "S" tienen el mismo factor de atenuación. Esta hipótesis no es fisicamente correcta pero es la mejor que se puede hacer teniendo en cuenta el estado actual del conocimiento sobre la propagación de ondas en suelos.

5.2.4.- MOVIMIENTO EN CAMPO LIBRE: $\{u\}_f$

El programa FLUSH supone el campo libre constituido por estratos de suelo horizontales que son excitados por ondas P y S que se propagan verticalmente. Puesto que todos los puntos situados a un mismo nivel tienen idénticos movimientos, el programa realiza los cálculos considerando una única columna de elementos.

El cálculo es llevado a cabo en el dominio de la frecuencia en función de las amplitudes correspondientes a campo libre:

$$\{U_f\}_s = \{A_f\}_s \, \ddot{y}_s \quad ; \; s = 0,1,2,\ldots,\frac{N}{2} \tag{5.2.4.1}$$

donde $\{A_f\}_s$ es un vector que contiene los valores de amplificación de los desplazamientos del estrato en relación con la aceleración de la base rígida.

El proceso de deconvolución consiste en obtener las aceleraciones de la base rígida a partir de la inversa de la ecuación (5.2.4.1), de forma que:

$$\ddot{y}_s = \frac{U_{js}}{A_{js}} \quad ; \quad s = 0,1,2,\ldots,\frac{N}{2} \tag{5.2.4.2}$$

siendo U_{js} y A_{js} las componentes j-ésimas de $\{U_f\}_s$ y $\{A_f\}_s$ respectivamente, siendo "j" el estrato de suelo en el que se ha especificado el input.

5.3.- PROCEDIMIENTO NUMÉRICO DE CÁLCULO

5.3.1.- EL MÉTODO DE RESPUESTA COMPLEJA.-

Sustituyendo el valor obtenido de la ecuación (5.2.4.1) en la (5.2.1.8) obtenemos la nueva ecuación del movimiento:

$$[K]_s \{U\}_s = \{P\}_s \ddot{y}_s \qquad (5.3.1.1)$$

donde:

$[K]_s$ es la matriz de rigidez dependiente de la frecuencia, y

$$[K]_s = [K] + [R]_s + [L]_s + \frac{i\omega_s}{L}[C] - \omega_s^2 [M] \qquad (5.3.1.2)$$

$\{P\}_s$ es el vector de carga correspondiente a un mov. unidad de la base rígida ($\ddot{y}_s = 1$).

$$\{P\}_s = ([G] + [R]_s + [L]_s + \frac{i\omega_s}{L}[C])\{A_f\}_s - \{m\} \qquad (5.3.1.3)$$

En todas las ecuaciones anteriores el subíndice "s" indica dependencia de la frecuencia y las matrices de rigidez y de amortiguamiento se constituyen a partir del Módulo Complejo para simular el amortiguamiento viscoso.

El sistema de ecuaciones lineales de la ecuación (5.3.1.1) puede resolverse directamente. No obstante, es conveniente primero determinar la solución de:

$$[K]_s + \{A\}_s = \{P\}_s \qquad (5.3.1.4)$$

donde $\{A\}_s$ es la respuesta correspondiente a un movimiento unidad de la base rígida. Puesto que $[K]_s$ y $\{P\}$ dependen de la frecuencia, las componentes de $_s\{A\}$ (llamadas **Funciones de Amplificación**) dependerán también de "ω". Una vez conocidas las Funciones de Amplificación, la respuesta completa se obtiene a partir de la ec. (5.2.1.6):

$$\{u\} = Re \sum \{A_s\} \ddot{y}_s \exp(i\omega_s t) \quad ; s = 1,2,...,\frac{N}{2} \qquad (5.3.1.5)$$

que puede ser evaluada mediante el algoritmo de la Transformada Inversa de Fourier.

Como una aceleración constante no es realísta, el programa FLUSH ignora el primertérmino de la ec. (5.2.4.2).

5.3.2.- EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA.-

Las frecuencias para las que las Funciones de Amplificación han sido determinadas están definidas por:

$$\omega_s = 2\pi \nu_s \; ; \quad \nu_s(Hz) = \frac{s}{T} \; ; \quad s = 1,2,\ldots,\frac{N}{2} \qquad (5.3.2.1)$$

siendo "T" la duración total del input sísmico.

Puesto que el movimiento definido por la ec. (5.2.1.5) es periódico, con un periodo T = N*Δt, para introducir seísmos de duración finita en el programa FLUSH se recurre a introducir una "zona de reposo" al final de cada ciclo de modo que se permita que los amortiguamientos por radiación y viscoso atenúen la respuesta de un ciclo antes de que comience el siguiente. Ahora bien, como en los suelos el amortiguamiento es elevado, la "zona de reposo" no necesita ser más que de unos pocos segundos.

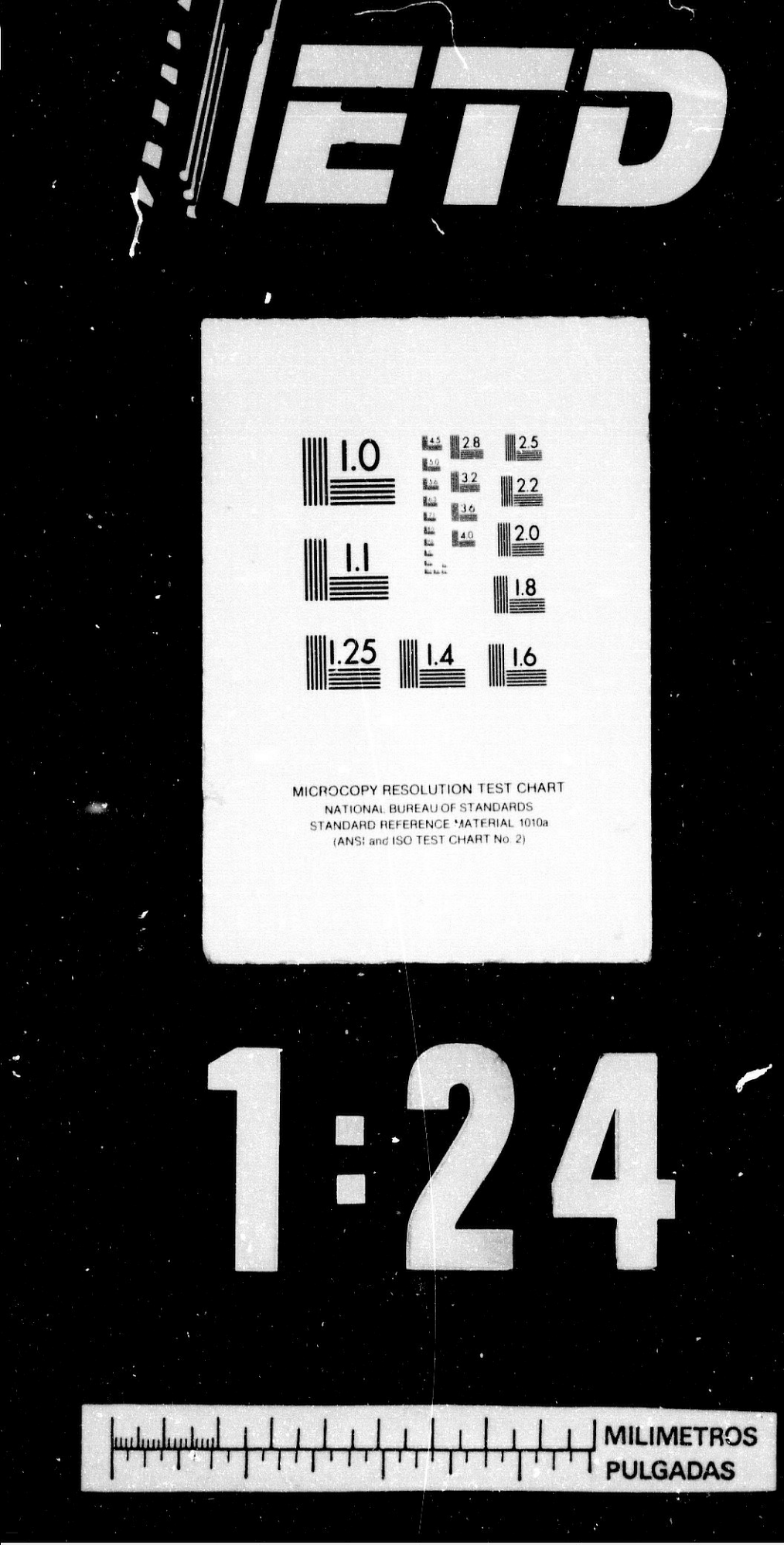
El valor de la frecuencia más elevada del input considerado por el programa FLUSH es:

$$\nu_{\frac{N}{2}} = \frac{\frac{N}{2}}{T} = \frac{\frac{N}{2}}{N\,\Delta t} = \frac{1}{2\,\Delta t} \qquad (5.3.2.2)$$

5.3.3.- EL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE.-

El procedimiento de cálculco anteriormente expuesto hace un amplio uso del **principio de superposición** y es, por tanto, estrictamente hablando, sólo aplicable a sistemas viscoelásticos lineales. Sin embargo, las grandes deformaciones angulares que se originan en los suelos durante las fuertes sacudidas sísmicas introducen importantes efectos no lineales y se han de emplear métodos capaces de tenerlos en cuenta. Seed and Idriss (1969) solucionaron este inconveniente definiendo el Método Lineal Equivalente. Mediante este método es posible obtener una solución no lineal aproximada a partir de un análisis lineal imponiendo que la rigidez y el amortiguamiento usados en el análisis sean compatibles con las amplitudes de deformación angular efectiva en todos los puntos del sistema. Seed and Idriss (1970) publicaron datos (**"curvas del material"**) sobre las propiedades de suelos compatibles con la deformación para arenas y arcillas .

Partiendo, para cada elemento del modelo de EF, de unos valores de amortiguamiento y de Módulo de Corte el FLUSH realiza un análisis del sistema y determina los valores máximos de la deformación angular en función del tiempo. A partir de estos datos del programa determina las amplitudes de deformación angular efectivas en uno de los elementos del modelo y consulta las **curvas de material** para comprobar si el nivel de deformaciones es compatible con los valores del Módulo de Corte (G) y el amortiguamiento empleados para la evaluación de la respuesta. Si las propiedades del suelo no son compatibles, de las curvas se obtienen valores mejorados del Módulo de Corte y del amortiguamiento para la siguiente iteración y se repite el proceso hasta que se logre la convergencia. La respuesta correspondiente a la última iteración se considera la **respuesta no lineal.**


IETD
1.0
1.1
1.25
1.4
1.6
2.8
3.2
3.6
4.0
2.5
2.2
2.0
1.8
MICROCOPY RESOLUTION TEST CHART
NATIONAL BUREAU OF STANDARDS
STANDARD REFERENCE MATERIAL 1010a
(ANSI and ISO TEST CHART No. 2)
1:24
MILIMETROS
PULGADAS

5.3.3.- EL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE.-

El procedimiento de cálculco anteriormente expuesto hace un amplio uso del **principio de superposición** y es, por tanto, estrictamente hablando, sólo aplicable a sistemas viscoelásticos lineales. Sin embargo, las grandes deformaciones angulares que se originan en los suelos durante las fuertes sacudidas sísmicas introducen importantes efectos no lineales y se han de emplear métodos capaces de tenerlos en cuenta. Seed and Idriss (1969) solucionaron este inconveniente definiendo el Método Lineal Equivalente. Mediante este método es posible obtener una solución no lineal aproximada a partir de un análisis lineal imponiendo que la rigidez y el amortiguamiento usados en el análisis sean compatibles con las amplitudes de deformación angular efectiva en todos los puntos del sistema. Seed and Idriss (1970) publicaron datos (**"curvas del material"**) sobre las propiedades de suelos compatibles con la deformación para arenas y arcillas.

Partiendo, para cada elemento del modelo de EF, de unos valores de amortiguamiento y de Módulo de Corte el FLUSH realiza un análisis del sistema y determina los valores máximos de la deformación angular en función del tiempo. A partir de estos datos del programa determina las amplitudes de deformación angular efectivas en uno de los elementos del modelo y consulta las **curvas de material** para comprobar si el nivel de deformaciones es compatible con los valores del Módulo de Corte (G) y el amortiguamiento empleados para la evaluación de la respuesta. Si las propiedades del suelo no son compatibles, de las curvas se obtienen valores mejorados del Módulo de Corte y del amortiguamiento para la siguiente iteración y se repite el proceso hasta que se logre la convergencia. La respuesta correspondiente a la última iteración se considera la **respuesta no lineal.**

5.3.4.- AMPLITUDES EFECTIVAS DE LA DEFORMACIÓN ANGULAR.-

Las amplitudes efectivas de la deformación angular empleadas en el Método Lineal Equivalente se obtienen a partir de la fórmula empírica:

$$\gamma_{efect} = 0.65\, máx_t \mid \gamma_{max} \mid \qquad (5.3.4.1)$$

El valor de la máxima deformación angular ($\gamma_{máx}$) puede ser obtenido por el programa FLUSH por uno de los dos procedimientos siguientes:

1.- Cálculo y transpaso del dominio de la frecuencia al dominio del tiempo de la historia de las máximas deformaciones angulares para cada elemento del modelo. Este procedimiento emplea mucho tiempo de computación.

2.- Estimación de la máxima deformación angular mediante el procedimiento de la raiz media cuadrada (RMS) en el dominio de la frecuencia. Este segundo procedimiento es mucho menos costoso.

La RMS (Raiz media cuadrática) de una función de periodo T se define como:

$$RMS^2(f) = \frac{1}{T}\int_0^T f^2(t)\,dt \qquad (5.3.4.2)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\gamma_{max}^2 = (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2$$

$$RMS^2(\gamma_{max}) = RMS^2(\varepsilon_x - \varepsilon_y) + RMS^2(\gamma_{xy}) = \frac{1}{2}\sum_{s=0}^{N/2}(|E_s|^2 + |F_s|^2) \qquad (5.3.4.3)$$

siendo "E_s" y "Γ_s" las amplitudes complejas de "$(\epsilon_x-\epsilon_y)$" y "γ_{xy}", respectivamente. El valor de estas amplitudes se deduce fácilmente a partir de las amplitudes de desplazamiento $\{U\}_s$ en el dominio de la frecuencia.

La máxima deformación por cortante es estimada a partir de la ecuación:

$$máx_t | \gamma_{máx} | \approx c * RMS(\gamma_{máx}) \quad ; \; c = \frac{máx_t | \ddot{y}(t) |}{RMS(\ddot{y})} \tag{5.3.4.4}$$

(*donde $\ddot{y}$ es la aceleración del input*)

La expresión anterior, que es la utiliza el programa FLUSH, parece razonable ya que las deformaciones son esencialmente proporcionales a las aceleraciones sísmicas.

Sustituyendo en la ecuación (5.3.4.1) se obtiene la siguiente expresión para la deformación efectiva:

$$\gamma_{efect} \approx 0{,}65 \frac{RMS(\gamma_{máx})}{RMS(\ddot{y})} * máx_t | \ddot{y}(t) | \tag{5.3.4.5}$$

donde los valores RMS son evaluados en el dominio de la frecuencia.

6.- ANÁLISIS SÍSMICO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.-

6.1.- Introducción.

6.2.- Análisis modal.

6.2.1.- Modelos adoptados.

6.2.1.1.- Introducción.
6.2.1.2.- Movimiento horizontal.
6.2.1.3.- Movimiento vertical.
6.2.1.4.- Influencia de la estructura enterrada en los modos de vibración.

6.2.2.- Determinación de las distancias de influencia.

6.2.2.1.- Distancias de influencia para mov. horizontal.
6.2.2.2.- Distancias de influencia para mov. vertical.
6.2.2.3.- Comentarios a las gráficas "d"-"E".

6.3.- Análisis modal espectral.

6.4.- Análisis espectral. Importancia del efecto de interacción suelo-estructura.

6.5.- Input sísmico.

6.6.- Propiedades dinámicas del terreno.

6.7.- Método simplificado propuesto.

6.7.1.- Movimiento horizontal: inducido por la propagación vertical de las ondas "S".

6.7.1.1.- Análisis dinámico.
6.7.1.2.- Análisis estático.

6.7.2.- Movimiento vertical: inducido por la propagación vertical de las ondas "P".

6.7.2.1.- Análisis dinámico.
6.7.2.2.- Análisis estático.

6.8.- Verificación de la metodología propuesta.

6.8.1.- Movimiento horizontal: inducido por la propagación vertical de las ondas "S".

6.8.1.1.- Funciones de Transferencia
6.8.1.2.- Leyes de esfuerzos.
6.8.1.3.- Introducción de tensiones en campo libre.

6.8.2.- Movimiento vertical: inducido por la propagación vertical de las ondas P.

6.8.2.1.- Leyes de esfuerzos.
6.8.2.2.- Influencia de "d" en los resultados.
6.8.2.3.- Imposición de desplazamientos dentro de la masa de suelo.

6.9.- Conclusiones

6.- CÁLCULO SÍSMICO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS.-

6.1.- INTRODUCCIÓN.-

Las estructuras enterradas están sometidas a la acción de las distintas ondas sísmicas que se propagan a través de la masa de suelo cuando se produce un terremoto y, como vimos, los desplazamientos que sufren los puntos de la estructura generan un estado de tensiones en ella que ha de ser tenido en cuenta a la hora del diseño. El fenómeno se puede estudiar empleando una malla de Elementos Finitos tridimensional, modelizando el sistema suelo-estructura e introduciendo contornos transmisores que permitan modelar adecuadamente la estructura y el suelo circundante. Este análisis numérico completo ha de llevarse a cabo fuera del dominio del tiempo para tener en cuenta el comportamiento no lineal del suelo. El inconveniente de este método es que requiere demasiado esfuerzo computacional.

Para facilitar el análisis, Constantopoulos et al. (1979) desarrollaron una metodología simplificada basada en el hecho de que los movimientos del túnel son similares a los del suelo circundante de modo que el fenómeno de interacción suelo-túnel puede dejar de ser tenido en cuenta puesto que la mayor parte de la energía de vibración del túnel es radiada lejos por las ondas elásticas del suelo. La principal característica de esta metodología es que el análisis que se ha de realizar es estático, estando el modelo sometido a una serie de cargas que equivalen a las acciones dinámicas. Este método fue extendido a otro tipo de estructuras por Navarro en 1992.

Constantopoulos lleva a cabo dos tipos de análisis: longitudinal y transversal. En el primero el túnel se modelizó como una viga elástica conectada mediante muelles al suelo circundante; en este caso se consideran las ondas Love y las Rayleigh. Para el análisis transversal consideró una sección del túnel sometida a unas presiones sobre sus muros obtenidas de las tensiones en el suelo circundante, cuando el campo libre es sometido a la misma acción dinámica; las ondas consideradas en este caso son las de Compresión y las de Corte propagándose verticalmente y las componentes de las ondas Rayleigh que viajan horizontal y perpendicularmente al eje longitudinal de la estructura.

Frente a cargas transversales, Constantopoulos concluye que es posible proyectar un túnel a partir de las tensiones dinámicas en campo libre empleando una solución estática por Elementos Finitos.

Como vimos, a la hora de proyectar túneles sometidos a acciones sísmicas es preciso conocer las fuerzas debidas a cada una de las ondas sísmicas. En este trabajo se considerarán ondas P y S de propagación vertical y se planteará una metodología para determinar los esfuerzos en el marco de estructuras enterradas basada, como la de Constantopoulos, en el empleo de modelos estáticos a los que se le imponen los movimientos de suelo deducidos del campo libre.

Para verificar la metodología propuesta se analizan estratos de 12, 16 y 20 m de potencia apoyados sobre roca, en los que se encuentra ubicado un túnel de sección cuadrada de 2, 3, 4 y 5 m de lado. El modelo suelo-estructura se ha sometido a la acción de acelerogramas horizontales y verticales respectivamente, compatibles con el espectro propuesto por la R.G. 1.60), que han sido definidos tanto en superficie como en el contacto suelo-roca, para tener en cuenta los efectos de amplificación del estrato, y que se han escalado entre 0.10 g y 0.20 g (para el caso horizontal) y entre 2/3*0.10 g y 2/3*0.20 g (para el caso vertical).

El material que constituye el estrato se ha supuesto granular con coeficiente de Poison $\nu = 0.4$, peso específico γ=2 ton/m3 y módulos de elasticidad que varían entre 30 y 700 Mpa.

6.2.- ANÁLISIS MODAL.-

6.2.1.- MODELOS ADOPTADOS .-

6.2.1.1.- INTRODUCCIÓN.-

El primer paso a dar en esta tesis será determinar las frecuencias y modos de vibración de un modelo suelo-estructura; para ello emplearemos una malla de Elementos Finitos bidimensional y estudiaremos un estado de deformación plana. El borde inferior del modelo se supone fijo, estando el estrato de relleno apoyado sobre roca, con un Módulo de Elasticidad mucho mayor que el del suelo. En el centro del modelo, y a distintas profundidades, consideraremos enterrado un túnel cuadrado de lados 2, 3, 4 ó 5 m. El estrato de relleno se ha modelizado mediante elementos rectangulares de 4 nodos con 2 g.d.l. por nodo y para definir el marco del túnel se han empleado elementos viga, con canto igual a 1/10 del lado del túnel, para cada uno de los casos analizados. Con objeto de obtener los desplazamientos modales con la máxima exactitud se suprimen los modos incompatibles.

Antes de llevar a cabo el análisis de los modos de vibración asociados a los distintos modelos suelo-estructura (6.2.1.2 y 6.2.1.3) es interesante valorar la influencia que la presencia de la estructura enterrada tiene en el valor de las frecuencias modales. Para cuantificar esta influencia se han estudiado las frecuencias asociadas a los 8 primeros modos de vibración de los modelos representados en las figuras 6.1 a 6.3, constituidos por un estrato de 16 m de relleno granular, con un Módulo de Elasticidad de 150 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.40, en el que a su vez consideraremos enterrado un túnel de 4 m de lado, a una profundidad de 6 m.

Como se indica en las figuras correspondientes, todos los nodos del modelo 6.1 tienen posibilidad de movimiento en el plano del dibujo, mientras que los nodos laterales de los modelos 6.2 y 6.3 tienen impedido el movimiento vertical y horizontal, respectivamente.

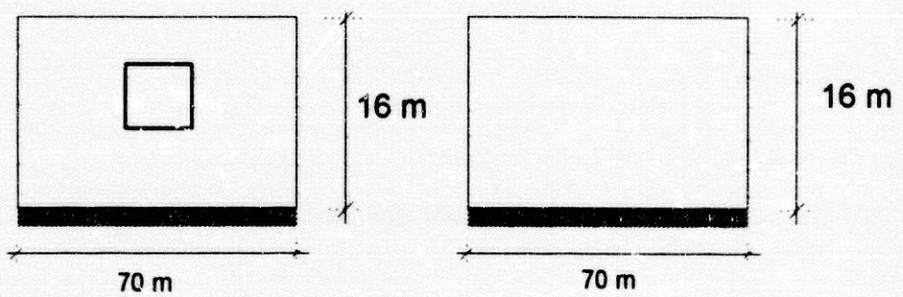


Figura 6.1: H= 16 m; p= 6 m; l= 4 m; E=150 Mpa;v=0.40; bordes libres

Las frecuencias asociadas a los modelos de la figura 6.1 son:

Modo	Frec.(Hz) modelo suelo-tunel	Frec. (Hz) para campo libre
1	2.426	2.389
2	3.087	3.055
3	4.376	4.324
4	4.884	4.795
5	5.011	4.986
6	5.328	5.252
7	5.734	5.653
8	6.216	5.925

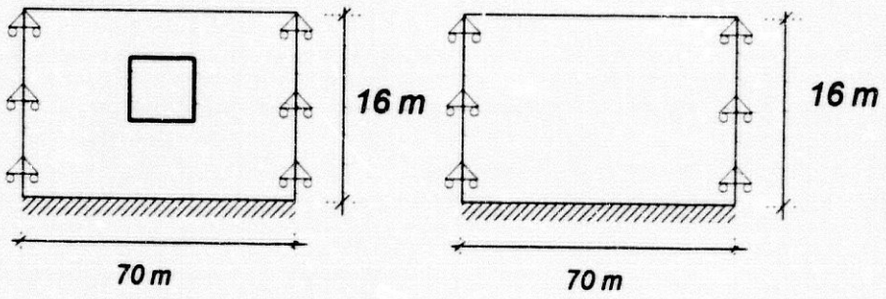


Figura 6.2: H= 16 m; p= 6m; l= 4m; E= 150 Mpa; ν =0.40; impedido el mov. vertical de los nodos de los bordes.

Las frecuencias asociadas a los modelos de la figura 6.2 son:

Modo	Frec.(Hz) modelo suelo-tunel	Frec. (Hz) para campo libre
1	2.573	2.531
2	3.337	3.297
3	4.598	4.537
4	5.191	5.029
5	5.544	5.486
6	5.974	5.875
7	5.980	5.932
8	6.441	6.145

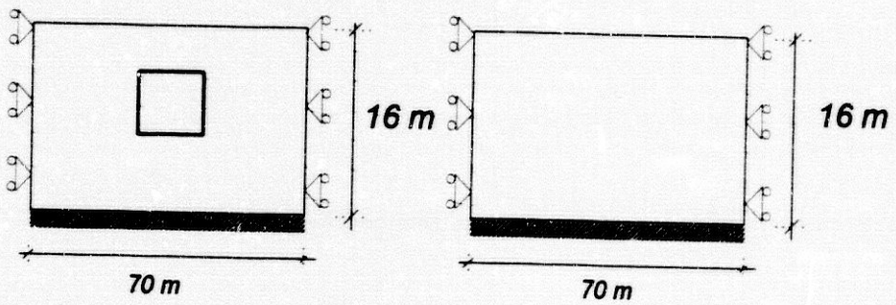


Figura 6.3: H=16 m; p= 6m; l= 4m; E= 150 Mpa; ν =0.40; impedido mov. horizontal de los nodos de los bordes.

Las frecuencias asociadas a los modelos de la figura 6.3 son:

Modo	Frec.(Hz) modelo suelo-tunel	Frec. (Hz) para campo libre
1	3.374	3.296
2	4.656	4.537
3	5.074	5.031
4	5.676	5.481
5	5.899	5.876
6	6.005	5.932
7	6.232	6.147
8	6.322	6.198

Del análisis de las frecuencias tabuladas se desprende la poca influencia que tiene la presencia física de la estructura enterrada en el valor de las frecuencias modales

En la investigación desarrollada se analizan por separado el movimiento horizontal y el vertical.

A continuación se justifican los modelos adoptados para analizar las vibraciones horizontales y verticales, respectivamente, de un estrato de relleno granular apoyado sobre un base rígida, que es el caso que nos ocupa en esta tesis. Para todos los modelos analizados en los capítulos 6.2.1.2 y 6.2.1.3, consideraremos que el material de relleno tiene un Módulo de Elasticidad de **300 Mpa**, una densidad de **2000 Kg/m^3** y un coeficiente de Poisson de **0.40.**

Si tenemos en cuenta que las frecuencias fundamentales para las vibraciones horizontales y verticales de un estrato horizontal de espesor "H" apoyado sobre una base rígida vienen dadas por las expresiones:

- Para vibraciones horizontales:

$$f = \frac{V_S}{4H} = \frac{\sqrt{\frac{G}{\rho}}}{4H}$$

- Para vibraciones verticales:

$$f = \frac{V_P}{4H} = \frac{\sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}}{4H}$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

las frecuencias fundamentales, horizontal y vertical respectivamente, para los estratos aquí considerados serán:

- Para el modo fundamental horizontal:

  H= 12 m ☞ f= 4.7735 Hz
  H= 16 m ☞ f= 3.5801 Hz
  H= 20 m ☞ f= 2.8641 Hz

- Para el modo fundamental vertical:

  H= 12 m ☞ f= 11.5961 Hz
  H= 16 m ☞ f= 8.7713 Hz
  H= 20 m ☞ f= 7.0170 Hz

6.2.1.2.- MOVIMIENTO HORIZONTAL.-

Comenzaremos por analizar el modelo de la figura 6.4, en el que se representa un estrato de 16 m de espesor constituido por el material granular cuyas propiedades hemos anteriormente definido, y en el que **todos** los nodos tienen posibilidad de movimiento en el plano del dibujo.

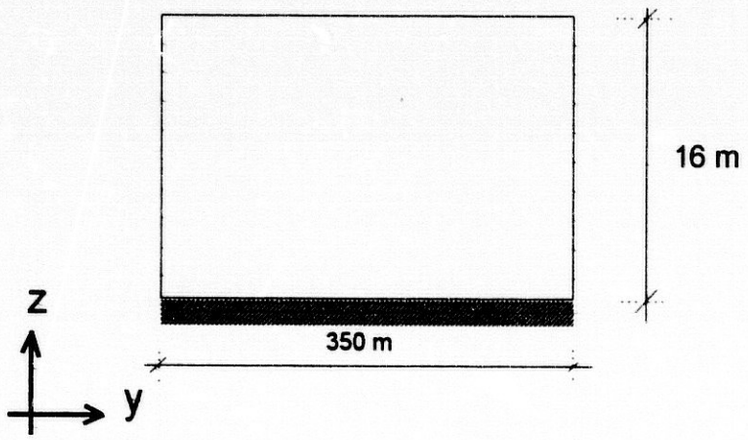


Figura 6.4.

Si se analizan los ocho primeros modos, cuyas frecuencias asociadas son las siguientes:

modo 1	3.416 Hz
modo 2	3.416 Hz
modo 3	3.577 Hz
modo 4	3.629 Hz
modo 5	3.728 Hz
modo 6	3.931 Hz
modo 7	4.203 Hz
modo 8	4.599 Hz

y se estudian los desplazamientos asociados a cada modo, se observa cómo el modo 3 es

predominantemente horizontal, siendo todos los demás modos mixtos. Además, la frecuencia del modo 3 está muy próxima a los 3.5801 Hz, asociados a las vibraciones horizontales del estrato. Por el contrario, la frecuencia fundamental correspondiente a las vibraciones verticales del estrato (8.7713 Hz) queda muy encima de las 8 frecuencias analizadas.

Analicemos ahora el modelo de la figura 6.5, en el que se ha reducido su dimensión horizontal y se sigue sin restrigir el movimiento de ninguno de los nodos.

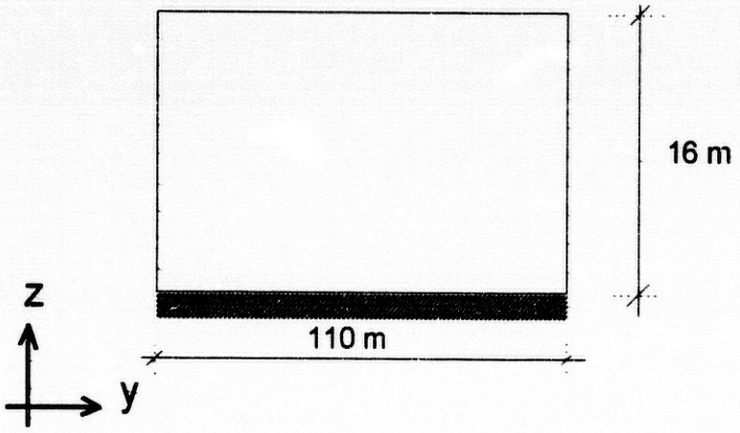


Figura 6.5.

Del análisis de los ocho primeros modos de vibración se desprende que todos los modos son mixtos, o sea, el modo horizontal ha dejado de presentarse y el vertical sigue sin aparecer. En este caso, las frecuencias asociadas a los 8 modos analizados son:

modo 1	3.438 Hz
modo 2	3.819 Hz
modo 3	4.972 Hz
modo 4	6.098 Hz
modo 5	6.683 Hz
modo 6	6.931 Hz
modo 7	7.148 Hz
modo 8	7.433 Hz

considerablemente más altas que las asociadas a los modos del modelo de la figura 6.4.

Si ahora, en el modelo de la figura 6.4, introducimos en los nodos de los bordes laterales unas coacciones de forma que esté impedido el movimiento vertical de los mismos,

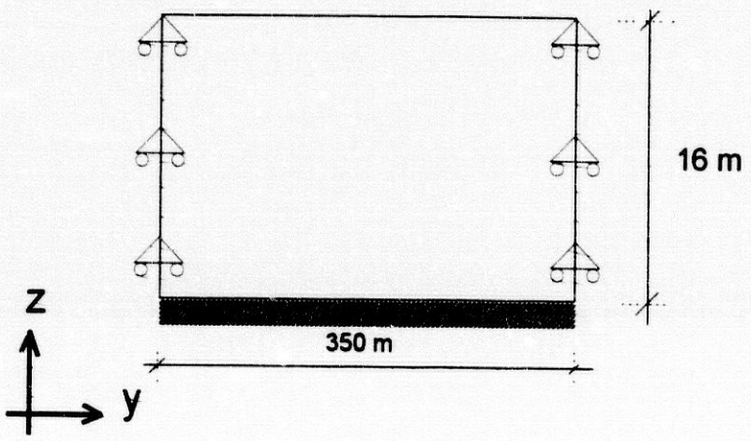


Figura 6.6.

tal y como se representa en la figura 6.6, y analizamos los 8 primeros modos de vibración, de frecuencias:

modo 1	**3.579 Hz**
modo 2	3.599 Hz
modo 3	3.619 Hz
modo 4	3.699 Hz
modo 5	3.829 Hz
modo 6	4.036 Hz
modo 7	4.290 Hz
modo 8	4.656 Hz

observamos que los desplazamientos verticales asociados al modo 1 son nulos y que *todos los nodos situados a la misma cota sobre la base rígida experimentan idénticos desplazamientos*; además, la frecuencia de este modo coincide con la asociada a las vibraciones horizontales del estrato (3.580 Hz). Este modelo es demasiado grande y resulta incómodo de manejar. Analicemos el modelo representado en la figura 6.5, de dimensión

horizontal más reducida, introduciendo estas mismas coacciones en los nodos de los bordes (figura 6.7).

El modo 1 del modelo de la figura 6.7 sigue siendo el horizontal, con una frecuencia

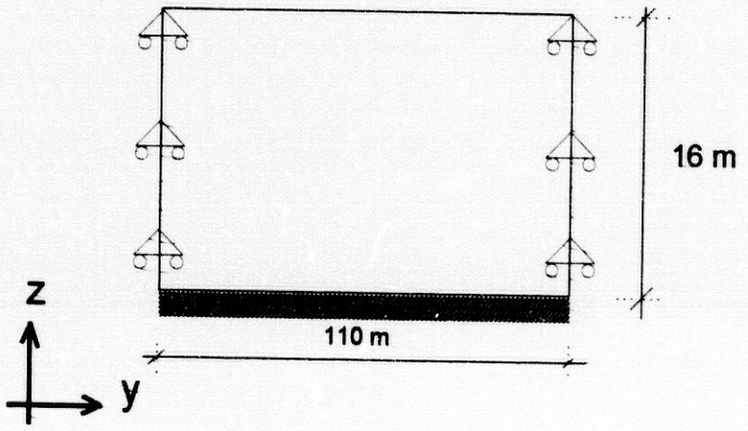


Figura 7.7.

asociada de 3.579 Hz. En este caso, las frecuencias correspondientes a los modos analizados son:

modo 1	**3.579 Hz**
modo 2	4.064 Hz
modo 3	5.179 Hz
modo 4	6.301 Hz
modo 5	6.886 Hz
modo 6	7.221 Hz
modo 7	7.631 Hz
modo 8	8.163 Hz

Comparando las frecuencias asociadas a los modelos de las figuras 6.6 y 6.7 se aprecia cómo la correspondiente al modo fundamental es la única que no se ve afectada por la dimensión horizontal del modelo. Asimismo, se puede observar el progresivo aumento de la diferencia entre ambas frecuencias a medida que los modos crecen.

Por tanto, en lo sucesivo adoptaremos un modelo de dimensión horizontal 110 m, para las tres potencias de estrato analizadas, para estudiar las **vibraciones horizontales** y consideraremos los desplazamientos asociados al **primer modo de vibración.**

6.2.1.3.- MOVIMIENTO VERTICAL.-

Definido el modelo que vamos a considerar para analizar las vibraciones horizontales trataremos de justificar el modelo a adoptar para estudiar el modo fundamental vertical, que hasta ahora no ha aparecido en ninguno de los casos analizados.

Si en el modelo dc la figura 6.4 restringimos el movimiento de los nudos de los bordes según la dirección horizontal, tal y como se indica en la figura 7.8, y analizamos los ocho primeros modos de vibración, cuyas frecuencias asociadas son:

modo 1	3.571 Hz
modo 2	3.622 Hz
modo 3	3.727 Hz
modo 4	3.931 Hz
modo 5	4.204 Hz
modo 6	4.600 Hz
modo 7	5.132 Hz
modo 8	5.343 Hz

observamos cómo ninguno de ellos corresponde al vertical, estando todas las frecuencias muy por debajo de los 8.7713 Hz asociados a las vibraciones verticales del estrato. Sin embargo, el primer modo (de frecuencia 3.571 Hz) es un modo horizontal.

La presencia de un modo horizontal se explica si tenemos en cuenta que estamos considerando un modelo de grandes dimensiones al que se le introducen unas coacciones

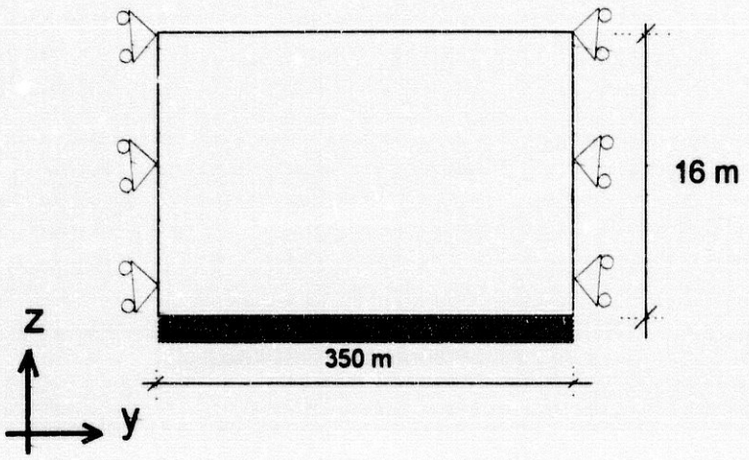


Figura 6.8.

que representan las reacciones físicas del terreno que dejamos de considerar a ambos lados del modelo.

Si en el modelo de la figura 6.8 impedimos los desplazamientos horizontales de todos los nodos (figura 6.9) y analizamos las frecuencias asociadas a los ocho primeros modos de vibración, que son las siguientes:

modo 1	5.447 Hz
modo 2	5.447 Hz
modo 3	6.524 Hz
modo 4	6.524 Hz
modo 5	7.629 Hz
modo 6	7.629 Hz
modo 7	8.488 Hz
modo 8	8.496 Hz

observamos que éstas han aumentado considerablemente con respecto a las correspondientes al modelo de la figura 6.8. Aunque aún no se ha alcanzado la frecuencia asociada al modo fundamental vertical (8.7713 Hz), se está bastante próximo a ella

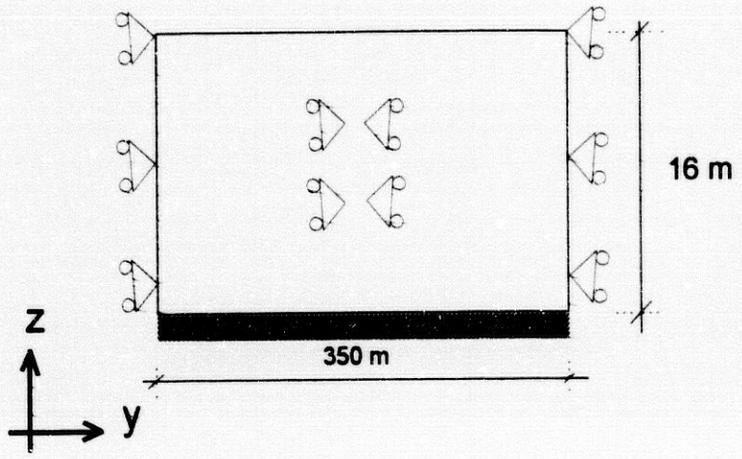


Figura 6.9.

Si para forzar el movimiento horizontal de la masa de suelo del modelo representado en la figura 6.8, en lugar de restringir el movimiento horizontal de todos los nudos, introducimos en la superficie del mismo una viga muy rígida sin masa (AB), tal y como se representa en la figura 6.10, y analizamos los ocho primeros modos de vibración, de frecuencias:

modo 1	6.214 Hz
modo 2	6.219 Hz
modo 3	6.831 Hz
modo 4	6.879 Hz
modo 5	7.076 Hz
modo 6	7.263 Hz
modo 7	7.615 Hz
modo 8	8.212 Hz

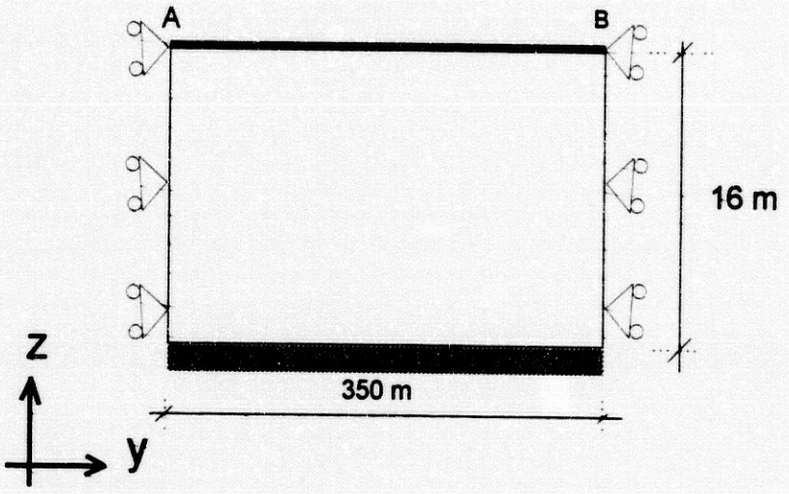


Figura 6.10

se aprecia que, aunque el modo 1 tiene una clara tendencia vertical sigue sin corresponder al modo fundamental vertical, para el cual el movimiento horizontal de todos los nodos es nulo y *los puntos situados a la misma cota sobre la base rígida experimentan el mismo desplazamiento vertical*.

Estudiemos ahora el modelo de la figura 6.11, de dimensión ho izontal 110 m,en el que se ha impedido el movimiento horizontal únicamente a los nodos situados en los bordes.

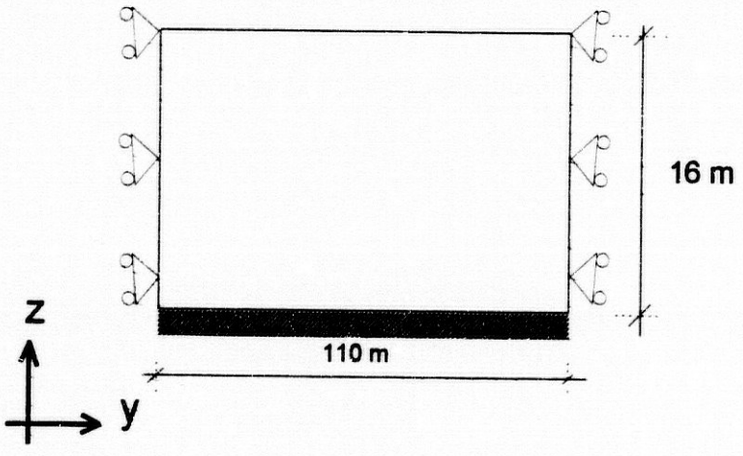


Figura 6.11

Si analizamos, como hemos venido haciendo, los desplazamientos asociados a los ocho primeros modos, de frecuencias:

modo 1	4.064 Hz
modo 2	5.179 Hz
modo 3	6.301 Hz
modo 4	6.886 Hz
modo 5	7.222 Hz
modo 6	7.629 Hz
modo 7	8.165 Hz
modo 8	8.201 Hz

observamos que todos los modos son mixtos. Aunque la frecuencia fundamental vertical (8.7713 Hz) sigue sin aparecer la frecuencia del modo 8 está bastante próxima a ella. De la comparación de estas frecuencias con las asociadas al modelo de la figura 6.8 se deduce la gran influencia que tiene la dimensión horizontal del modelo en la presencia del modo fundamental vertical.

Para verificar la mejora derivada de la disminución de la dimensión horizontal del

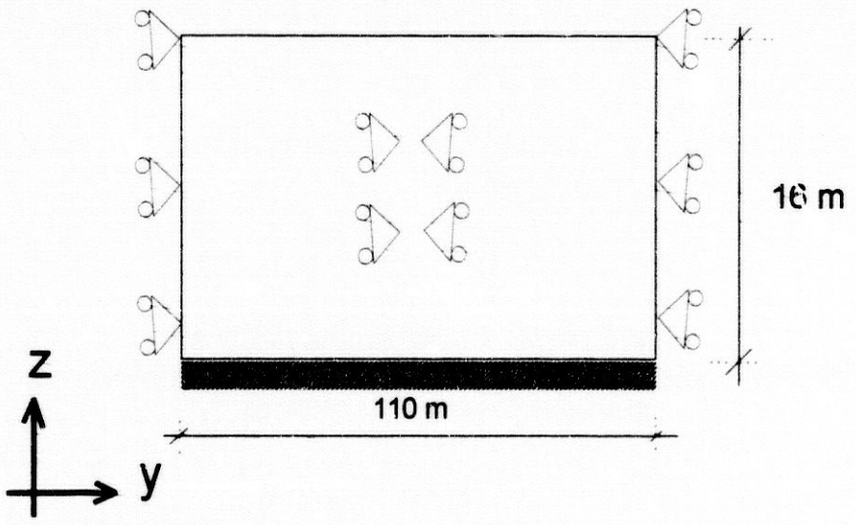


Figura 6.12

modelo, en la figura 6.11 obligamos a que todos los nodos tengan únicamente posibilidad de movimiento en dirección vertical , tal y como se representa en la figura 6.12. Analizando las frecuencias asociadas a los 8 primeros modos:

modo 1	**8.766 Hz**
modo 2	8.826 Hz
modo 3	9.004 Hz
modo 4	9.294 Hz
modo 5	9.682 Hz
modo 6	10.16 Hz
modo 7	10.71 Hz
modo 8	11.34 Hz

se observa que la del primer modo está muy próxima a la fundamental para las vibraciones verticales del estrato, que es de 8.7713 Hz.

Si en lugar de impedir el movimiento horizontal de todos los nodos del modelo introducimos, como anteriormente, una viga AB muy rígida sin masa en la superficie del mismo, tal y como se representa en la figura 6.13, y analizamos los modos de vibración del sistema, de frecuencias:

modo 1	6.922 Hz
modo 2	8.555 Hz
modo 3	**8.765 Hz**
modo 4	9.192 Hz
modo 5	10.09 Hz
modo 6	11.74 Hz
modo 7	13.22 Hz
modo 8	13.28 Hz

se observa que el modo 3 corresponde al modo fundamental vertical, para el cual los desplazamientos según OY son prácticamente nulos y los nodos situados a Z=cte. sufren

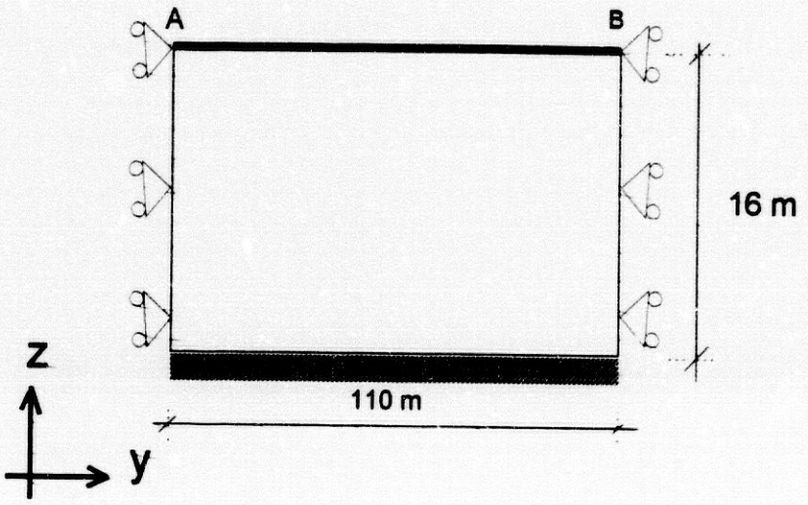


Figura 6.13

los mismos desplazamientos verticales.

A la luz de los resultados obtenidos del análisis de los modelos anteriores, trataremos de definir un modelo, para el que se presente el modo fundamental vertical, y en el cual todos los nodos de la masa de suelo tengan posibilidad de movimiento tanto según el eje Y como según el eje Z (excepto los situados en los bordes, a los que se les impedirá el movimiento horizontal). En la figura 6.14 se representa el modelo estudiado: un estrato horizontal de 16 m de potencia y con una dimensión horizontal de "b" (m). Se han estudiado los modos de vibración del modelo para distintos valores de "b" llegando a las conclusiones que se indican:

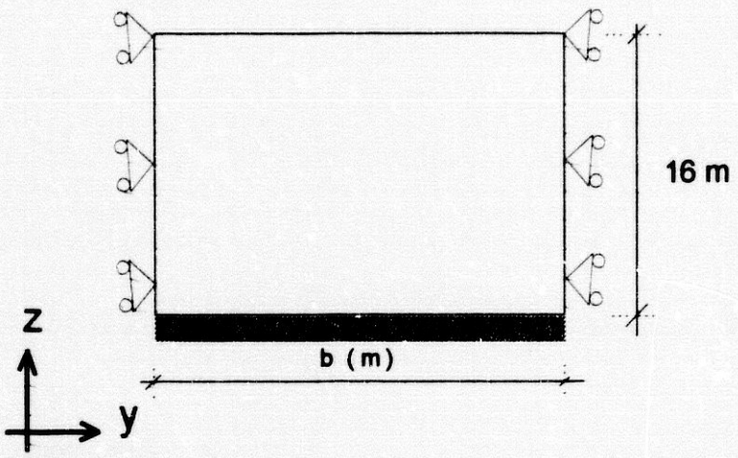


Figura 6.14: Modelo para H= 16 m.

- Para "b"= 90 m no aparece el modo fundamental vertical, de frecuencia 8.7713 Hz. Todos los modos mixtos, con frecuencias asociadas:

modo 1	4.275 Hz
modo 2	5.712 Hz
modo 3	6.732 Hz
modo 4	7.159 Hz
modo 5	7.660 Hz
modo 6	8.154 Hz
modo 7	8.336 Hz
modo 8	8.431 Hz

- Para "b"= 70 m los siete primeros modos son mixtos pero el modo 8 corresponde a las vibraciones verticales del estrato. Las frecuencias asociadas a estos modos son:

modo 1	4.661 Hz
modo 2	6.417 Hz
modo 3	7.115 Hz

modo 4	7.751 Hz
modo 5	8.310 Hz
modo 6	8.389 Hz
modo 7	8.694 Hz
modo 8	**8.766 Hz**

Si en este mismo modelo impedimos a **todos** los nudos el movimiento horizontal y analizamos los 8 primeros modos de vibración, de frecuencias:

modo 1	**8.766 Hz**
modo 2	8.912 Hz
modo 3	9.331 Hz
modo 4	9.993 Hz
modo 5	10.82 Hz
modo 6	11.82 Hz
modo 7	12.88 Hz
modo 8	14.09 Hz

observamos cómo ahora el modo 1 corresponde al fundamental vertical.

Es interesante hacer hincapié en esto último: si en el modelo de la figura 6.14 con b=70 m sólo restringimos el movimiento horizontal a los nodos de los bordes laterales, el modo 8 corresponde a las vibraciones verticales del estrato; sin embargo, si en el mismo modelo forzamos a todos los nodos a moverse verticalmente el modo fundamental vertical corresponde al primero.

Esto último demuestra que la presencia del modo fundamental vertical en un modo alto (modo 8, en nuestro caso) no es más que una anomalía originada por el modelo.

Por tanto, para **H= 16m**, para analizar las **vibraciones verticales** se adoptará un modelo que tenga **70 m como máximo de dimensión horizontal**, del cual se analizará el **modo 8**.

Veamos qué pasa para los otros dos espesores de estrato considerados en esta tesis. En primer lugar estudiemos el caso de H= 12m. Para ello consideremos un estrato de relleno constituido por el material cuyas propiedades se definieron anteriormente y analicemos los modos de vibración para distintos valores de "b":

- Para "b"= 90 m los ocho modos analizados, de frecuencias:

modo 1	5.318 Hz
modo 2	6.624 Hz
modo 3	8.054 Hz
modo 4	8.958 Hz
modo 5	9.389 Hz
modo 6	9.811 Hz
modo 7	10.39 Hz
modo 8	10.91 Hz

son mixtos, no apareciendo el modo fundamental vertical (de frecuencia 11.6951 Hz).

- Para "b"= 70 m - recordemos que esta dimensión horizontal era válida cuando la potencia del estrato era de 16 m - todos los modos siguen siendo mixtos, con frecuencias asociadas mayores que en el caso anterior:

modo 1	5.642 Hz
modo 2	7.481 Hz
modo 3	8.894 Hz
modo 4	9.480 Hz
modo 5	10.08 Hz
modo 6	10.87 Hz
modo 7	10.92 Hz
modo 8	11.26 Hz

- Para "b"= 60 m el modo 8 está asociado a las vibraciones verticales del estrato. Las frecuencias de los modos analizados son:

modo 1	5.916 Hz
modo 2	8.073 Hz
modo 3	9.222 Hz
modo 4	9.852 Hz
modo 5	10.76 Hz
modo 6	10.94 Hz
modo 7	11.16 Hz
modo 8	**11.68 Hz**

Por tanto, para **H= 12m**, el modelo tendrá una **dimensión horizontal máxima de 60 m** y, el **modo asociado a las vibraciones verticales será el octavo**.

Cuando el espesor del estrato es de 20 m se ha procedido análogamente:

- Para "b"= 130 m no aparece el modo vertical , siendo todos los modos mixtos con frecuencias asociadas de :

modo 1	3.280 Hz
modo 2	4.219 Hz
modo 3	5.103 Hz
modo 4	5.444 Hz
modo 5	5.708 Hz
modo 6	6.133 Hz
modo 7	6.509 Hz
modo 8	6.590 Hz

- Para "b"= 90 m el modo octavo , de frecuencia 7.014 Hz, es el asociado a las vibraciones verticales del estrato. Los siete primeros modos son mixtos. Las frecuencias de los modos analizados son:

modo 1	3.689 Hz
modo 2	5.079 Hz
modo 3	5.659 Hz
modo 4	6.135 Hz
modo 5	6.661 Hz
modo 6	6.672 Hz
modo 7	6.844 Hz
modo 8	**7.014 Hz**

También se han analizado los modos asociados a un modelo con **H= 20m y "b" = 40 m**. Las frecuencias correspondientes a este modelo son:

modo 1	5.303 Hz
modo 2	6.480 Hz
modo 3	6.910 Hz
modo 4	**7.013 Hz**
modo 5	8.491 Hz
modo 6	10.52 Hz
modo 7	10.94 Hz
modo 8	11.24 Hz

Para este modelo, el modo fundamental vertical corresponde al cuarto. Por tanto, cabe pensar que si reducimos suficientemente la dimensión horizontal del modelo el modo fundamental vertical correspondería al primero.

Para **H= 20m**, el modelo tendrá una **dimensión horizontal máxima de 90 m** y, el **modo asociado a las vibraciones verticales también será el octavo**.

Del análisis modal anterior obtenemos las siguientes conclusiones:

- Para obtener el modo fundamental horizontal, cuya frecuencia viene dada por:

$$f(Hz) = \frac{V_P}{4H}$$

basta con impedir el movimiento vertical de los nodos situados en los bordes del modelo.

- Para obtener el modo fundamental vertical, de frecuencia dada por:

$$f(Hz) = \frac{V_S}{4H}$$

hay que impedir el movimiento horizontal de los nodos de borde del modelo además de limitar la dimensión horizontal del mismo. Se ha comprobado que para que el modo fundamental se presente basta con adoptar un modelo que verifique la relación:

$$\frac{b}{H} \leq 5$$

Todos los modelos estudiados hasta ahora representaban un estrato de terreno en condiciones de campo libre, sin ninguna estructura enterrada. A continuación trataremos de determinar cuáles son los modos fundamentales de vibración vertical y horizontal para el modelo **relleno granular - túnel**.

6.2.1.3.- INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURA ENTERRADA EN LOS MODOS DE VIBRACIÓN.-

Ya vimos cómo la existencia de la estructura enterrada en la masa de suelo modificaba muy poco las frecuencias fundamentales del modelo, cualquiera que fuesen las condiciones impuestas en los bordes del mismo. Por lo tanto, si se verifica que la existencia del túnel no introduce distorsiones en la dirección de los desplazamientos de los nodos, para el modo fundamental, podremos asegurar que el modo fundamental seguirá siendo el mismo que en campo libre.

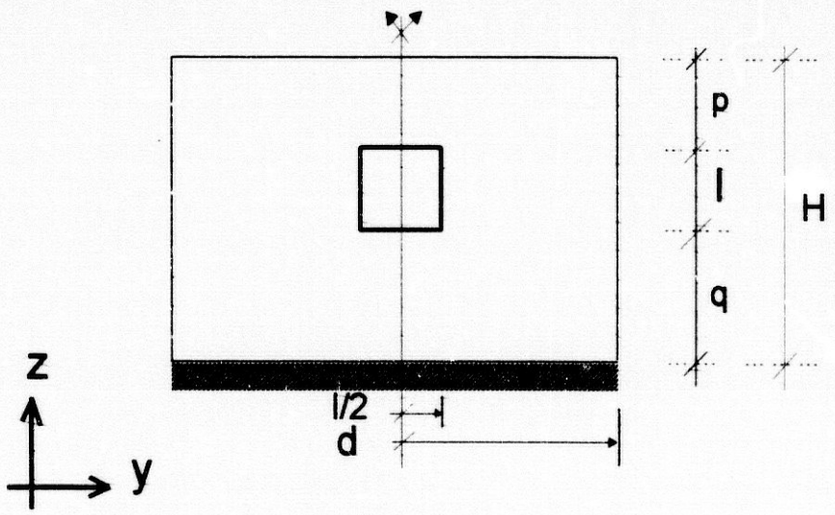


Figura 6.15: Parámetros de definición del modelo.

Cuando se consideran las vibraciones horizontales efectivamente esto es así en todos los casos analizados, pero cuando se trata del movimiento vertical , para los casos analizados en esta tesis, se han presentado excepciones cuando:

H= 16 m : l= 4 m , p= 10 m, E= 900 Mpa
H= 16 m : l= 5 m , p= 10 m, E≥ 500 Mpa
H= 16 m : l= 5 m , p= 8 m, E≥ 700 Mpa

en cuyo caso el modo fundamental vertical no corresponde al **octavo** sino al **séptimo**, y será a partir de éste último con el que se habrán de determinar las distancias de influencia.

A modo de ejemplo se analizan los 8 primeros modos de vibración asociados a un modelo de H= 16m, p= 8m y l= 5m para valores de E= 500 MPa (Anejo1) y E= 700 MPa (Anejo 2). Del análisis de los desplazamientos modales y de sus frecuencias asociadas se deduce que para el primer valor del Módulo de Elasticidad del terreno el modo vertical corresponde al **octavo** (11.23 Hz) mientras que para el caso de E= 700 MPa el modo vertical es el **séptimo** (13.24 Hz).[1]

Con objeto de cuantificar en qué medida la presencia del túnel y, más en concreto, las propiedades fisicas de éste (masa y rigidez) influyen en el valor de los desplazamientos modales, tanto horizontales como verticales, se han analizado éstos para un modelo concreto (H= 16m; p= 6m; l= 4 m y E_{suelo}= 900 MPa) en tres supuestos:

a.- Considerando como propiedades del túnel las que han sido adoptadas en todos los modelos analizados en esta tesis.

Densidad del hormigón= 2500 Kg/m^3
Módulo de Elasticidad= 1.96*10^{10} Nw/m^2

[1] Las frecuencias asociadas a las vibraciones verticales de un estrato horizontal de 16 m con ν= 0.40 y ρ= 2000 Kg/m^3 , apoyado sobre roca son:

Para E= 500 MPa ☞ 11.3237 Hz
Para E= 700 MPa ☞ 13.3984 Hz

b.- Masa del túnel reducida a la mitad pero manteniendo constante la rigidez.

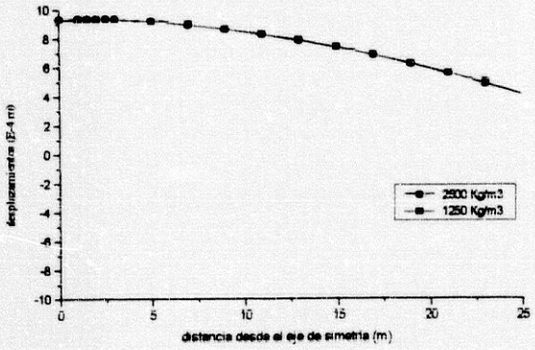
Densidad del hormigón= 1250 Kg/m^3
Módulo de Elasticidad= 1.96*10^{10} Nw/m^2

c.- Masa del túnel reducida a la mitad y aumentando la rigidez del túnel.

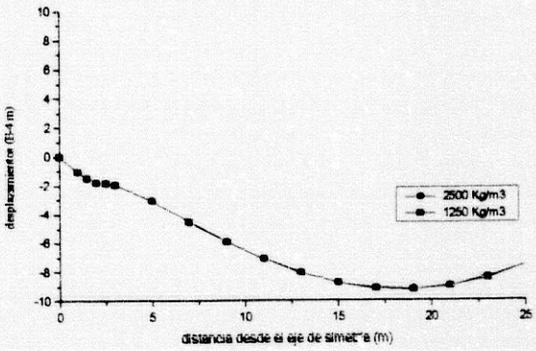
Densidad del hormigón= 1250 Kg/m^3
Módulo de Elasticidad= 1.96*10^{15} Nw/m^2

En las gráficas representadas en las páginas siguientes se comparan los desplazamientos modales, tanto verticales como horizontales, correspondientes al caso a) con los de los casos b) y c) respectivamente de los puntos situados a lo largo de una horizontal situada a 8 m de la base rígida. Esta comparación se ha realizado para los ocho primeros modos vs. la distancia contada a partir del eje de simetría del túnel.

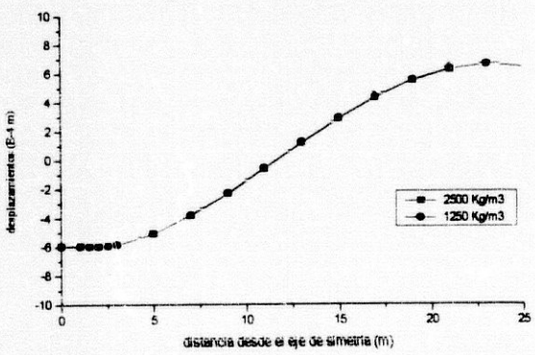
Desplazamientos horizontales: modo 1



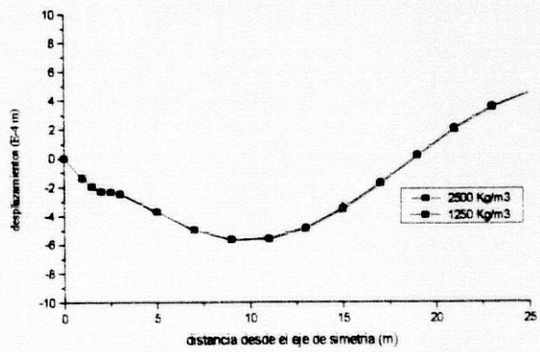
Desplazamientos horizontales: modo 2



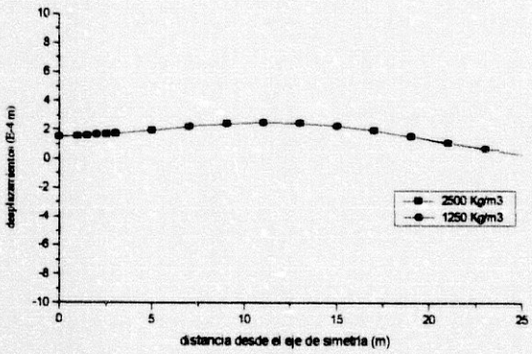
Desplazamientos horizontales: modo 3



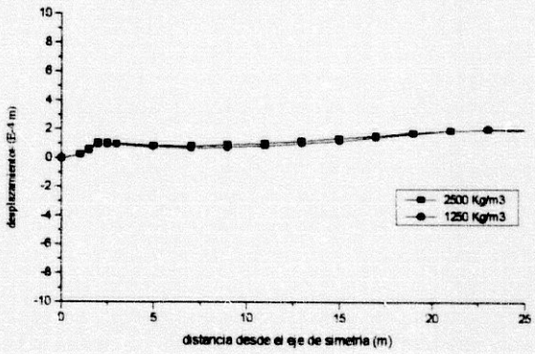
Desplazamientos horizontales: modo 4



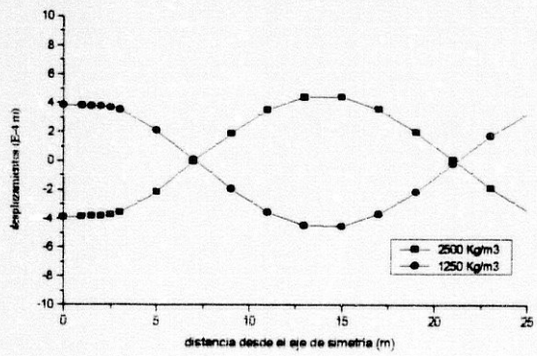
Desplazamientos horizontales: modo 5



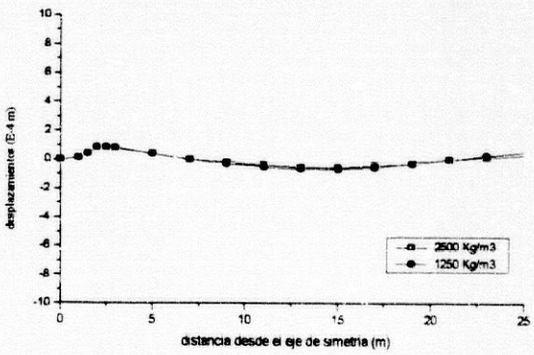
Desplazamientos horizontales: modo 6



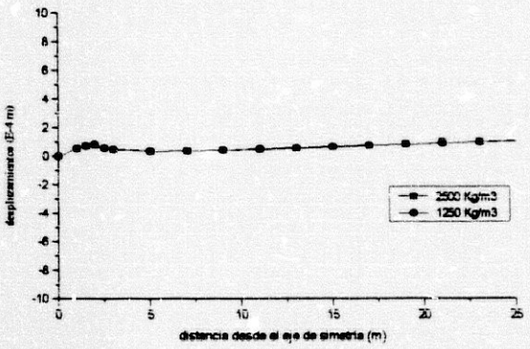
Desplazamientos horizontales: modo 7



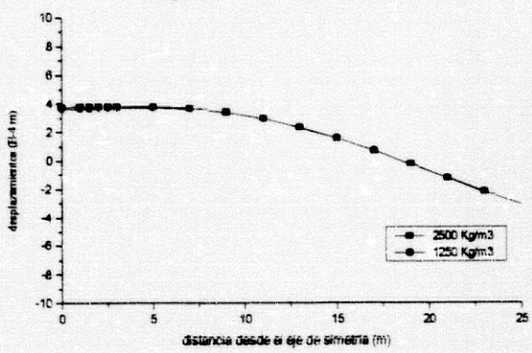
Desplazamientos horizontales: modo 8



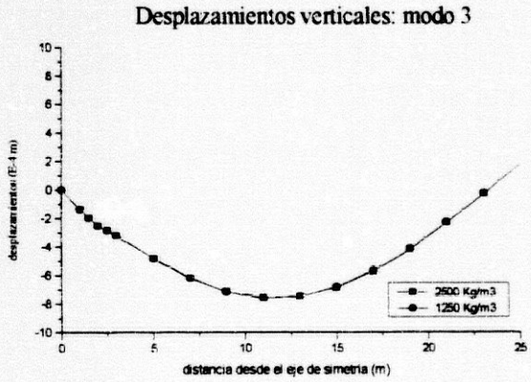
Desplazamientos verticales: modo 1



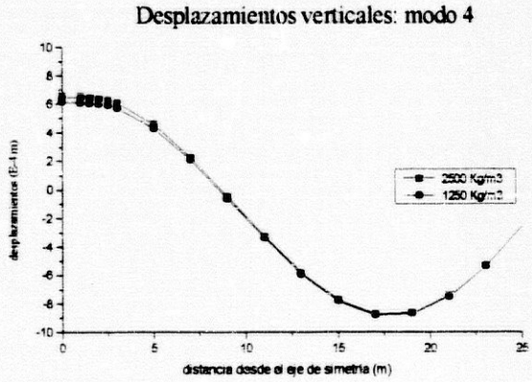
Desplazamientos verticales: modo 2



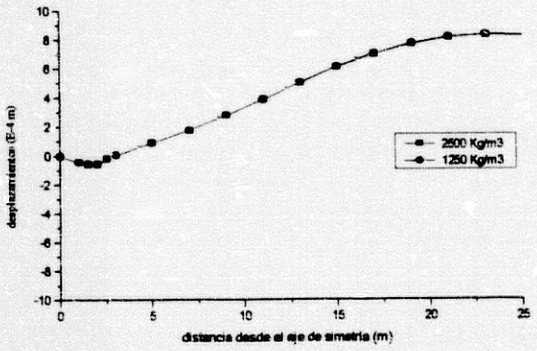
Desplazamientos verticales: modo 3



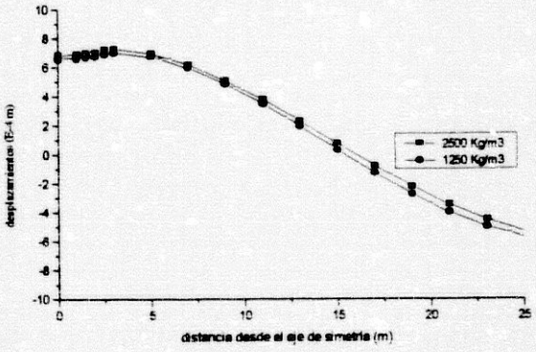
Desplazamientos verticales: modo 4



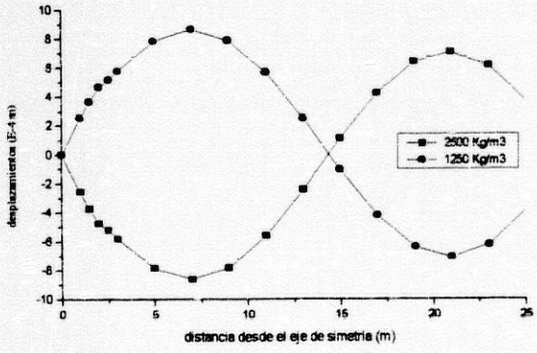
Desplazamientos verticales: modo 5



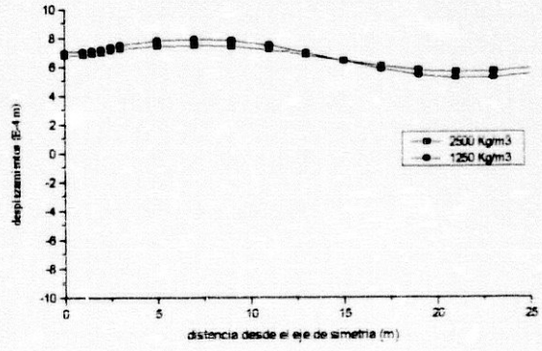
Desplazamientos verticales: modo 6



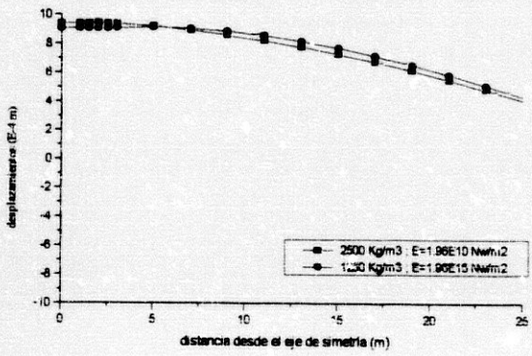
Desplazamientos verticales: modo 7



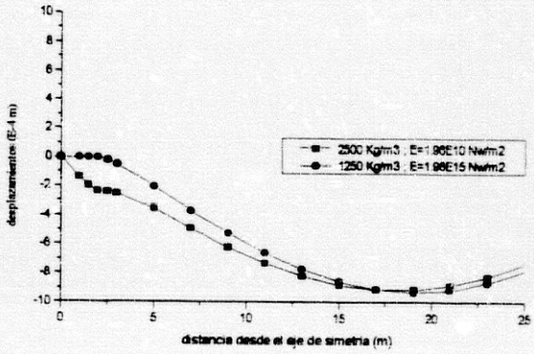
Desplazamientos verticales: modo 8



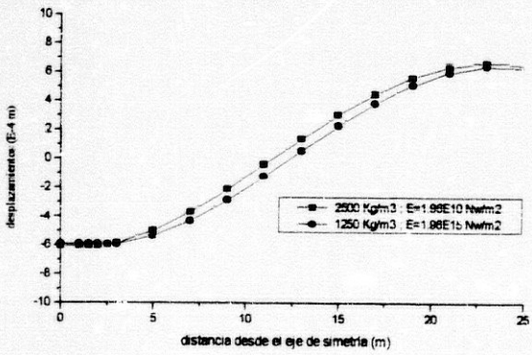
Desplazamientos horizontales: modo 1



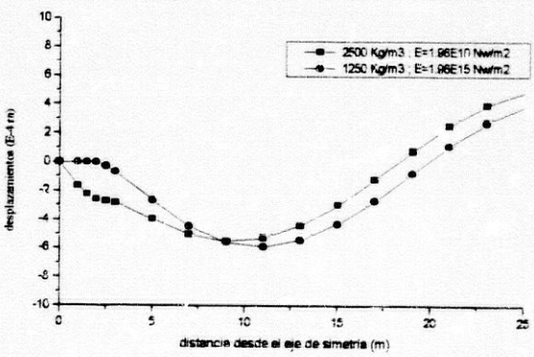
Desplazamientos horizontales: modo 2



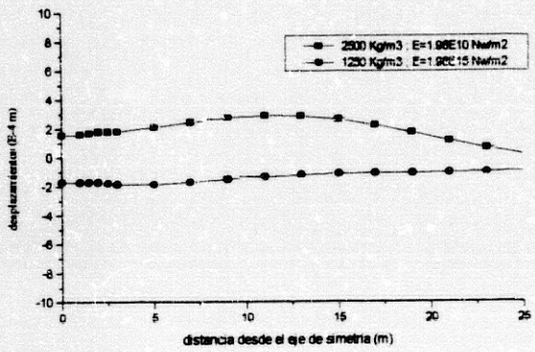
Desplazamientos horizontales: modo 3



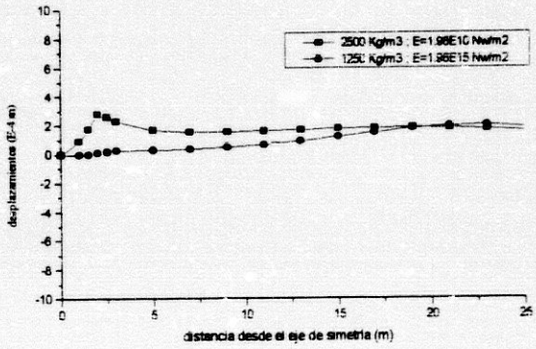
Desplazamientos horizontales: modo 4



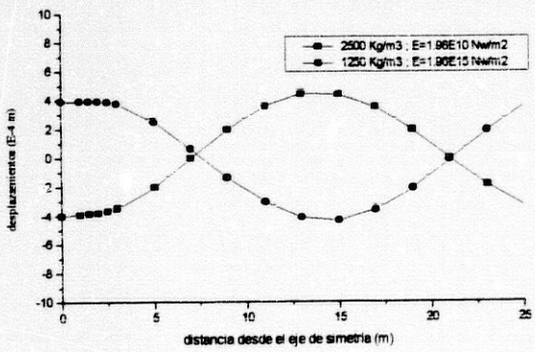
Desplazamientos horizontales: modo 5



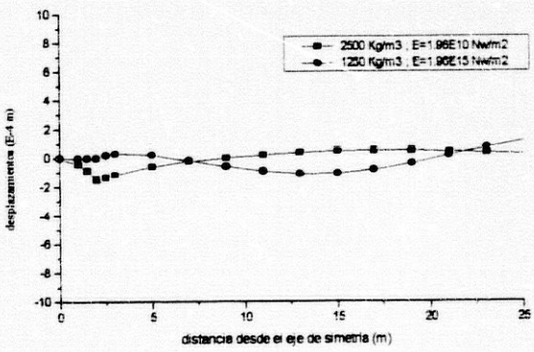
Desplazamientos horizontales: modo 6



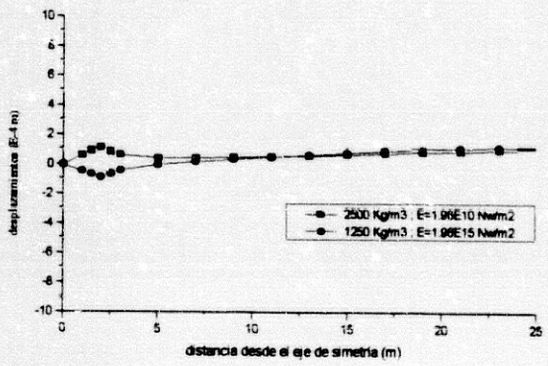
Desplazamientos horizontales: modo 7



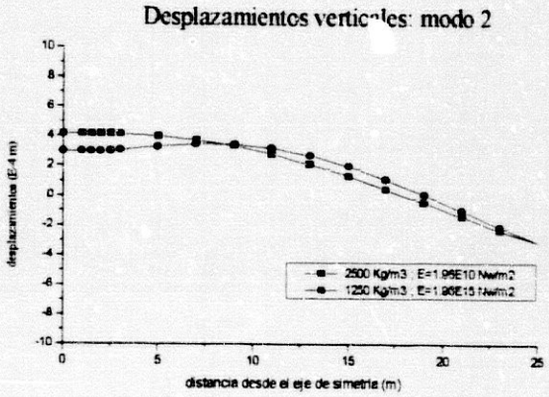
Desplazamientos horizontales: modo 8



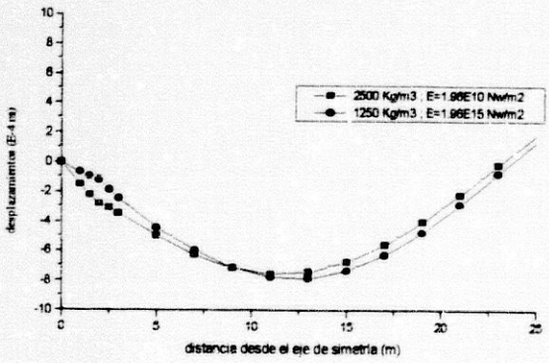
Desplazamientos verticales: modo 1



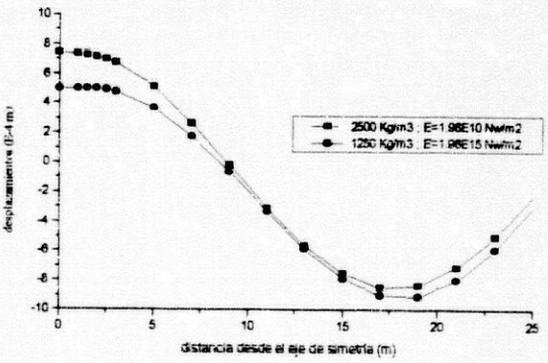
Desplazamientos verticales: modo 2



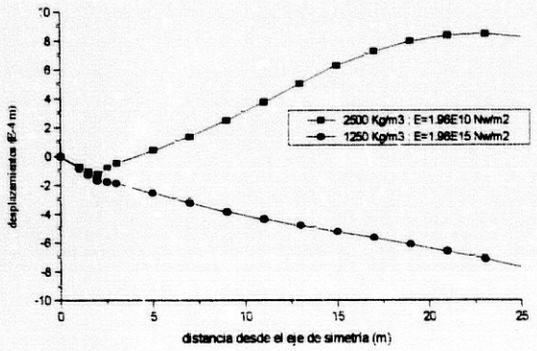
Desplazamientos verticales: modo 3



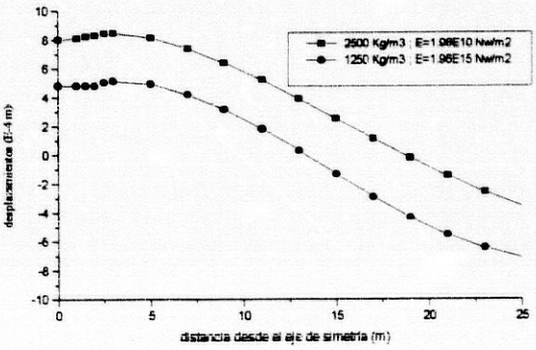
Desplazamientos verticales: modo 4



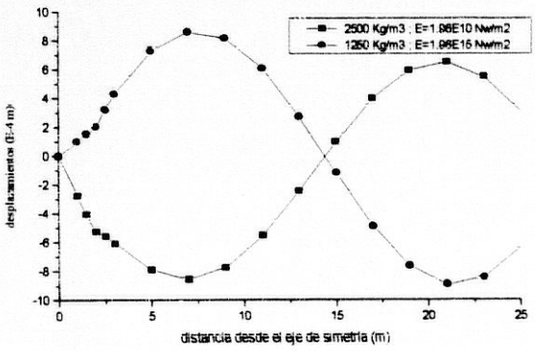
Desplazamientos verticales: modo 5



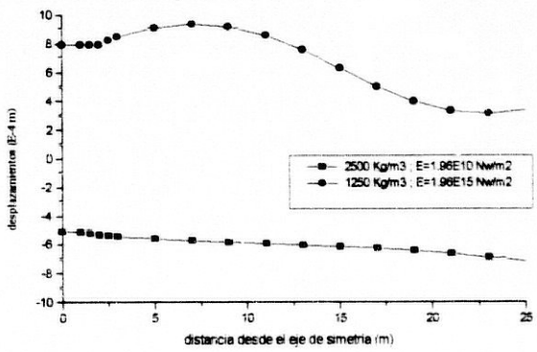
Desplazamientos verticales: modo 6



Desplazamientos verticales: modo 7



Desplazamientos verticales: modo 8



Del análisis de las gráficas anteriores se pueden obtener las siguientes conclusiones:

1.- La masa del túnel no influye en el valor de los desplazamientos modales. Para el modo 7 los desplazamientos (tanto horizontales como verticales) cambian de signo pero mantienen los mismos valores absolutos, por lo que se pueden consideran idénticos desde el punto de vista del análisis modal.

2.- Cuando se aumenta la rigidez del túnel se observa que:

- los desplazamientos modales verticales asociados a los modos 1,2,3,4 y 7 apenas se ven influenciados, sin embargo
- los modos 5, 6 y 8 sí ven afectados sus desplazamientos verticales por esta variación. La influencia de la rigidez en los desplazamientos, para el modo 5, aumenta a medida que lo hace la distancia al túnel mientras que los modos 6 y 8 se ven afectados en todos los nodos siendo el octavo el más afectado cuantitativamente.
- los desplazamientos horizontales, para todos los modos, apenas se ven modificados por el aumento de la rigidez de la estructura.

Por tanto, mientras que la masa de la estructura enterrada no introduce significativas variaciones en los desplazamientos modales asociados a ninguno de los modos, **la rigidez del túnel sí que influye en estos desplazamientos, siendo el modo octavo, que corresponde al modo fundamental vertical, el más afectado.**

6.2.2.- DISTANCIAS DE INFLUENCIA.-

Uno de los principales objetivos de esta tesis es determinar la influencia del túnel en los desplazamientos modales. Para ello se han comparado los desplazamientos modales asociados a los modos fundamentales, horizontal y vertical respectivamente, en condiciones de campo libre con los correspondientes en el caso de que exista una estructura enterrada.

De estas comparaciones se han obtenido unas distancias , que llamaremos ***distancias de influencia***: **"d"**, contadas desde el centro del modelo que determinan una zona de influencia en los desplazamientos modales debido a la presencia del túnel. El criterio establecido para la definición de esta distancia de influencia es que el túnel deja de afectar en un punto "P" del suelo circundante cuando:

$$\frac{\delta_T - \delta_{CL}}{\delta_{CL}} \leq 0{,}05$$

siendo δ_T el desplazamiento modal en el punto "P" cuando se considera el sistema suelo-estructura y δ_{CL} el desplazamiento modal en el mismo punto en condiciones de campo libre.

Con objeto de evitar la influencia que la base rígida pueda tener en los desplazamientos modales, para determinar la zona de influencia del túnel los nudos a estudiar se restringen a la franja de terreno comprendida entre techo y solera. Se opta por adoptar este criterio puesto que se ha comprobado que cuando el túnel está suficientemente cerca de la base rígida se producen cabeceos de la estructura que distorsionan los desplazamientos modales de los puntos situados por debajo de la solera. Por tanto, la distancia "d" se define como la distancia horizontal a partir del centro de la estructura hasta el borde de la zona de influencia delimitada por el criterio anteriormente establecido.

En los apartados 6.2.2.1 y 6.2.2.2 se representan los valores d-q-E para espesores de estrato (H) 12, 16 y 20 m y túneles cuadrados de lados (l) 2, 3, 4 y 5 m correspondientes a excitaciones horizontal y vertical respectivamente. En estas gráficas *"d"* es la distancia de influencia, *"q"* es la distancia desde la solera del túnel a la base rígida y *"E"* es el Módulo de Elasticidad del relleno granular, tal y como se representa en la figura 6.15.

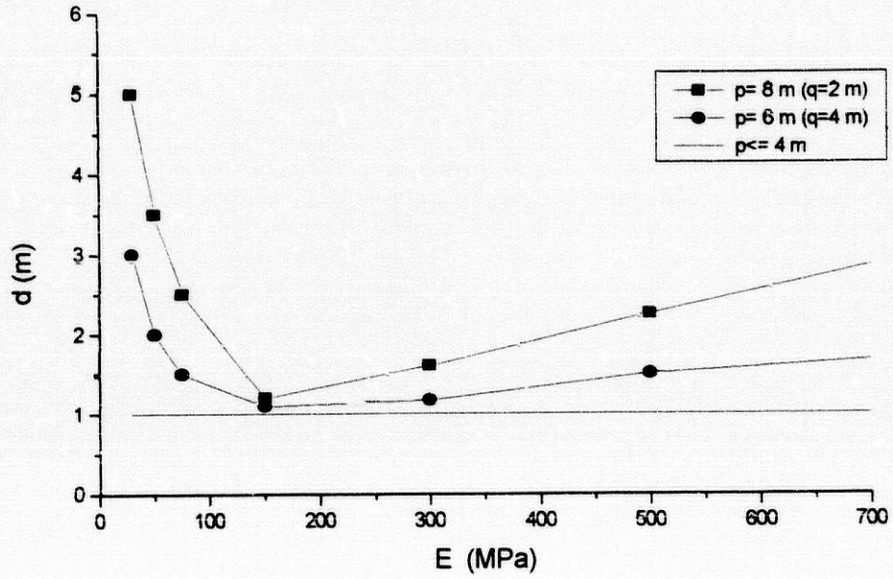
6.2.2.1.- DISTANCIAS DE INFLUENCIA PARA MOVIMIENTO HORIZONTAL.-

A continuación se representan gráficamente los valores de las distancias de influencia correspondientes al movimiento horizontal para los distintos valores de "H", "p" y "I" (ver figura 6.15) considerados en esta tesis.

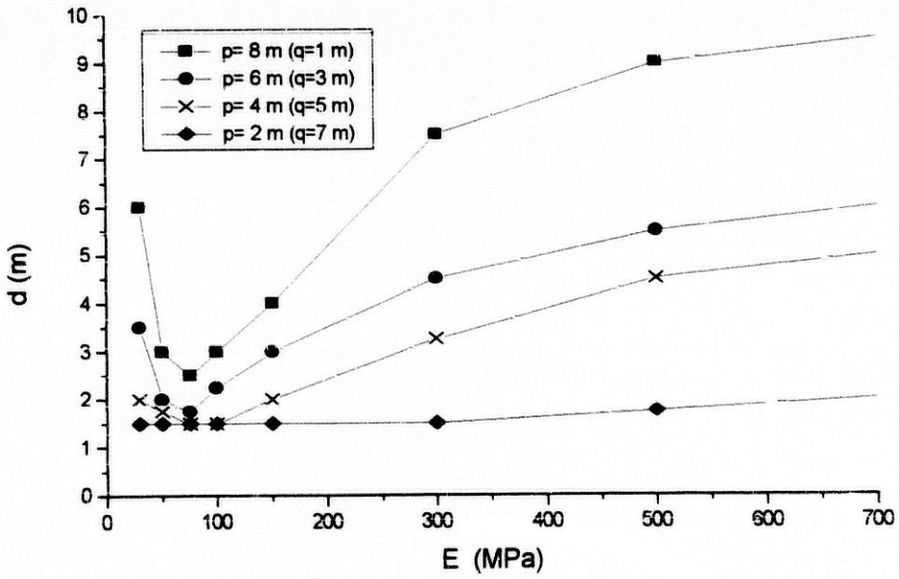
Estos valores de "d" se han determinado aplicando el criterio de comparación del 5% anteriormente expuesto, a partir del modelo que se definió en el capítulo 6.2.1.2.

Se han analizado módulos de elasticidad del material granular comprendidos entre 30 y 700 Mpa.

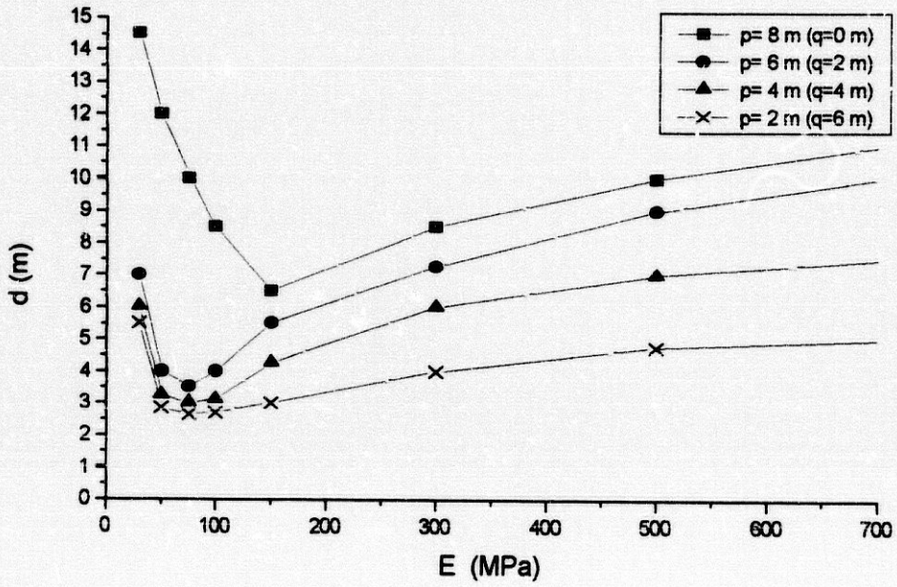
H= 12 m; l= 2m; Vibración HORIZONTAL



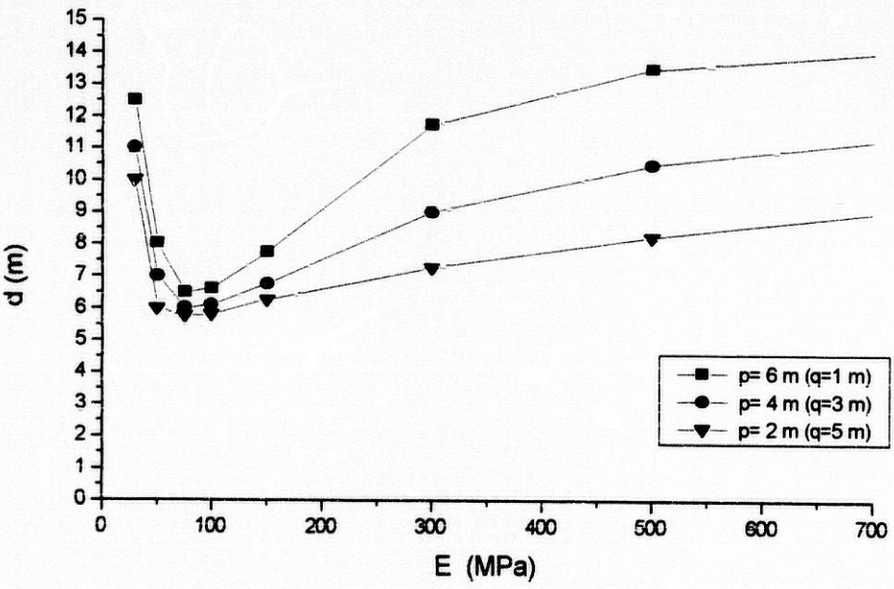
H= 12 m; l= 3 m; Vibración HORIZONTAL



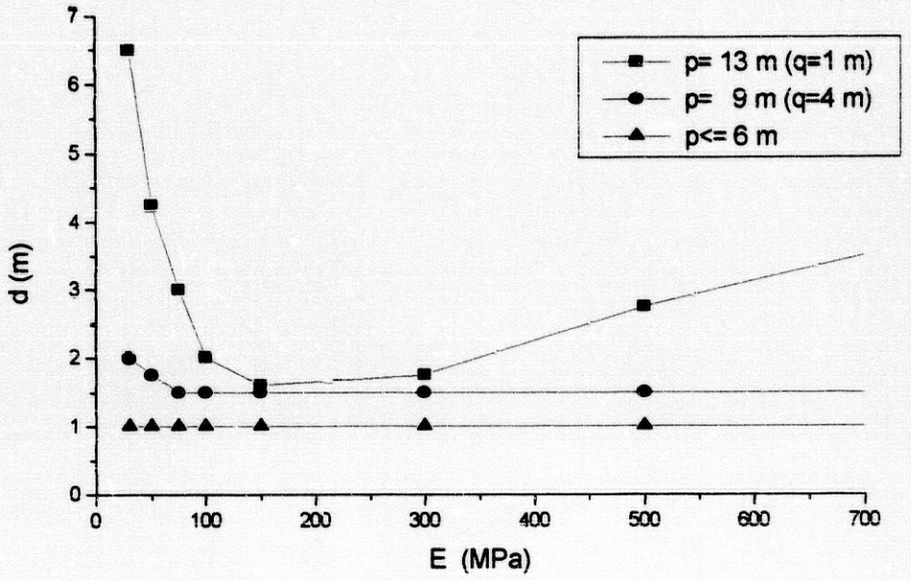
H= 12 m; l= 4 m; Vibración HORIZONTAL



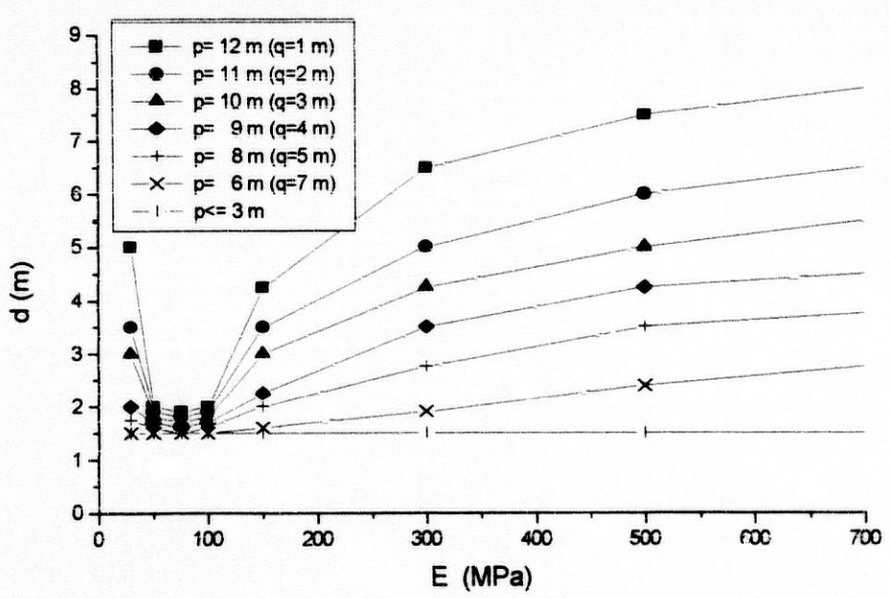
H= 12 m; l= 5 m; Vibración HORIZONTAL



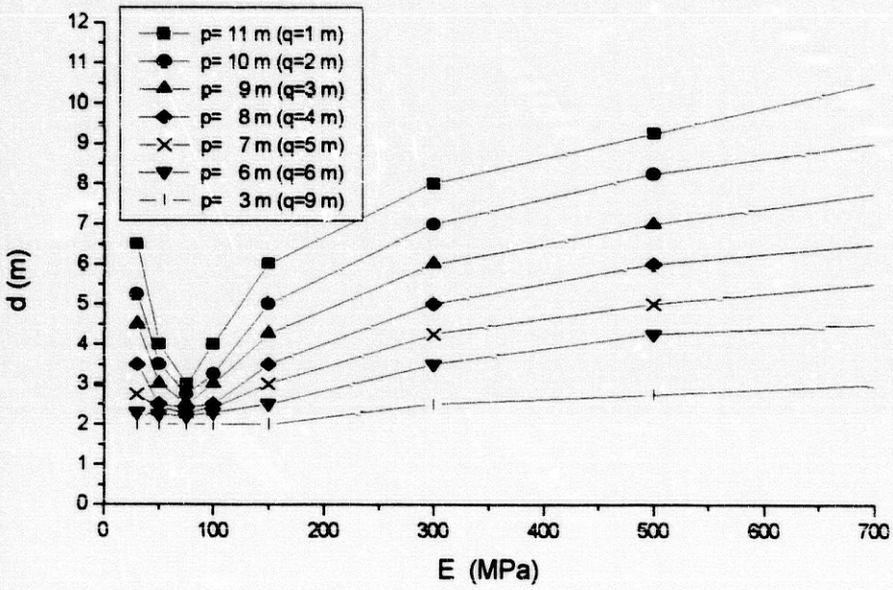
H= 16 m; l= 2m; Vibración HORIZONTAL



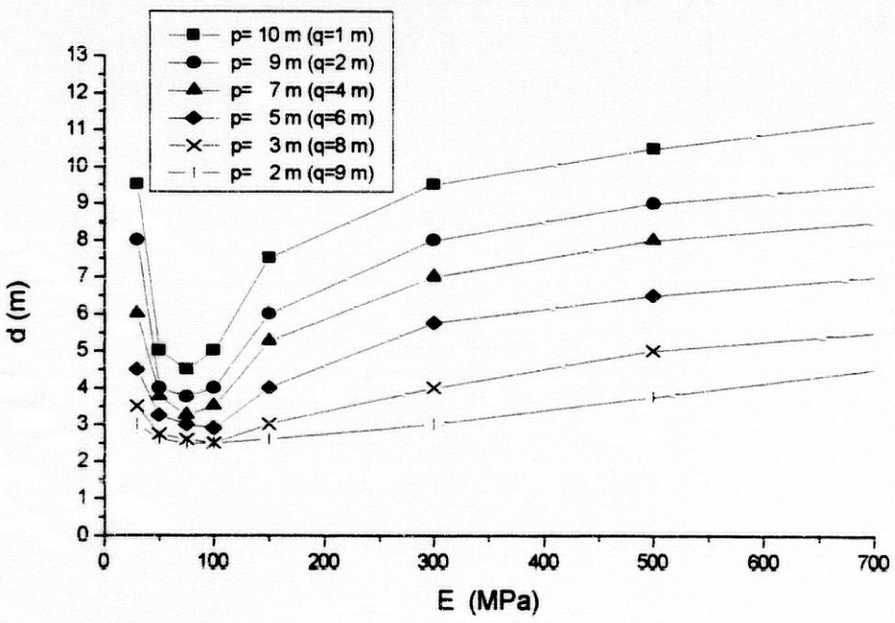
H= 16 m; l= 3m; Vibración HORIZONTAL



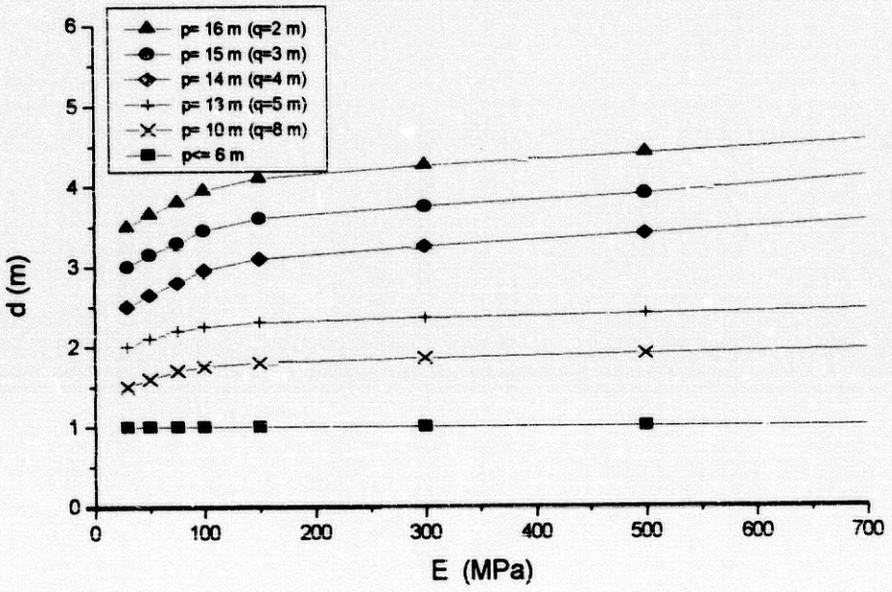
H= 16 m; l= 4m; Vibración HORIZONTAL



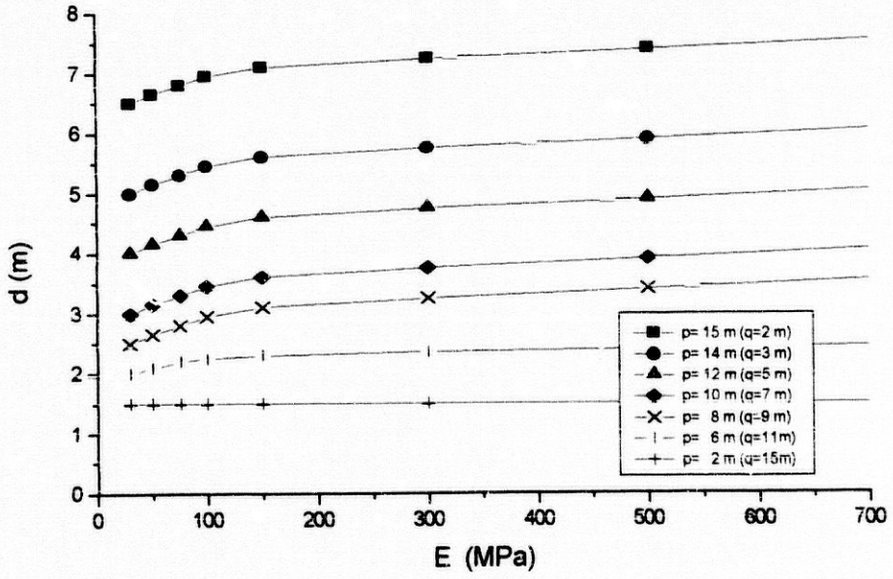
H= 16 m; l= 5m; Vibración HORIZONTAL



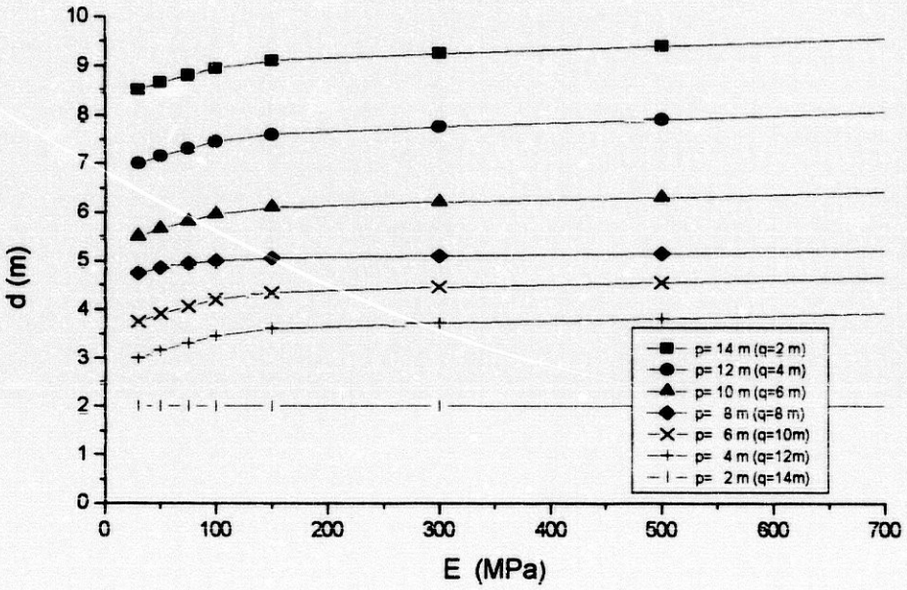
H= 20 m; l= 2m; Vibración HORIZONTAL



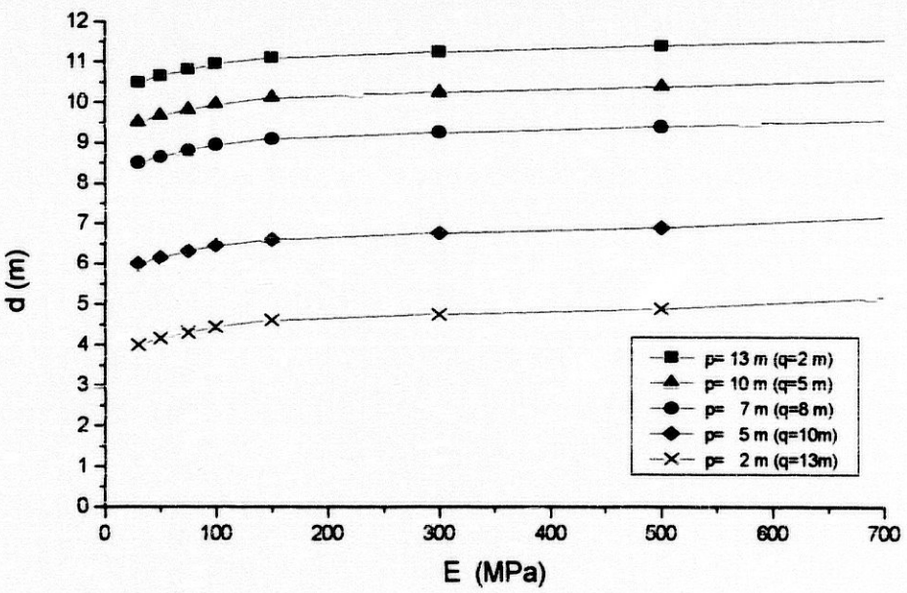
H= 20 m; l= 3m; Vibración HORIZONTAL



H= 20 m; l= 4 m; Vibración HORIZONTAL



H= 20 m; l= 5 m; Vibración HORIZONTAL



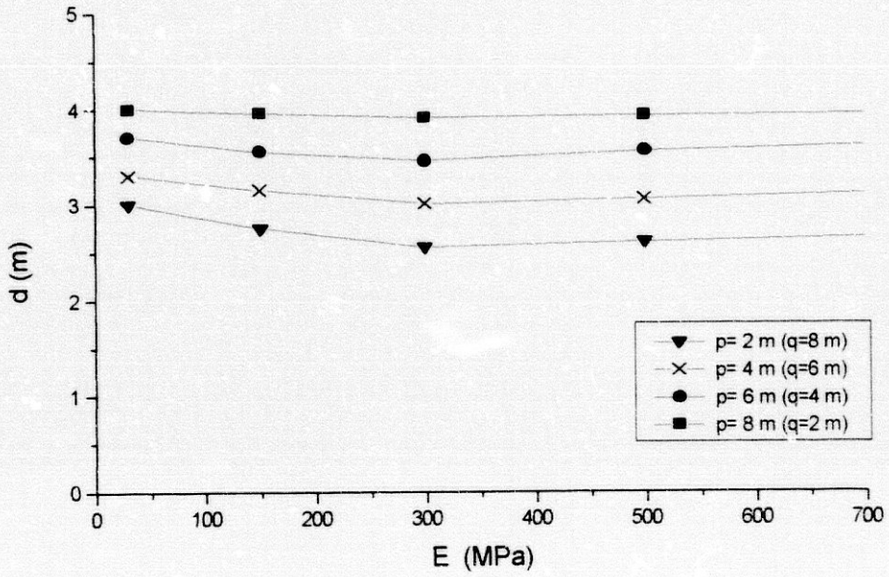
6.2.2.2.- DISTANCIAS DE INFLUENCIA PARA MOVIMIENTO VERTICAL.-

A continuación se representan gráficamente los valores de las distancias de influencia correspondientes al movimiento vertical para los distintos valores de "H", "p" y "l" (ver figura 6.15) considerados en esta tesis.

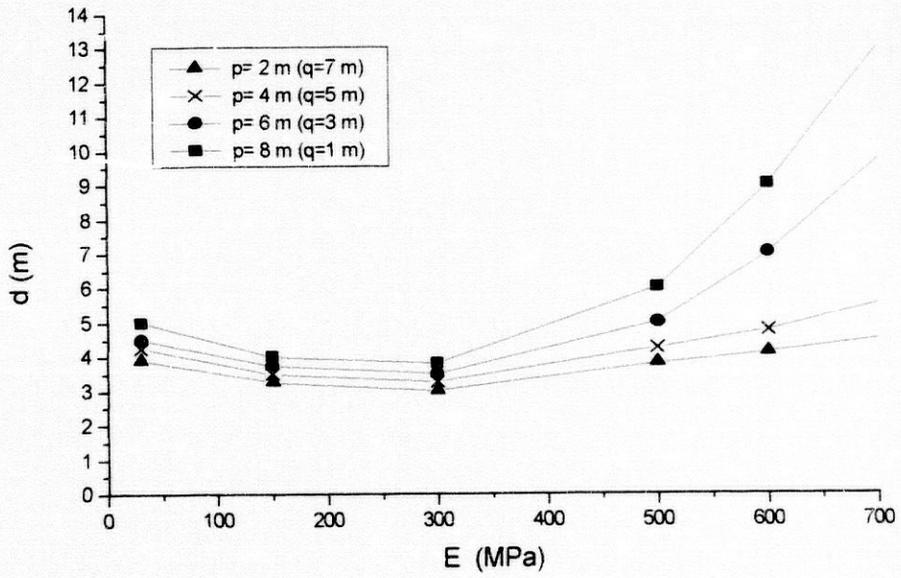
Estos valores de "d" se han determinado, al igual que para el caso de movimiento horizontal, aplicando el criterio de comparación del 5%, a partir del modelo que se definió en el capítulo 6.2.1.3.

Como en el capítulo 6.2.2.1, se han analizado módulos de elasticidad del material granular comprendidos entre 30 y 700 Mpa.

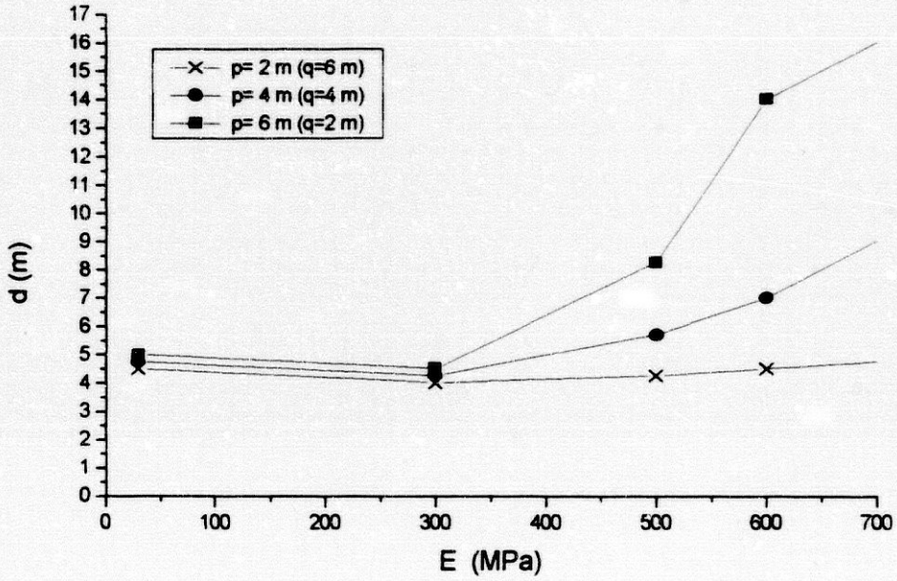
H= 12 m; l= 2m; Vibración VERTICAL



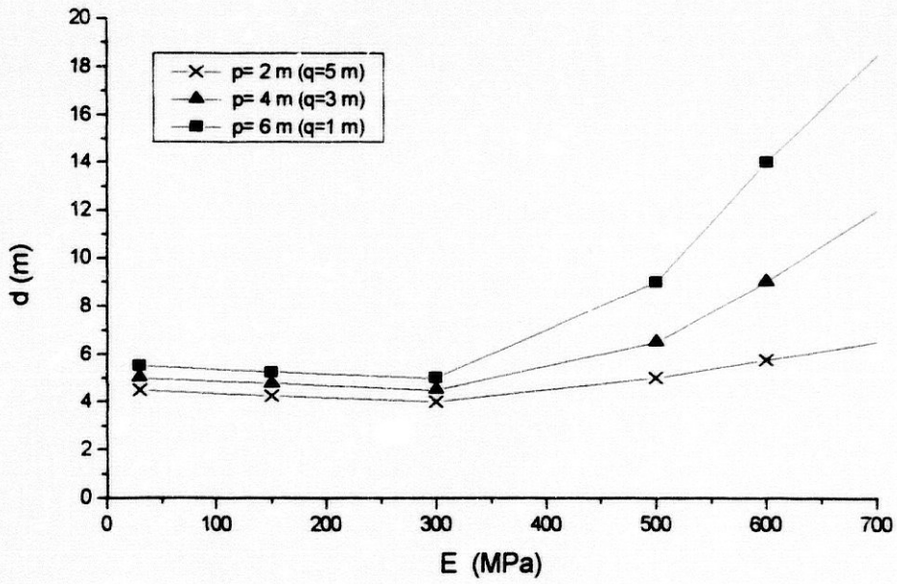
H= 12 m; l= 3m; Vibración VERTICAL



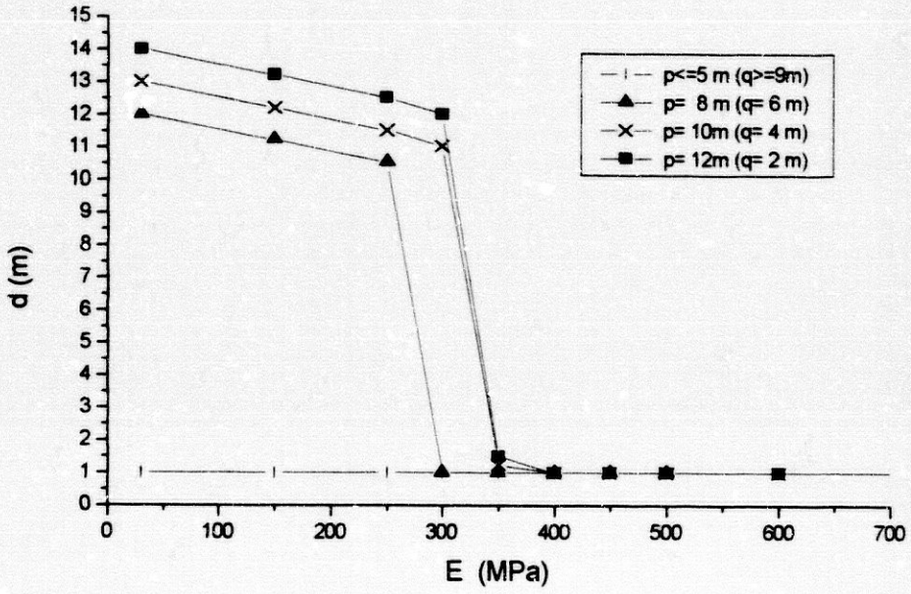
H= 12 m; l= 4 m; Vibración VERTICAL



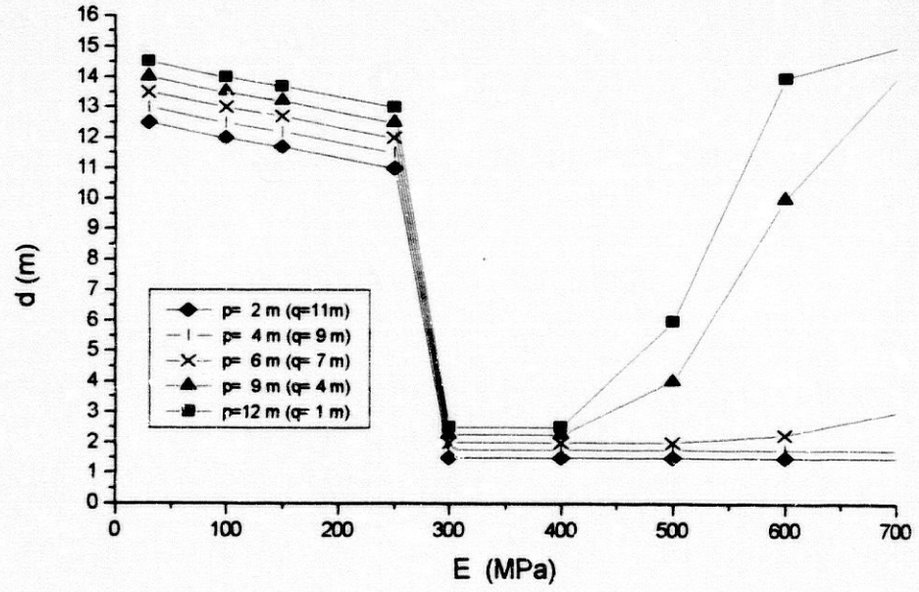
H= 12 m; l= 5 m; Vibración VERTICAL



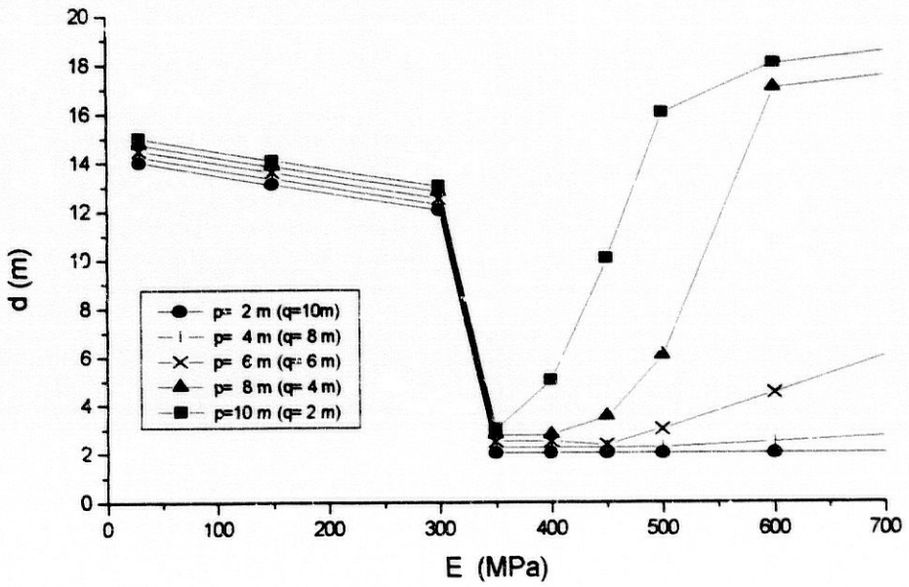
H= 16 m; l= 2 m; Vibración VERTICAL



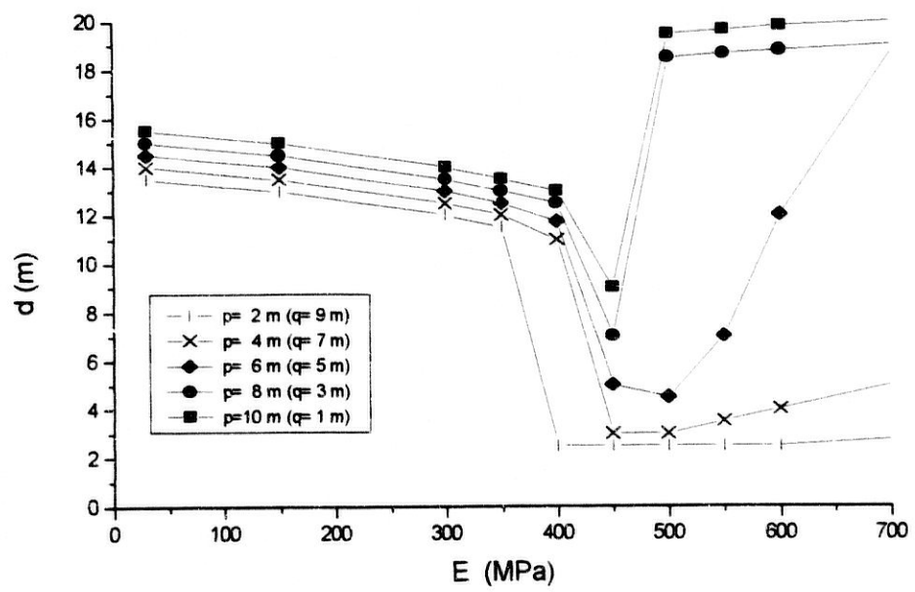
H= 16 m; l= 3 m; Vibración VERTICAL



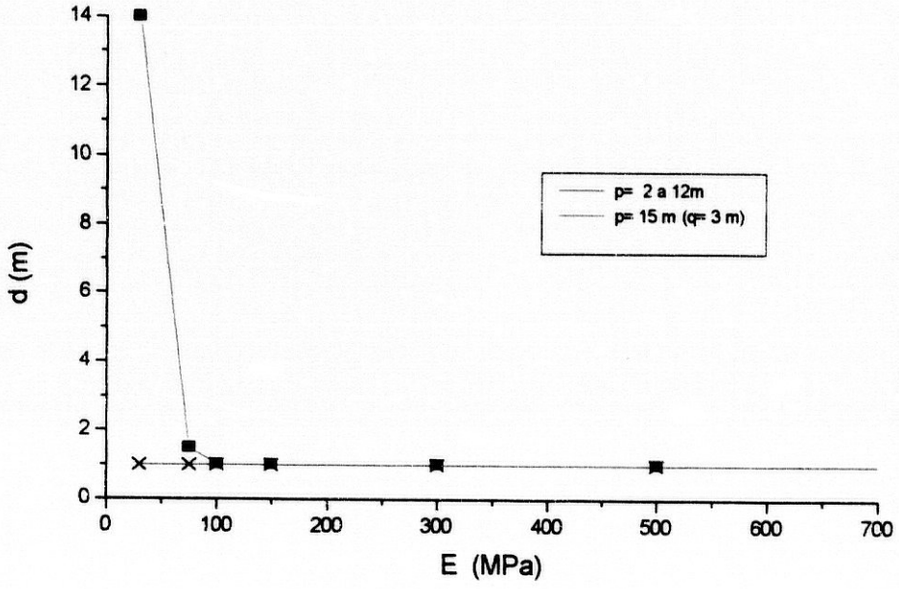
H= 16 m; l= 4 m; Vibración VERTICAL



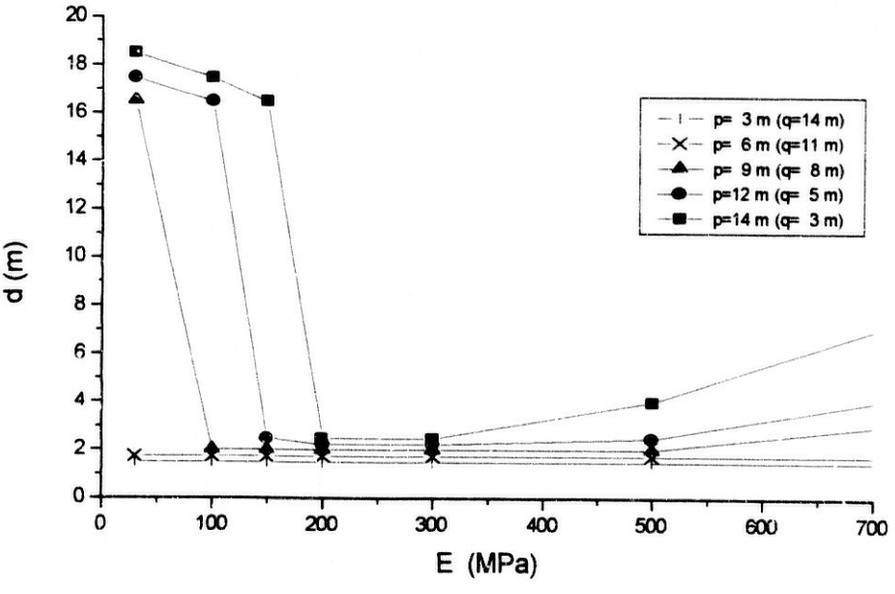
H= 16 m; l= 5 m; Vibración VERTICAL



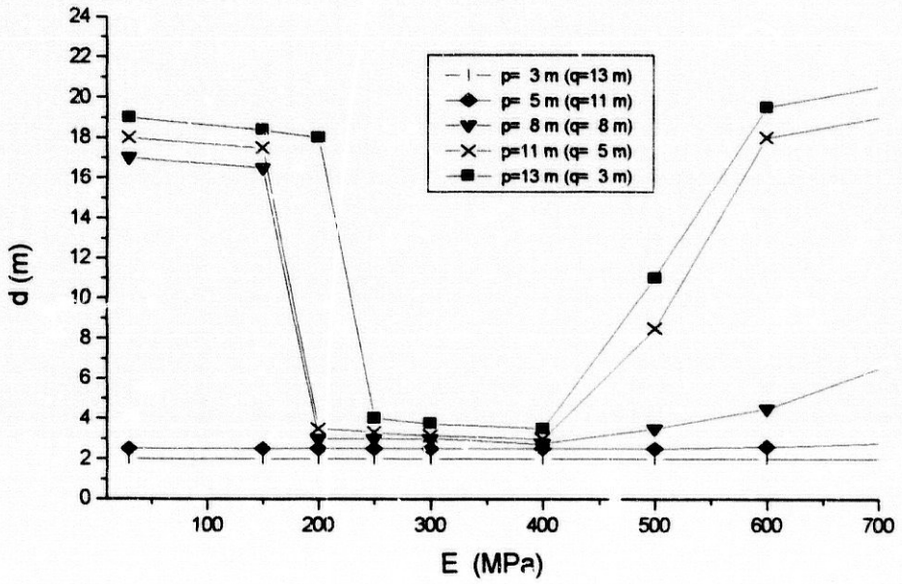
H= 20 m; l= 2 m; Vibración VERTICAL



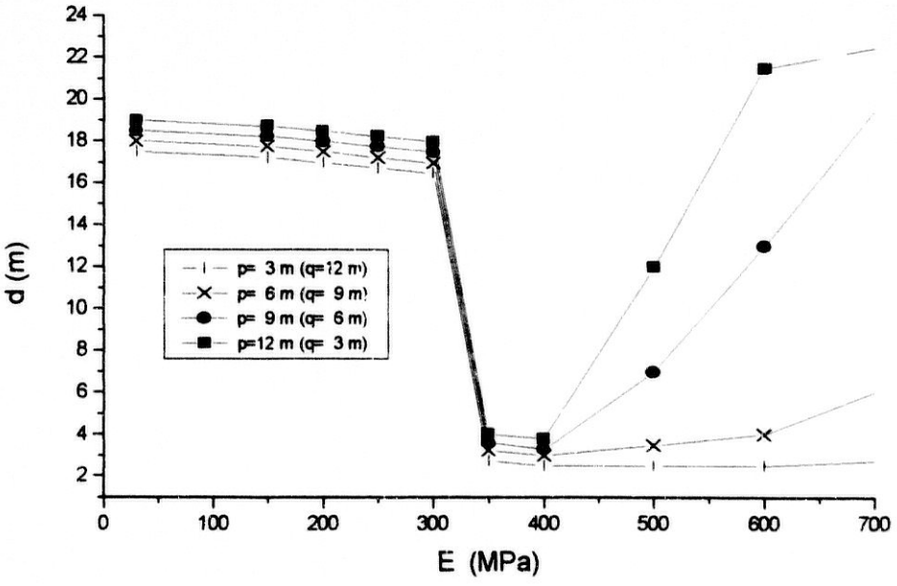
H= 20 m; l= 3 m; Vibración VERTICAL



H= 20 m; l= 4 m; Vibración VERTICAL



H= 20 m; l= 5 m; Vibración VERTICAL



6.2.2.3.- COMENTARIOS A LAS GRÁFICAS "d"- E .-

✖ CASO DE MOVIMIENTO HORIZONTAL.-

Analicemos en primer lugar los mínimos que aparecen en las gráficas del apartado 6.2.2.1.

Como ya se explicó, los puntos de las gráficas se han obtenido de la comparación de dos modelos: uno constituido únicamente por el relleno granular y otro en el que se considera una estructura enterrada. Por tanto, si llamamos:

"K" a la rigidez del sistema en condiciones de campo libre
"Ka" a la rigidez del suelo que es reemplazado por el túnel
"Kt" a la rigidez del túnel

la rigidez del sistema suelo estructura se puede escribir cómo:

$$K - Ka + Kt$$

Puesto que entre los dos modelos considerados la diferencia de rigidez es (Ka-Kt) y puesto que el marco del túnel se supone de rigidez fija (E=200.000 Kp/cm2) para todos los modelos analizados, según cúal sea el valor de "Ka" estaremos en una u otra de las siguientes situaciones:

$Ka < Kt$ el modelo suelo-estructura es más rígido que el de campo libre.
$Ka > Kt$ el modelo suelo-estructura es menos rígido que el de campo libre.

obviamente, existirá un valor de "Kt" tal que Ka = Kt, para el cual ambos modelos tendrán idéntica rigidez.

Este razonamiento tan sencillo puede justificar desde el punto de vista fisico el mínimo existente en las gráficas "d"- E .

Consideremos la porción de suelo que será reemplazada por el túnel, representada en la figura 6.16.

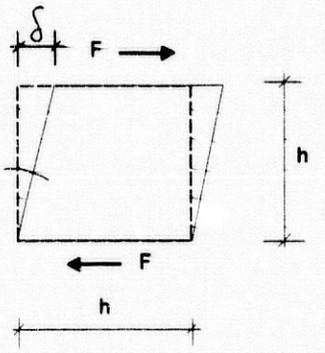


Figura 6.16

La rigidez horizontal de este elemento viene dada por el Módulo de Corte, de valor:

$$G_{suelo} = \frac{E_{suelo}}{2(1+\nu)} = \frac{E_{suelo}}{2{,}8}$$

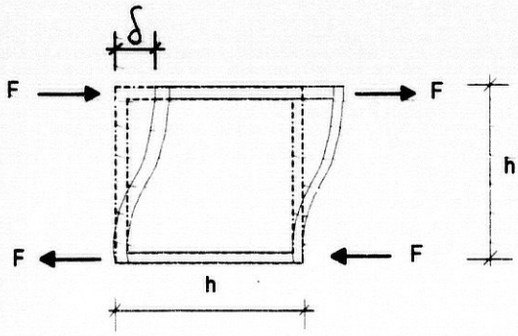


Figura 6.17

En el caso del túnel, representado en la figura 6.17, la rigidez horizontal "Kt" se puede suponer en una primera aproximación como la suma de las rigideces de los dos pilares, Kp, a los que se les impone un desplazamiento relativo unidad.

$$K_p = 12\,\frac{E_{hormigón} I}{h^3} \Rightarrow K_t = 24\,\frac{E_{horm} I}{h^3} = \frac{E_h}{500} = \frac{200000\ Kp/cm^2}{500} = 400 Kp/cm^2$$

puesto que el espesor del marco se ha supuesto de "h/10", el momento de inercia de la ecuación anterior será:

$$I = \frac{1}{12}\,\frac{h^3}{10^3}$$

Por tanto, "Ka" será igual a "Kt" cuando G_{suelo} = 400 Kp/cm^2, o sea, cuando el Módulo de Elasticidad del terreno sea 1120 Kp/cm^2 (112 MPa).

Este valor de "E_{suelo}" determinado teóricamente imponiendo la igualdad de rigideces entre suelo reemplazado y túnel, coincide sensiblemente con el valor del Módulo de Elasticidad para el cual las gráficas "d"-E, determinadas a partir del análisis modal, presentan el mínimo. Además, analizando el valor de los desplazamientos modales correspondientes al modo fundamental del modelo suelo-estructura y de campo libre se observa cómo a la izquierda del mínimo los desplazamientos modales de campo libre son mayores que los correspondientes al modelo suelo-estructura para los mismos puntos mientras que a la derecha del mínimo ocurre lo contrario. Por tanto, en torno al mínimo los desplazamientos modales de ambos modelos serán sensiblemente iguales.

En las gráficas "d"-E se han considerado valores del Módulo de Elasticidad comprendidos entre 30 y 900 Mpa. Si para H=20 m se analizan valores menores de "E" comprobamos que el mínimo se presenta para Módulos de Elasticidad próximos a los 10 Mpa.

La influencia de la masa en la existencia del mínimo se ha comprobado que es despreciable frente a la rigidez.

✖ CASO DE MOVIMIENTO VERTICAL .-

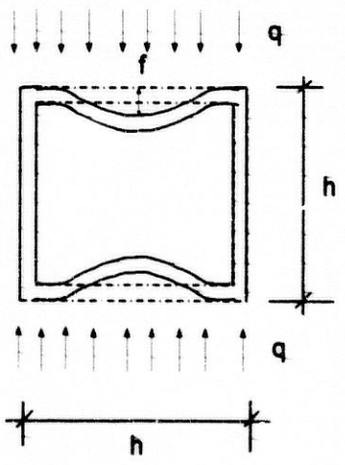


Figura 6.18

Aplicando el mismo razonamiento que en el caso anterior es posible justificar el mínimo de las gráficas del apartado 6.2.2.2.

Consideremos la estructura sometida a las acciones indicadas en la figura 6.18. Frente a esta carga, la rigidez de las paredes laterales de la estructura enterradaes infinita y, por tanto, únicamente consideraremos la debida a techo y solera del mismo.

La expresión que determina la flecha máxima en el centro de una viga biempotrada de longitud "h" y sometida a la acción de una carga uniforme "q" , es la siguiente:

$$f_{max} = \frac{qh^4}{384EI}$$

Considerando el techo y solera del túnel sometidos a la acción de una carga "q", tal y como se indica en la figura 6.18, que verifique que "p=qh=1":

$$fK_t = 2\,\frac{ph^3}{384E_{horm}I} = 2\,\frac{ph^3}{384*200.000Kp/cm^2*\frac{1}{12}\frac{h^3}{10^3}} = 3200Kp/cm^2$$

Por tanto, cuando la rigidez del túnel coincida con la del suelo reemplazado se producirá el mínimo de las curvas, o sea, cuando $\mathbf{E_{suelo}}$**= 320 MPa.**, como efectivamente sucede.

Analizando los desplazamientos modales de campo libre y del modelo suelo-estructura para las distintas rigideces del relleno granular consideradas se deduce que:

1.- Cuando la rigidez del suelo es elevada, el sistema suelo-estructura vibra al unísono y, por tanto, las distancias de influencia de las gráficas anteriores ponen de manifiesto realmente la modificación que introduce el túnel en el valor de los desplazamientos modales respecto a los existentes en campo libre. Por el contrario,

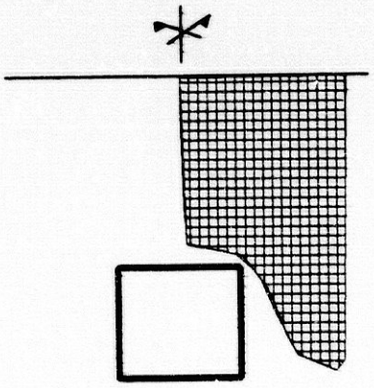


Figura 6.19

2.- cuando el módulo de Elasticidad del relleno es bajo y se consideran estructuras enterradas en profundidad, el sistema no vibra al unísono sino que es el suelo situado sobre el techo de la estructura el que vibra sobre ella, que se comporta como una base rígida. Se observa que mientras que los nodos situados en las inmediaciones del túnel mueven prácticamente igual que en condiciones de campo libre , la masa de suelo situada sobre la estructura se mueve considerablemente más que cuando se considera campo libre y además arrastra en su movimiento a parte del suelo situado entre techo y solera, como se pretende representar en la figura 6.19. Estos valores de la "distancia de influencia" son anómalos puesto que no están asociados a la vibración del túnel.

3.- Cuando los suelos son blandos y el túnel está ubicado próximo a la superficie, el túnel vibra "envuelto" en la masa de suelo. Se obtienen "distancias de influencia" grandes, pero en este caso sí son reales.

6.3.- ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.-

En el apartado 6.2.1.2 se ha propuesto estudiar el movimiento horizontal a partir del modo fundamental de vibración (modo 1 del modelo de la figura 6.7). Ahorabien, los modos superiores podrían introducir cabeceos en la estructura enterrada que modificarían los valores de las "distancias de influencia" obtenidas.

Con objeto de verificar la posible influencia de otros modos, distintos del modo fundamental, en el valor de las distancias obtenidas se ha llevado a cabo un análisis espectral (adoptando el espectro de respuesta horizontal correspondiente a la R.G. 1.60) del modelo que representa las condiciones de campo libre (para el caso: H=16 m, E= 300 MPa) y del sistema suelo-estructura (para el caso: H= 16m, p= 6 m, l= 4m y E= 300 Mpa). Este análisis espectral realizado para los dos supuestos siguientes:

caso i).- Considerando los ocho primeros modos.
caso ii).- Considerando únicamente el modo fundamental: modo 1.

Las conclusiones obtenidas se resumen a continuación.

1.- Factores de participación modal.

PARA CAMPO LIBRE:

caso i):

Modos considerados	Dirección horizontal	Dirección vertical
Modo 1	**1,6840e+03**	**3,5080e-12**
Modo 2	4,4950e-10	1,5730e+02
Modo 3	1,0390e-06	-6,4300e-07
Modo 4	6,0430e-04	2,7140e+02
Modo 5	1,0960e-02	-7,4710e-03
Modo 6	4,4240e-02	2,5540e+02
Modo 7	1,8930e-01	-1,4790e-01
Modo 8	9,6970e-01	1,8910e+02

caso ii)

Modos considerados	Dirección horizontal	Dirección vertical
Modo 1	1,6880e+03	1,0940e-01

PARA EL SISTEMA SUELO-TÚNEL.

caso i)

Modos considerados	Dirección horizontal	Dirección vertical
Modo 1	**1,6840e+03**	**3,8160e-12**
Modo 2	5,7540e-10	1,5430e+02
Modo 3	-2,3220e+01	-7,4060e-07
Modo 4	1,0160e-03	3,0630e+02
Modo 5	1,1110e+01	-9,6240e-03
Modo 6	7,6580e-02	1,9980e+02
Modo 7	-1,7440e+01	-1,6990e-01
Modo 8	-1,6620e+01	1,4940e+00

caso ii)

Modos considerados	Dirección horizontal	Dirección vertical
Modo 1	1,6800e+03	1,0210e-01

2.- Movimientos en los puntos del modelo.

A continuación se lista la salida del SAP86 relativa a los desplazamientos que experimentan los puntos cuyas coordenadas se indican en la figura 6.20, en los supuestos i) e ii) tanto para condiciones de campo libre como para el sistema suelo-estructura. Los desplazamientos últimos para cada punto se obtienen a apartir de los asociados a cada uno de los modos considerados mediante:

$$y_t = \sqrt{\sum y_i^2} \quad ; \qquad z_t = \sqrt{\sum z_i^2}$$

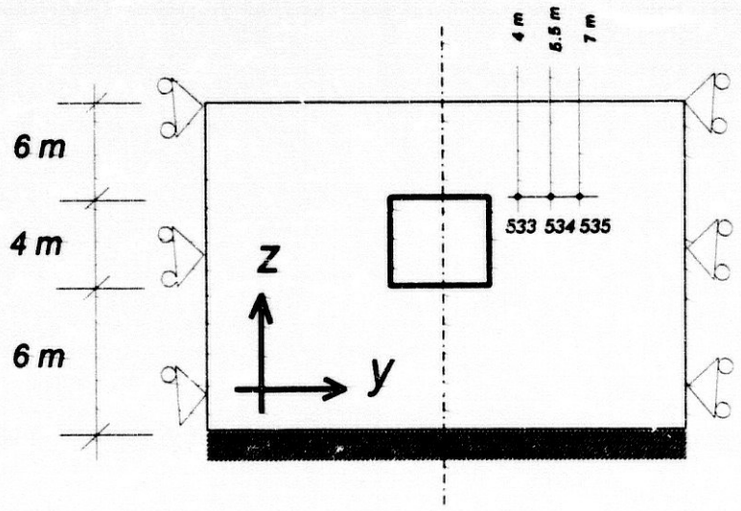


Figura 6.20

PARA CAMPO LIBRE.

Caso i) : -considerando los 8 primeros modos-

535	1	0.42969E-04	0.52150E-18
	2	-0.21893E-17	0.10537E-17
	3	0.11149E-13	0.11861E-14
	4	0.19569E-11	-0.17687E-11
	5	-0.23587E-10	-0.31750E-10
	6	-0.73901E-10	0.93138E-10
	7	0.96831E-10	0.60359E-09
	8	0.97549E-09	-0.47312E-09
	9	0.42969E-04	0.77321E-09
534	1	0.42969E-04	0.69086E-18
	2	-0.17243E-17	0.10618E-17
	3	0.11511E-13	0.94126E-15
	4	0.15737E-11	-0.19089E-11
	5	-0.27376E-10	-0.26001E-10
	6	-0.62124E-10	0.12184E-09
	7	0.15662E-09	0.52346E-09
	8	0.88256E-09	-0.12601E-08
	9	0.42969E-04	0.13702E-08
533	1	0.42969E-04	0.77777E-18
	2	-0.12563E-17	0.10679E-17
	3	0.11790E-13	0.68906E-15
	4	0.11646E-11	-0.20177E-11
	5	-0.30364E-10	-0.19493E-10
	6	-0.47512E-10	0.14497E-09
	7	0.20614E-09	0.40905E-09
	8	0.71074E-09	-0.19344E-08
	9	0.42969E-04	0.19826E-08

Caso ii) -considando únicamente el modo fundamental-

NODE NUMBER	MODE NUMBER	Y-TRANSLATION	Z-TRANSLATION
535	1	0.43027E-04	0.58851E-08
	2	0.43027E-04	0.58851E-08
534	1	0.43029E-04	0.46912E-08
	2	0.43029E-04	0.46912E-08
533	1	0.43030E-04	0.34873E-08
	2	0.43030E-04	0.34873E-08

PARA EL SISTEMA SUELO-TÚNEL.

caso i) - considerando los ocho primeros modos-

NODE NUMBER	MODE NUMBER	Y-TRANSLATION	Z TRANSLATION
535	1	0.44269E-04	0.51315E-06
	2	-0.25573E-17	0.12468E-17
	3	0.25286E-06	0.29352E-07
	4	0.27820E-11	-0.26602E-11
	5	-0.24636E-07	-0.31912E-07
	6	-0.11362E-09	0.15735E-09
	7	0.10293E-07	0.55841E-07
	8	0.66598E-08	-0.16795E-07
	9	0.44270E-04	0.51827E-06
534	1	0.44723E-04	0.83150E-06
	2	-0.19371E-17	0.11871E-17
	3	0.26370E-06	0.26080E-07
	4	0.21223E-11	-0.26975E-11
	5	-0.28743E-07	-0.26410E-07
	6	-0.89176E-10	0.19143E-09
	7	0.16612E-07	0.49175E-07
	8	0.77427E-08	-0.12060E-07
	9	0.44723E-04	0.83386E-06
533	1	0.45400E-04	0.13508E-05
	2	-0.12763E-17	0.10911E-17
	3	0.27407E-06	0.23767E-07
	4	0.14025E-11	-0.26357E-11
	5	-0.32190E-07	-0.20227E-07
	6	-0.60550E-10	0.21189E-09
	7	0.22245E-07	0.39381E-07
	8	0.91211E-08	-0.72222E-08
	9	0.45400E-04	0.13517E-05

Caso ii) -considerando únicamente el modo fundamental-

NODO	MODO	TRANSLACION-Y	TRANSLACION-Z
535	1	0.44316E-04	0.51756E-06
	2	0.44316E-04	0.51756E-06
534	1	0.44771E-04	0.83534E-06
	2	0.44771E-04	0.83534E-06
533	1	0.45450E-04	0.13543E-05
	2	0.45450E-04	0.13543E-05

3.- Esfuerzos en el marco del túnel.-

A continuación de lista la salida de SAP86 referente a los esfuerzos obtenidos para las vigas que definen el marco del túnel obtenidos para los casos i) e ii).

Dado el carácter simétrico del problema se listan los esfuerzos correspondientes a las vigas situadas a la derecha del eje de simetría del modelo, comenzando por la situada en el techo del túnel y avanzando en el sentido de las agujas del reloj.

Caso i): -Esfuerzos obtenidos del análisis espectral considerando los ocho primeros modos-.

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (1)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.8116E+02	0.1090E+03	0.4312E-02	0.8116E+02	0.1090E+03	0.5449E+02

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (2)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.2395E+03	0.1817E+03	0.5449E+02	0.2395E+03	0.1817E+03	0.1453E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (3)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.3861E+03	0.3305E+03	0.1453E+03	0.3861E+03	0.3305E+03	0.3106E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (4)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.5342E+03	0.5356E+03	0.3106E+03	0.5342E+03	0.5356E+03	0.5784E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (5)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.4641E+03	0.4063E+03	0.5784E+03	0.4641E+03	0.4063E+03	0.1721E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (6)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.1524E+03	0.1273E+03	0.1721E+03	0.1524E+03	0.1273E+03	0.4475E+02

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (7)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.2087E+03	0.1683E+03	0.4475E+02	0.2087E+03	0.1683E+03	0.1236E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (8)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.5716E+03	0.5520E+03	0.1236E+03	0.5716E+03	0.5520E+03	0.6755E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (9)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.6443E+03	0.6407E+03	0.6755E+03	0.6443E+03	0.6407E+03	0.3551E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (10)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.4634E+03	0.3870E+03	0.3551E+03	0.4634E+03	0.3870E+03	0.1617E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (11)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.2857E+03	0.2058E+03	0.1617E+03	0.2857E+03	0.2058E+03	0.5879E+02

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (12)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.9658E+02	0.1176E+03	0.5879E+02	0.9658E+02	0.1176E+03	0.4477E-02

caso ii) - Esfuerzos obtenidos del análisis espectral considerando sólo el modo fundamental-

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (1)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.8113E+02	0.1091E+03	0.4840E-02	0.8113E+02	0.1091E+03	0.5455E+02

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (2)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.2397E+03	0.1819E+03	0.5455E+02	0.2397E+03	0.1819E+03	0.1455E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (3)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.3865E+03	0.3309E+03	0.1455E+03	0.3865E+03	0.3309E+03	0.3109E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (4)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.5348E+03	0.5361E+03	0.3109E+03	0.5348E+03	0.5361E+03	0.5790E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (5)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.4645E+03	0.4067E+03	0.5790E+03	0.4645E+03	0.4067E+03	0.1723E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (6)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.1524E+03	0.1274E+03	0.1723E+03	0.1524E+03	0.1274E+03	0.4482E+02

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (7)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.2090E+03	0.1685E+03	0.4482E+02	0.2090E+03	0.1685E+03	0.1237E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (8)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.5723E+03	0.5526E+03	0.1237E+03	0.5723E+03	0.5526E+03	0.6763E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (9)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.6451E+03	0.6415E+03	0.6763E+03	0.6451E+03	0.6415E+03	0.3556E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (10)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.4640E+03	0.3874E+03	0.3556E+03	0.4640E+03	0.3874E+03	0.1619E+03

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (11)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J)	M3(J)
0.2862E+03	0.2060E+03	0.1619E+03	0.2862E+03	0.2060E+03	0.5886E+02

ELEMENT TYPE (B E A M) /// ELEMENT NUMBER (12)

P1(I)	V2(I)	M3(I)	P1(J)	V2(J))	M3(J)
0.9681E+02	0.1177E+03	0.5886E+02	0.9681E+02	0.1177E+03	0.2036E-02

Del análisis de los resultados anteriores se deduce que es posible llevar a cabo el análisis horizontal del sistema considerando sólo el modo fundamental, modo 1, puesto que hemos observado la influencia de los modos superiores es mínima.

En el caso del movimiento vertical, dada la propia naturaleza del movimiento, es más difícil que modos superiores induzcan cabeceos en el túnel que puedan distorsionar los resultados.

6.4.- ANÁLISIS ESPECTRAL. IMPORTANCIA DEL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. -

La importancia de la interacción suelo-estructura ha sido analizada en el dominio de la frecuencia mediante el programa FLUSH (Lysmer, 1975). En la figura 6.21 se comparan los espectros de respuesta horizontal en los puntos señalados de la sección transversal del túnel para una excitación horizontal con los mismos puntos en condiciones de campo libre. Se aprecia que ambos espectros son muy parecidos con diferencias máximas de 10-12 % en las proximidades de la frecuencia natural del estrato. Para el caso de excitación vertical, representado en la figura 6.22 , se aprecia que las diferencias son incluso menores.

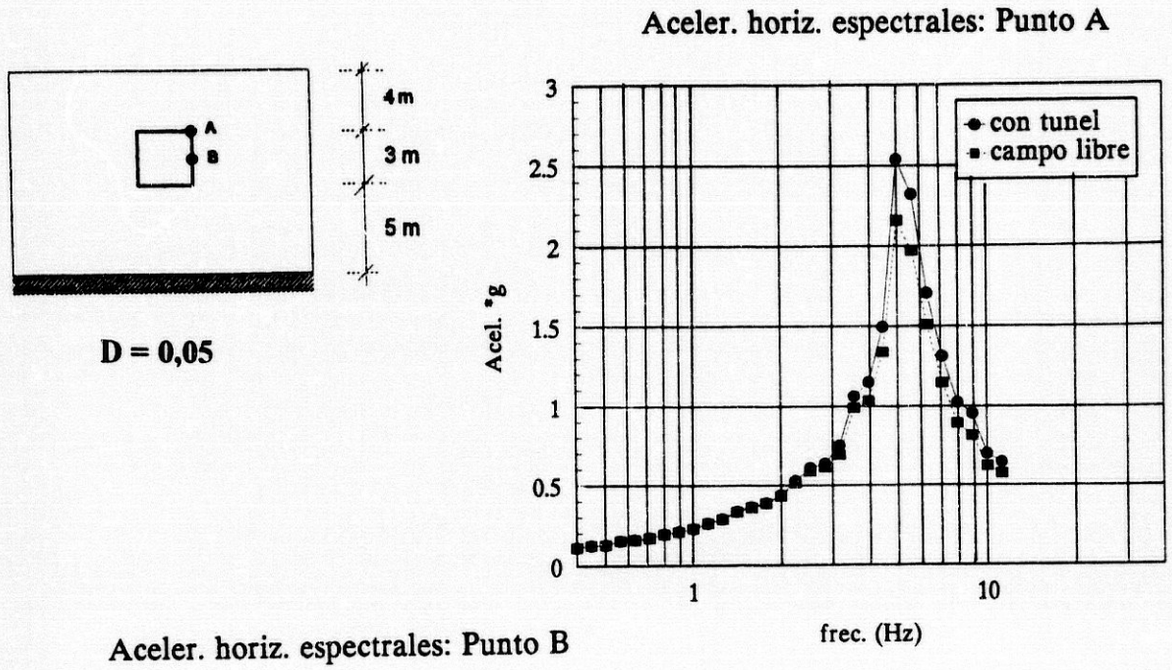
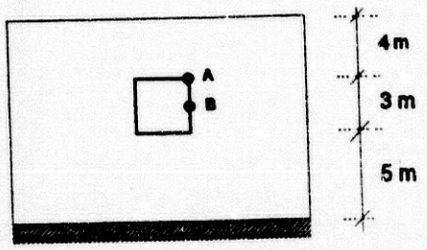
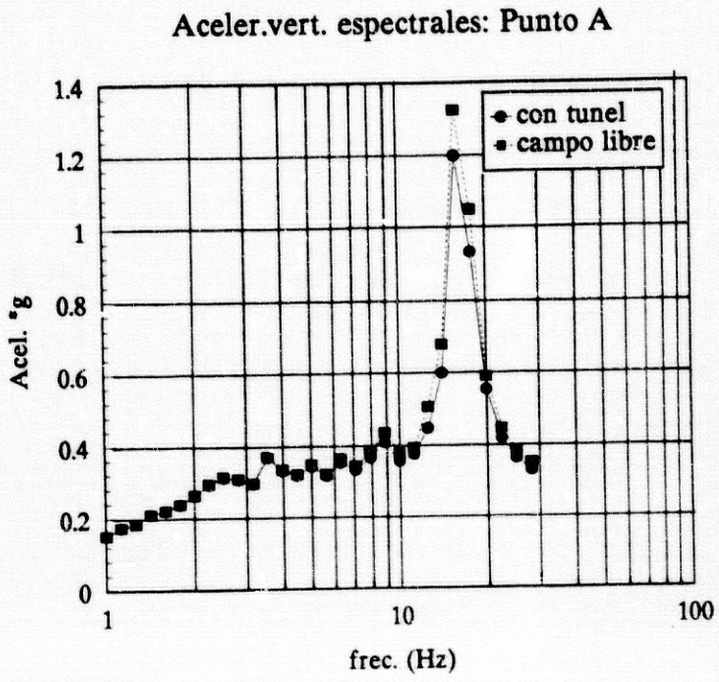


Figura 6.21: Espectro de respuesta horizontal en los puntos A y B (línea continua) y en los mismos niveles de campo libre (línea discontínua).



D = 0,05



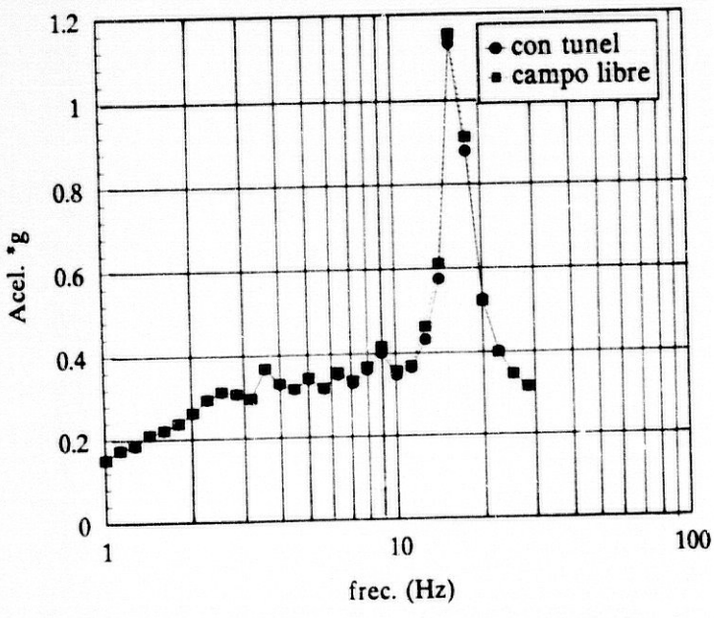


Figura 6.22: Espectro de respuesta vertical en los puntos A y B (línea contínua) y en los mismos niveles de campo libre (linea discontínua).

6.5.- INPUT SÍSMICO.-

La acción sísmica sobre el sistema suelo-túnel ha sido introducida mediante dos acelerogramas artificiales, uno vertical y otro horizontal, estadísticamente independientes, con un amplio contenido de frecuencias. Los espectros de respuesta de estos acelerogramas corresponden a los propuestos por la R.G. 1.60 y han sido definidos tanto a nivel de la interfase roca-relleno granular, para tener en cuenta los efectos de amplificación del estrato, como en la superficie del estrato con distintas aceleraciones punta.

Como se comentó anteriormente se han considerado por separado las excitaciones vertical y horizontal.

6.6.- PROPIEDADES DINÁMICAS DEL TERRENO.

Las estructuras enterradas se suponen ubicadas en un relleno granular de espesor constante apoyado sobre un semiespacio rocoso de comportamiento elástico y lineal. El material de relleno se admite que tiene un comportamiento viscoelástico y no lineal y se admite que tanto el Módulo de Corte como el factor de amortiguamiento interno varían con la deformación angular como sugerieron Hardin y Drnevich (1972) para materiales granulares.

Para todos los casos analizados se ha considerado que la variación del valor máximo del Módulo de Corte del relleno granular con la presión octaédrica efectiva viene dada por:

$$G_{máx}(Ton/m^2) = 6204\sqrt{\sigma_0^*(Ton/m^2)}$$

Esta expresión corresponde a valores medios; se pueden obtener los valores extremos multiplicando y dividiendo por 2 este valor medio.

En esta tesis hemos considerado tanto los valores medios como los mínimos para el valor de $G_{máx}$. Los valores máximos no los hemos tenido en cuenta ya que corresponden a Módulos de Corte muy elevados, que no se presentan en rellenos granulares.

En la expresión anterior σ_0^* es la presión octaédrica efectiva definida como:

$$\sigma_0^* = \frac{1 + 2k_0}{3}\gamma h$$

siendo k_0 el coeficiente de empuje en reposo, γ la densidad del suelo y "h" la profundidad, medida a partir de la superficie del terreno.

A continuación se lista la salida del programa FLUSH que muestra la ley de variación de las propiedades dinámicas con la deformación angular adoptada en esta tesis y que se representa gráficamente en la figura 6.23.

IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL: CURVAS DEL RELLENO GRANULAR

CURVAS PARA EL MÓDULO DE CORTE

PORCENTAJE DE DEFORMACIÓN ANGULAR

MAT. TYPE	10**(-4.0)	10**(-3.5)	10**(-3.0)	10**(-2.5)	10**(-2.0)	10**(-1.5)	10**(-1.0)	10**(-0.5)	10**(0.0)	10**(+0.5)	10**(+1.0)
1	0.10E+01	0.99E+00	0.99E+00	0.95E+00	0.81E+00	0.61E+00	0.34E+00	0.34E+00	0.34E+00	0.34E+00	0.34E+00

CURVAS PARA EL AMORTIGUAMIENTO (%)

PORCENTAJE DE DEFORMACIÓN ANGULAR

MAT. TYPE	10**(-4.0)	10**(-3.5)	10**(-3.0)	10**(-2.5)	10**(-2.0)	10**(-1.5)	10**(-1.0)	10**(-0.5)	10**(0.0)	10**(+0.5)	10**(+1.0)
1	0.50E+00	0.50E+00	0.50E+00	0.75E+00	0.20E+01	0.49E+01	0.10E+02	0.10E+02	0.10E+02	0.10E+02	0.10E+02

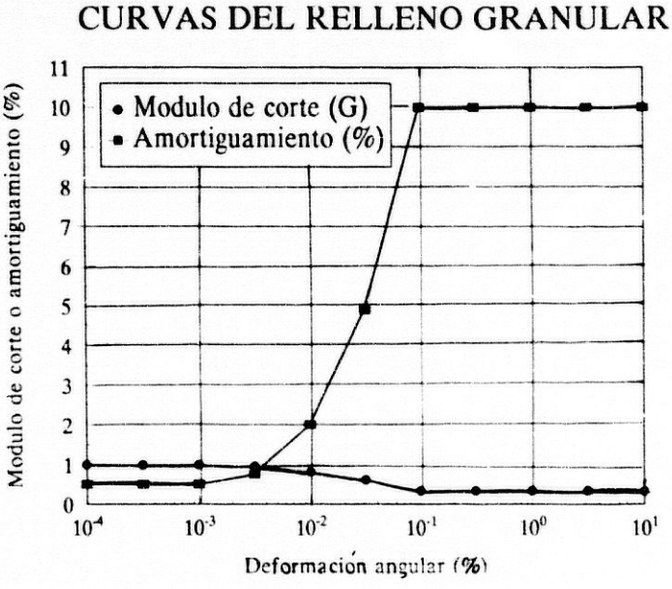


Figura 6.23: Curvas de relleno granular.

6.7.- MÉTODO SIMPLIFICADO PROPUESTO.-

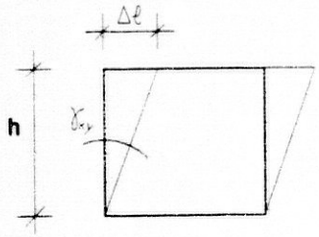
6.7.1.- MOVIMIENTO HORIZONTAL: INDUCIDO POR LA PROPAGACIÓN VERTICAL DE LAS ONDAS "S"

El estudio para el movimiento horizontal se ha llevado a cabo en dos pasos: análisis dinámico para obtener las tensiones y deformaciones en campo libre y análisis estático tal y como se indica en los puntos siguientes.

■ 6.7.1.1.- ANÁLISIS DINÁMICO.

Mediante el programa FLUSH, realizando un análisis en el dominio de la frecuencia, deducimos los valores máximos de los desplazamientos para condiciones de campo libre, cuando el estrato es sometido a la acción de un sismo. Para ello, una vez conocidas las deformaciones angulares γ_{xy} de cada elemento (las deformaciones normales son nulas ya que las tensiones normales son cero debido a que el movimiento es horizontal) se pueden determinar los desplazamientos horizontales de los nodos ocasionados por estas deformaciones angulares ya que se verifica que:

$$\Delta l = \gamma_{xy} h$$



donde "h" es la altura que separa a dos nodos situados en la misma vertical, tal y como se indica en la figura 6.24. La acumulación de estos desplazamientos relativos determina los desplazamientos absolutos de los nodos de la malla.

Figura 6.24

■ 6.7.1.2.- ANÁLISIS ESTÁTICO.

Una vez deducido de las gráficas del apartado 6.2.2.1 el valor correspondiente para la distancia de influencia, se construye un modelo estático (como el representado en la figura 6.25)

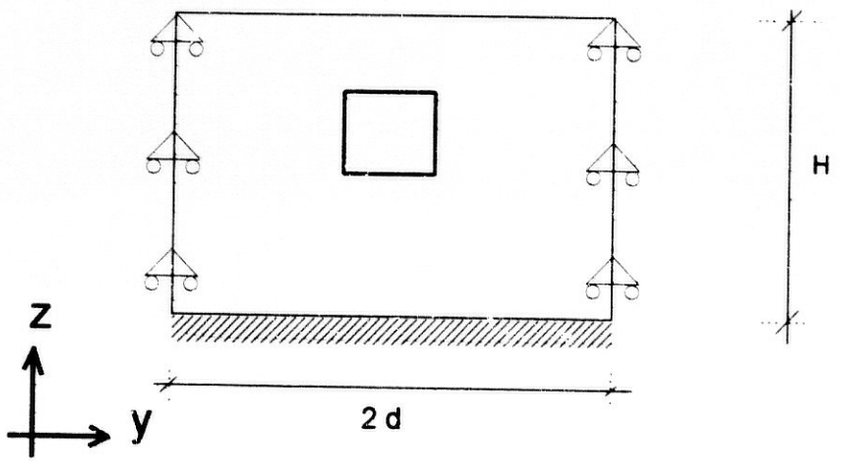


Figura 6.25: Modelo estático para movimiento horizontal.

de dimensión horizontal "2*d" y de dimensión vertical correspondiente al espesor del estrato de suelo considerado, situando la estructura se situará en el centro del mismo. El estrato se apoya sobre una base rígida.

La única acción a la que estará sometido el modelo estático serán los desplazamientos horizontales obtenidos a partir del análisis dinámico del sistema suelo-estructura, en condiciones de campo libre. Estos desplazamientos se pueden imponer directamente a los nodos de los bordes laterales de la figura 6.25 o bien introduciendo en estos nodos las fuerzas axiles (figura 6.26):

$$N = \frac{E\Omega}{l}\delta$$

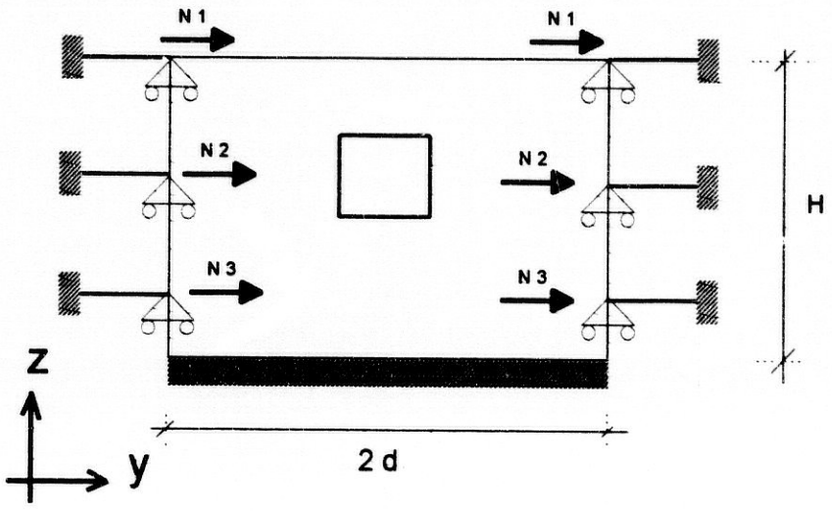


Figura 6.26: Modelo estático para movimiento horizontal.

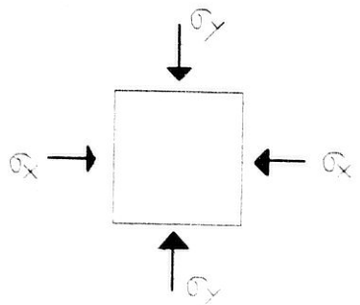
donde E, Ω y l son el Módulo de Elasticidad, el área y la longitud respectivamente de los elementos barra auxiliares -truss- introducidos y δ el desplazamiento que hemos de imponer a los nodos de campo libre de la figura 6.26. Si estos elementos truss se definen con una rigidez muy elevada, en relación con el suelo que constituye el estrato del modelo, ellos absorberán la totalidad de estos axiles. Esta es una forma de imponer desplazamientos en los nudos cuando el programa no permite su introducción directamente.

6.7.2.- MOVIMIENTO VERTICAL: INDUCIDO POR LA PROPAGACIÓN VERTICAL DE LAS ONDAS "P"

Para este caso, como ocurría en el movimiento horizontal, el estudio se lleva a cabo en dos pasos aunque ahora la correcta definición de los movimientos verticales en el modelo estático hace preciso imponer unos desplazamientos a toda la superficie libre del relleno. Como se verá más adelante, el método estático aquí propuesto conduce a resultados suficientemente aproximados si a todos los nodos situados en la parte superior del modelo se le imponen los desplazamientos existentes a esa misma cota en campo libre, y que hemos deducido del análisis dinámico llevado a cabo con el programa FLUSH.

■ 6.7.2.1.- ANÁLISIS DINÁMICO.

A partir del análisis dinámico completo del modelo llevado a cabo con el programa FLUSH deducimos las tensiones y los desplazamientos existentes en campo libre. Por tratarse de un movimiento vertical, al contrario de lo que ocurría en el caso anterior, las únicas tensiones existentes en campo libre serán normales (como se indica en la figura 6.27) . deformaciones longitudinales correspondientes verifican:



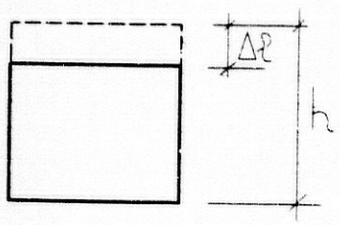
$$\epsilon_x = \frac{1}{E}\left[(1 - \nu^2)\sigma_x - \nu(1 + \nu)\sigma_y\right] = 0$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E}\left[(1 - \nu^2)\sigma_y - \nu(1 + \nu)\sigma_x\right]$$

Figura 6.27

por tanto, los desplazamientos de los nodos en campo libre será puramente verticales, como se

indica en la figura 6.28, y se podrán determinar a partir de la expresión:



$$\Delta l = \varepsilon_y h$$

donde "h"es la diferencia de alturas entre dos nodos consecutivos de la misma vertical. Acumulando estos desplazamientos relativos se pueden obtener los movimientos verticales que experimentan los nodos situados en la superficie.

Figura 6.28.

■ 6.7.2.2.- ANÁLISIS ESTÁTICO.

Una vez obtenida la distancia de influencia (apartado 6.2.2.2) para cada caso se construye un modelo estático como el representado en la figura 6.29 de dimensión horizontal "2*d" y dimensión vertical correspondiente al espesor del estrato de suelo considerado. La estructura se situará en el centro del mismo. El estrato se apoya sobre una base rígida.

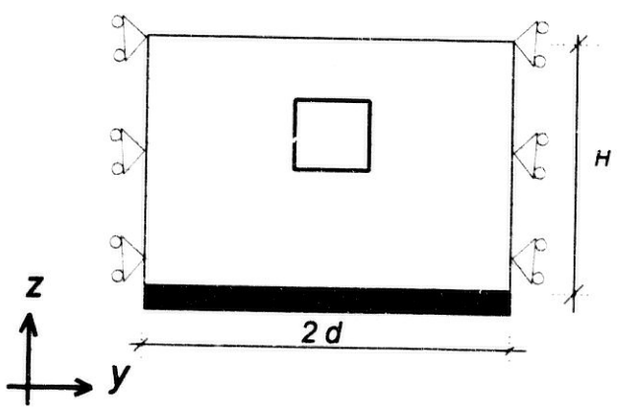


Figura 6.29: Modelo estático para mov. vertical.

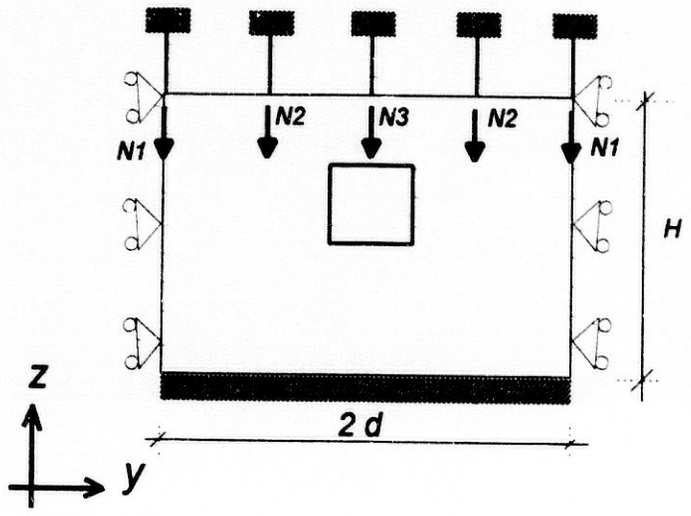


Figura 6.30: Modelo estático para mov. vertical.

Los desplazamientos verticales de campo libre deducidos del análisis dinámcio se pueden introducir en los nodos de borde laterales bien directamente en el modelo de la figura 6.29 o bien, como en el caso del movimiento horizontal, introducir éstos mediante elementos barra (truss) auxiliares sometidos a fuerzas axiles "N" (figura 6.30).

6.8.- VERIFICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA.-

Para comprobar la validez de la metodología propuesta se han analizado distintos modelos.

Para cada caso se ha llevado a cabo un análisis dinámico completo, mediante el programa FLUSH, y un análisis estático simplificado considerando las distancias obtenidas de las gráficas correspondientes. Estas distarcias están en función de "E", Módulo de Elasticidad del terreno, que para el cálculo estático supondremos constante para todo el estrato e igual al deducido en la última iteración del programa FLUSH para el nivel medio del túnel.

Para comprobar la validez de los resultados obtenidos mediante la metodología que se propone se han comparado los momentos flectores (Nw*m) y los esfuerzos axiles (Nw) existentes en el punto más desfavorable de la sección transversal del túnel (esquina inferior en la mayoría de los casos y excepcionalmente la esquina superior) puesto que el dimensionado de estas estructuras, dado sus pequeñas dimensiones, conviene hacerlo uniforme.

Como parámetro para comparar la bondad de la aproximación aquí propuesta se ha optado por definir un coeficiente "k" que relaciona la tensión máxima obtenida de la aproximación estática con la correspondiente al cálculo dinámico llevado a cabo con FLUSH:

$$k = \frac{\sigma_{din}}{\sigma_{est}}$$

El coeficiente "k", así definido, corresponde a la relación entre los momentos máximos dinámico y estático puesto que se ha comprobado que la contribución del esfuerzo axil al valor total de la tensión normal existente en el punto más desfavorable de la sección transversal del túnel, es despreciable frente a la contribución del flector.

Además de la aproximación de estos valores máximos también se demostrará la similitud de las leyes obtenidas por uno y otro procedimiento.

6.8.1.- MOVIMIENTO HORIZONTAL: INDUCIDO POR LA PROPAGACIÓN VERTICAL DE LAS ONDAS "S".-

Para verificar la metodología propuesta se han analizado distintos modelos, con acelerogramas definidos en superficie y en el contacto suelo-roca y para valores máximos y medios de la variación de $G_{máx}$.

A continuación se resumen los valores del momento flector (Nw*m) -" Mf "- y del axil (Nw) -"A "- existentes en el punto más desfavorable de la sección transversal del túnel. Estos esfuerzos han sido obtenidos por dos procedimientos:

1.- a partir del análisis dinámico completo del sistema suelo-estructura, y
2.- aplicando la metodología que se propone en esta tesis y que consiste en realizar un análisis estático del modelo definido en 6.7.1.

En la última columna de las tablas siguientes se indica el valor que, para cada caso, toma el coeficiente "k", definido anteriormente. El asterisco en la última columna señala aquellos casos para los que el valor de la tensión máxima obtenido a partir del método simplificado propuesto es mayor que el obtenido del análisis dinámico completo.

- **Acelerograma definido en contacto suelo-roca. Se consideran valores medios para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3 m,a_{roca}=0.20g	47460	42010	69510	69490	*1.12*
H=12m,p=2m,l=3 m,a_{roca}=0.15g	40690	31180	61630	53310	**1.29**
H=12m,p=2m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	141100	111600	161000	98150	*1.29*
H=12m,p=2m,l=3 m,a_{roca}=0.15g	50360	40140	63870	67600	*1.23*
H=12m,p=4m,l=4 m,a_{roca}=0.15g	94590	83200	134600	92680	*1.16*
H=12m,p=4m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	153400	126000	212000	133000	*1.25*
H=12m,p=6m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	155300	123300	295600	180900	*1.30*
H=12m,p=6m,l=5 m,a_{roca}=0.20g	200000	170700	335500	257800	*1.18*
H=12m,p=8m,l=2 m,a_{roca}=0.15g	49340	45880	60570	55190	*1.08*
H=12m,p=7.5m,l=4m,a_{roca}=0.15g	96330	92460	235400	207300	*1.05*
H=15m,p=2m,l=4 m,a_{roca}=0.15g	61570	62210	87950	73660	*1.00*
H=15m,p=4m,l=4 m,a_{roca}=0.15g	90580	82060	106800	92430	*1.11*
H=16m,p=2m,l=2 m,a_{roca}=0.15g	27590	29280	26040	29050	*1* *
H=16m,p=2m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	131200	112800	122400	122300	*1.15*
H=16m,p=10m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	184300	177200	351300	301600	*1.05*
H=20m,p=15m,l=3 m,a_{roca}=0.15g	69140	78910	148900	144900	*1* *
H=20m,p=2m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	151900	134900	146800	118400	*1.13*
H=20m,p=13m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	208600	227400	332100	322600	*1* *

- **Acelerograma definido en contacto suelo-roca. Se consideran valores mínimos para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3 m,a_{roca}=0.20g	76530	91920	61220	75780	*1* *
H=12m,p=2m,l=3 m,a_{roca}=0.15g	53490	60080	46750	59310	*1* *
H=12m,p=2m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	201000	213400	123800	132860	*1* *
H=12m,p=4m,l=3 m,a_{roca}=0.15g	69010	83730	64860	81700	*1* *
H=12m,p=6m,l=3 m,a_{roca}=0.15g	77060	98990	81300	90760	*1* *
H=12m,p=4m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	202100	259400	156200	148100	*1* *
H=12m,p=6m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	219500	284500	227600	234300	*1* *
H=12m,p=6m,l=5 m,a_{roca}=0.20g	218700	369900	296200	294100	*1* *
H=12m,p=8m,l=2 m,a_{roca}=0.15g	64970	103000	50270	70630	*1* *
H=12m,p=7.5m,l=4m,a_{roca}=0.15g	140600	190600	193700	219000	*1* *
H=16m,p=2m,l=2 m,a_{roca}=0.15g	33870	42270	24960	27090	*1* *
H=16m,p=2m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	199800	195300	111800	137000	*1.01*
H=16m,p=10m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	316700	323200	307500	280200	*1* *
H=20m,p=15m,l=3 m,a_{roca}=0.15g	117200	121800	126100	120000	*1* *
H=20m,p=2m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	179600	159800	100700	106000	*1.11*
H=20m,p=13m,l=5 m,a_{roca}=0.15g	322900	330300	268500	259800	*1* *

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Valores medios de la variación de $G_{máx.}$**

Modelo	Mf din.	Mf est	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3 m, a_{superf}=0.20g	9661	9333	82913	17018	*1.36*
H=12m,p=2m,l=3 m, a_{superf}=0.15g	10700	6963	30690	12890	*1.61*
H=12m,p=4m,l=3 m, a_{superf}=0.15g	13470	9364	41160	17370	*1.52*
H=16m,p=2m,l=2 m, a_{superf}=0.15g	7249	5790	7153	6750	*1.24*
H=16m,p=2m,l=5 m, a_{superf}=0.15g	34440	23260	41810	29180	*1.48*
H=16m,p=10m,l=5 m,a_{superf}=0.15g	56670	45150	112100	84860	*1.26*
H=20m,p=15m,l=3 m,a_{superf}=0.15g	22100	19060	51550	41440	*1.17*
H=20m,p=2m,l=5 m, a_{superf}=0.15g	35910	24270	40510	26090	*1.48*
H=20m,p=13m,l=5 m,a_{superf}=0.15g	66410	54370	112300	87180	*1.23*

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Valores mínimos de la variación de $G_{máx.}$**

Modelo	Mf din.	Mf est	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3 m, a_{superf}=0.20g	14180	15740	70584	18140	***1.06***
H=12m,p=2m,l=3 m, a_{superf}=0.15g	14423	11020	20522	13360	***1.32***
H=12m,p=4m,l=3 m, a_{superf}=0.15g	19224	14360	33679	19770	***1.36***
H=16m,p=2m,l=2 m, a_{superf}=0.15g	9181	9773	7260	7207	***1 ****
H=16m,p=2m,l=5 m, a_{superf}=0.15g	51440	38320	34760	33480	***1.32***
H=16m,p=10m,l=5 m, a_{superf}=0.15g	85640	74130	107600	90270	***1.16***
H=20m,p=15m,l=3 m,a_{superf}=0.15g	32810	30930	47950	42070	***1.07***
H=20m,p=2m,l=5 m, a_{superf}=0.15g	52630	38710	35680	28040	***1.35***
H=20m,p=13m,l=5 m,a_{superf}=0.15g	94270	84760	105300	91000	***1.12***

6.8.1.1.- FUNCIONES DE TRANSFERENCIA .-

El modelo elástico de comportamiento del terreno permite analizar fácilmente el problema de amplificación de la solicitación en terrenos estratificados. Consideremos un sistema

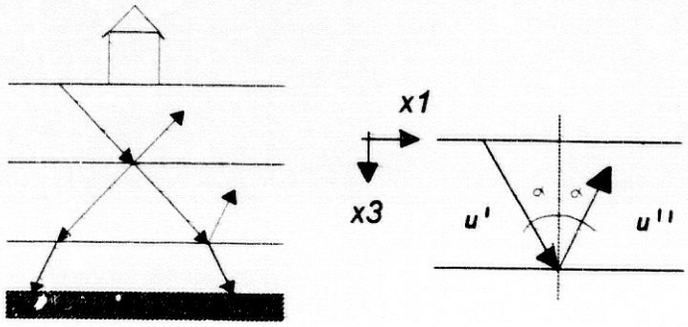


Figura 6.31

estratificado constituido por capas de distintas propiedades elásticas, representado en la figura 6.31, en el que se pretende analizar la propagación de las ondas "S".

En cada estrato, el movimiento del terreno (u) es la superposición del movimiento inducido por la onda incidente (u') y el inducido por la onda reflejada (u").

Si se define un vector de estado (S):

$$S = \begin{bmatrix} u_2 \\ \tau_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_2 \\ G\dfrac{\partial u_2}{\partial x_3} \end{bmatrix}$$

representativo del desplazamiento y las tensiones tangenciales en cada interfase será posible, estableciento las condiciones de equilibrio y compatibilidad en cada una de ellas conseguir una relación de recurrencia que relacione el vector de estado de cada interfase con el de la anterior. Thomson (1950) y Haskell (1953, 1960, 1962) propusieron realizar el producto:

$$S_n(x_3^n) = \Psi_n \Psi_{n-1} \Psi_{n-2} \ldots \Psi_1 S_1(1) = T S_1$$

donde "T" se denomina MATRIZ DE TRANSFERENCIA DEL ESTRATO, que permite relacionar el estado S_1 de la superficie libre con el correspondiente a cualquier profundidad o viceversa.

El caso que a nosotros nos interesa es el que corresponde a las ondas "S" propagándose verticalmente, en cuyo caso:

$$\Psi = \begin{bmatrix} \cos\omega\frac{H}{C_s} & i\frac{C_s}{G\omega}\operatorname{sen}\omega\frac{H}{C_s} \\ i\frac{G\omega}{C_s}\operatorname{sen}\omega\frac{H}{C_s} & \omega\cos\omega\frac{H}{C_s} \end{bmatrix}$$

donde:

- C_s ... velocidad de las ondas S en el estrato
- H ... espesor del estrato
- w ... frecuencia natural

En el caso específico de un estrato sobre fondo rocoso, como el representado en la figura 6.32, se obtiene:

$$u(H) = u(0)\cos\omega\frac{H}{C_s}$$

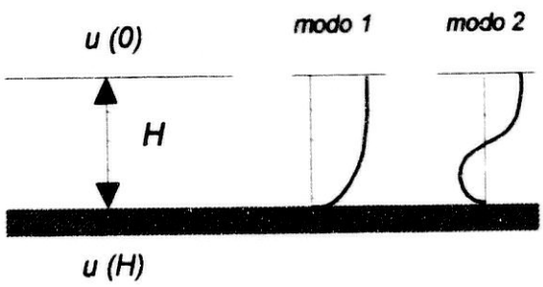


Figura 6.32

La fórmula anterior permite, una vez conocido el valor de "u(0)", su deconvolución para cada frecuencia a la profundidad "H". Cuando se consideran las vibraciones libres del estrato se verifica que:

$$\cos\omega\frac{H}{C_s} = 0 \rightarrow \omega\frac{H}{C_s} = (2n-1)\frac{\pi}{2}$$

$$n = 1,2,...$$

es decir:

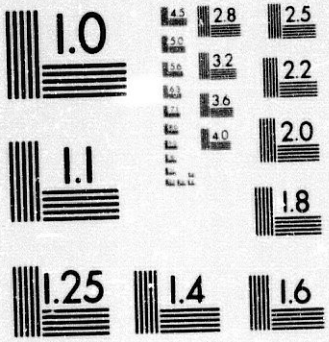
$$u(x) = u(0)\cos\left[(2n-1)\frac{\pi}{2}\frac{x}{H}\right]$$

En el caso que nos ocupa el modo que hemos de analizar es el primero, para el cual n=1, y por tanto la ecuación anterior queda:

$$u(x) = u(0)\cos\frac{\pi}{2}\frac{x}{H} \qquad (*)$$

En la ecuación anterior el único valor que desconocemos es "u(0)", correspondiente al movimiento de la superficie libre, valor que podemos determinar teniendo en cuenta que el acelerograma que hemos introducido en los modelos analizados con el programa FLUSH corresponde al espectro de respuesta definido por la Regulatory Guide 1.60 y, por lo tanto, el máximo desplazamiento del suelo es proporcional al valor máximo de la accleración del mismo siendo de 36 pulgadas (36*2.54 cm) para una accleración de 1.0 g.

Una vez determinado "u(0)", se pueden obtener los desplazamientos que experimenta cada nodo en condiciones de campo libre a partir de la ecuación (*). Si en el modelo estático propuesto, de dimensión horizontal "2*d", imponemos estos movimientos a los nodos de los bordes laterales, se comprueba que los esfuerzos que se obtienen en el marco de la estructura enterrada son considerablemente mayores que los reales, obtenidos del cálculo dinámico del modelo suelo-estructura llevado a cabo con FLUSH.



MICROCOPY RESOLUTION TEST CHART
NATIONAL BUREAU OF STANDARDS
STANDARD REFERENCE MATERIAL 1010a
(ANSI and ISO TEST CHART No. 2)

La fórmula anterior permite, una vez conocido el valor de "u(0)", su deconvolución para cada frecuencia a la profundidad "H". Cuando se consideran las vibraciones libres del estrato se verifica que:

$$\cos\omega\frac{H}{C_s} = 0 \quad \Rightarrow \quad \omega\frac{H}{C_s} = (2n-1)\frac{\pi}{2}$$

$$n = 1,2,...$$

es decir:

$$u(x) = u(0)\cos\left[(2n-1)\frac{\pi}{2}\frac{x}{H}\right]$$

En el caso que nos ocupa el modo que hemos de analizar es el primero, para el cual n=1, y por tanto la ecuación anterior queda:

$$u(x) = u(0)\cos\frac{\pi}{2}\frac{x}{H} \qquad (*)$$

En la ecuación anterior el único valor que desconocemos es "u(0)", correspondiente al movimiento de la superficie libre, valor que podemos determinar teniendo en cuenta que el acelerograma que hemos introducido en los modelos analizados con el programa FLUSH corresponde al espectro de respuesta definido por la Regulatory Guide 1.60 y, por lo tanto, el máximo desplazamiento del suelo es proporcional al valor máximo de la aceleración del mismo siendo de 36 pulgadas (36*2.54 cm) para una aceleración de 1.0 g.

Una vez determinado "u(0)", se pueden obtener los desplazamientos que experimenta cada nodo en condiciones de campo libre a partir de la ecuación (*). Si en el modelo estático propuesto, de dimensión horizontal "2*d", imponemos estos movimientos a los nodos de los bordes laterales, se comprueba que los esfuerzos que se obtienen en el marco de la estructura enterrada son considerablemente mayores que los reales, obtenidos del cálculo dinámico del modelo suelo-estructura llevado a cabo con FLUSH.

6.8.1.2.- LEYES DE ESFUERZOS.-

Para verificar la aproximación de los esfuerzos obtenida a partir del modelo estático no sólo en el punto donde los esfuerzos son mayores sino en todo el marco del túnel, en las figuras 6.33 y 6.34 se representan las leyes de Momentos flectores (Nw*m) y axiles (Nw) respectivamente obtenidas mediante la metodología propuesta y las deducidas a partir del análisis dinámico. Los valores de los esfuerzos, Momentos flectores y Axiles, representados gráficamente se indican en las dos tablas siguientes[1].

■ **MOMENTOS FLECTORES (Nw*m)**

Cálculo estático	Cálculo dinámico
0	0
4927	5461
24850	22470
Esquina superior 76480	**Esquina superior** 65690
765	2625
1242	3567
Esquina inferior 78910	**Esquina inferior** 69140
18750	14600
224.2	1024
0	0

[1]Estos esfuerzos corresponden a un estrato de 20 m de potencia (H=20 m), apoyado sobre roca rígida, con una estructura enterrada de 3 m de lado (l=3m), situada a una profundidad de 15 m (p= 15 m). El acelerograma ha sido definido en el contacto relleno granular-roca y escalado a 0.15 g. Se han considerado valores medios para la variación de $G_{máx}$.

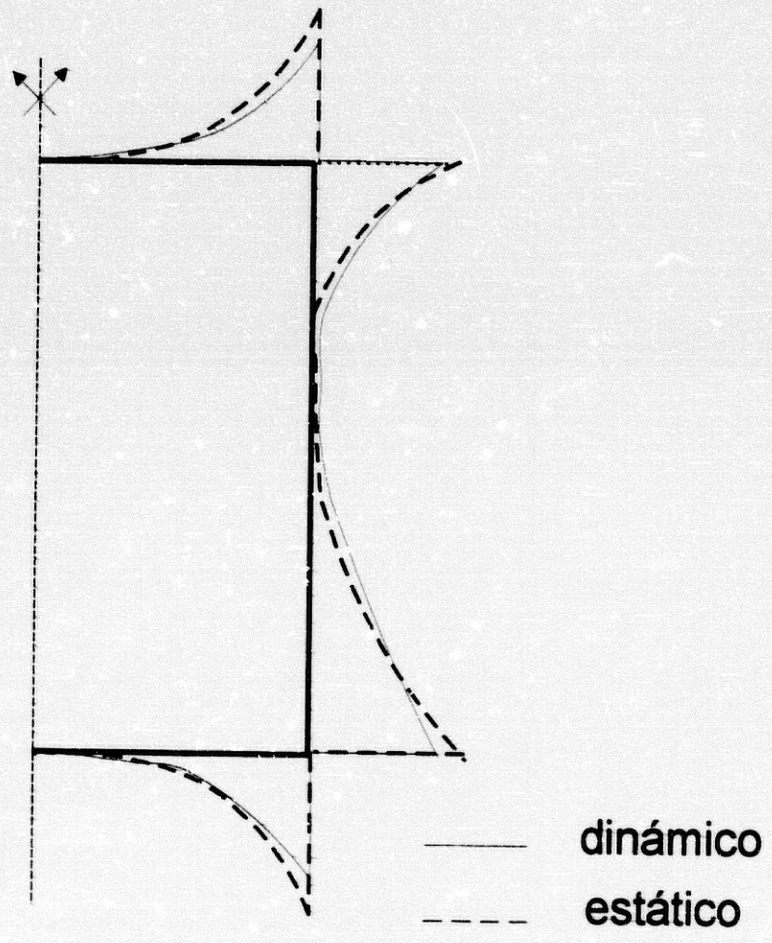


Figura 6.33: Momentos flectores (en Nw*m)

■ **AXILES (Nw)**

Cálculo estático	Cálculo dinámico
27480	25680
79660	74390
133600	**121800**
67290	61540
39130	44870
144900	**148900**
105300	95810
61160	58180
20860	19740

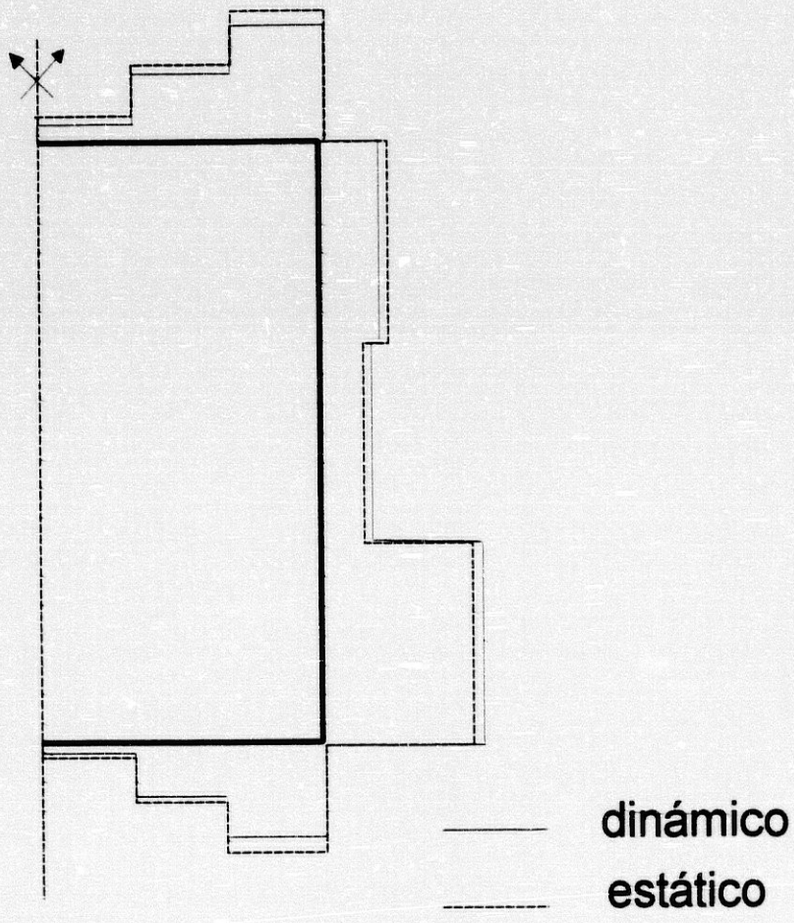


Figura 6.34: Axiles (en Nw)..

Del análisis de las figuras anteriores se deduce cómo las leyes de esfuerzos en el marco del túnel obtenidas mediante el método simplificado son muy similares a las deducidas del análisis dinámico completo llevado a cabo por el programa FLUSH.

6.8.1.3.- INTRODUCCIÓN DE TENSIONES EN CAMPO LIBRE.-

Antes de concluir este punto es conveniente señalar que si introducimos en los bordes del modelo estático, a la distancia previamente obtenida a partir de las gráficas del apartado 6.2.2, las tensiones existentes en campo libre en lugar de los desplazamientos, los valores que resultan para "k" son mucho mayores. En la tabla inferior se comparan los valores de los esfuerzos (momentos flectores -M_f- en Nw*m y axiles -A- en Nw) obtenidos a partir del cálculo estático con los que realmente existen y que han sido deducidos a partir de un análisis dinámicocompleto del modelo. En todos los casos analizados se ha supuesto que el acelerograma está definido en el contacto suelo-roca con una aceleración punta de 0.15 g y se han adoptado valores medios de la variación de $G_{máx.}$.

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3 m	40690	10730	61630	99700	***2.79***
H=12m,p=4m,l=4 m	94590	30870	134600	29950	***3.15***
H=12m,p=6m,l=5 m		14250	295600	34350	***10.51***
H=15m,p=2m,l=4 m	61570	28010	87950	134400	***1.82***
H=15m,p=4m,l=4 m	90580	12110	106800	42550	***6.54***

6.8.2.- MOVIMIENTO VERTICAL: INDUCIDO POR LA PROPAGACION VERTICAL DE LAS ONDAS "P".-

Para verificar la validez de la metodología que aquí se propone para el caso de movimiento vertical, vamos a proceder de manera análoga a cómo se hizo para el caso del movimiento horizontal. Para ello, comprobaremos modelos con distintos valores de H, l y p; el acelerograma será definido en la superficie libre para unos casos y en el contacto suelo-roca en otros y se considerarán distintas aceleraciones punta. Asímismo, al igual que se hizo para el caso de movimiento horizontal, se considerarán valores medios y mínimos para la variación de $G_{máx.}$

Anteriormente se ha comprobado que el modelo estático funciona peor cuando introducimos las tensiones de campo libre y, por tanto, serán los desplazamientos correspondientes a la situación de campo libre los que impondremos. Adoptando este criterio se han realizado algunas comprobaciones introduciendo en los nodos de borde del modelo estático (cuya dimensión horizontal ha sido previamente deducida de las gráficas "d"-E para este caso concreto) los desplazamientos previamente deducidos del análisis dinámico llevado a cabo con FLUSH. En la figura 6.35 se representa el modelo estático analizado, en el que no se impone desplazamiento alguno a los nudos de la superficie.

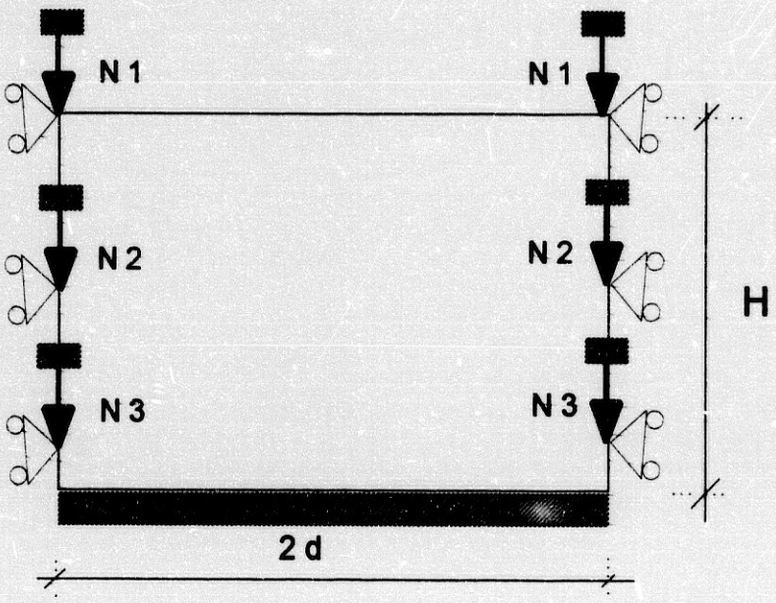


Figura 6.35: Modelo estático correspondiente al mov. vertical, en el que se imponen los desplazamientos a los nodos de borde.

Los resultados obtenidos empleando el modelo estático de la figura 6.35 se resumen en la tabla siguiente:

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=5m, a_{roca}=2/3*0.15g; $G_{máx}$ medio	30880	5589	89050	2048	*6.65*
H=12m,p=4m,l=3m, a_{roca}=2/3*0.15g; $G_{máx}$ medio	12530	2957	60220	4215	*4.91*
H=12m,p=6m,l=5m, a_{roca}=2/3*0.15g; $G_{máx}$ mínimo	35730	12255	87660	14990	*3.19*
H=12m,p=2m,l=3m, a_{roca}=2/3*0.15g; $G_{máx}$ mínimo	10340	1975	45940	2756	*5.98*

Se observa que los valores obtenidos para el momento máximo en el marco del túnel a

partir del modelo de la figura 6.35 son del orden de 5 veces más pequeños que los dinámicos y, por tanto, esta aproximación no es buena.

Por otro lado, sabemos que cada nudo de la superficie libre del modelo sufrirá un desplazamiento vertical, que será distinto al experimentado por sus nodos colindantes. Si tenemos en cuenta este hecho e imponemos a cada nodo de la superficie el desplazamiento vertical al que realmente se ve sometido, posiblemente obtengamos mejores resultados. Para determinar el valor de los desplazamientos a imponer en cada nodo, optamos por analizar la deformada modal correspondiente al modo fundamental vertical para aquellos nodos situados dentro de la distancia de influencia "d", que una vez obtenida nos delimitará la dimensión horizontal del modelo estático. Teniendo en cuenta que el nodo situado a "d" metros del eje del túnel sufrirá el desplazamiento correspondiente a campo libre, que hemos deducido del FLUSH, y escalando los desplazamientos de todos los demás nodos a este valor obtenemos los movimientos verticales que hemos de introducir a los nodos de un modelo estático como el representado en la figura 6.36.

Para verificar los resultados obtenidos a partir del modelo de la figura 6.36 se han realizado algunas comprobaciones, que se resumen a continuación:

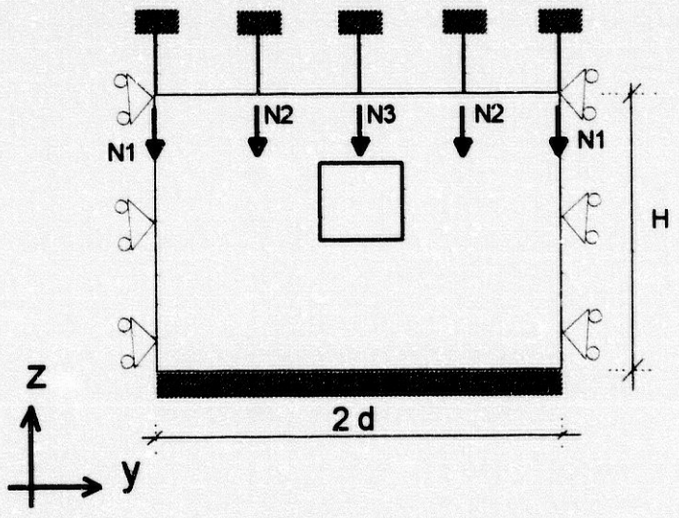


Figura 6.36: Modelo estático correspondiente al mov. vertical en el que se imponen los desplazamientos a los nodos de la superficie libre.

- **Acelerograma definido en el contacto suelo-roca. Se consideran valores medios para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.20g	13420	10390	59190	46740	*1.29*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.20g	46680	44570	112900	124900	*1.02*
H=12m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	30880	20800	89050	51050	*1.53*
H=12m,p=4m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	35370	25850	78350	66130	*1.34*
H=12m,p=4m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	12530	9518	60220	44460	*1.32*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	10340	8200	45940	37030	*1.26*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.15g	9807	7728	62370	46150	*1.29*
H=12m,p=6m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	13510	10780	58680	53250	*1.22*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	35730	34070	87660	95700	*1.02*
H=16m,p=2m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g	3598	4173	23120	28730	*1* *
H=16m,p=11m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g	9132	7288	67030	57150	*1.23*
H=16m,p=10m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	40850	35220	111000	97920	*1.15*
H=16m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	27730	19730	72820	55500	*1.39*

- **Acelerograma definido en el contacto suelo-roca. Se consideran valores mínimos para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.20g	26010	18860	95580	71600	*1.37*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.20g	115100	63090	282600	151600	*1.83*
H=12m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	53960	35880	132800	76720	*1.54*
H=12m,p=4m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	69080	42040	178100	99680	*1.67*
H=12m,p=4m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	24690	16830	97270	68580	*1.46*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	18240	13940	66000	53300	*1.30*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.15g	16850	11770	95700	64990	*1.44*
H=12m,p=6m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	27600	18810	112500	81960	*1.45*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	84490	46250	201900	112100	*1.82*
H=16m,p=2m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g	11680	7557	60090	48820	*1.47*
H=16m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	96060	63340	196000	130000	*1.52*
H=16m,p=10m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	152700	104200	355200	251200	*1.46*

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Se consideran valores medios para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=6m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	4752	3386	23990	16040	*1.42*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	3481	2583	21770	15480	*1.36*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.20g	3719	3574	17000	16370	*1 04*
H=20m,p=13,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	22730	16870	70350	53340	*1.34*
H=20m,p=2,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	9924	10400	26320	30550	*1 **
H=20m,p=15m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	7283	5325	44020	32590	*1.36*

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Se consideran valores mínimos para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.20g	4760	4595	17860	18480	*1.02*
H=12m,p=6m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	6257	4493	25390	19390	*1.38*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	4074	2891	22640	16070	*1.41*
H=16m,p=2m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	1546	1778	8638	11560	*1 **
H=16m,p=2m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	12880	13130	27630	29600	*1 **
H=16m,p=10m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	26890	19670	63610	52370	*1.34*
H=16m,p=11m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	4769	3162	30640	21840	*1.48*
H=20m,p=15m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	10490	7299	47480	37320	*1.40*
H=20m,p=13m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	41200	27670	97440	75520	*1.45*

Como se deduce de estas tablas, los resultados obtenidos al introducir los desplazamientos en todos los nodos de la superficie libre del modelo estático constituyen una buena aproximación a los resultados obtenidos del FLUSH. El inconveniente fundamental estriba en que para poder deducir los valores de los movimientos verticales a introducir es preciso analizar previamente la deformada modal correspondiente al modo de vibración fundamental vertical, que como vimos para unos casos es el octavo y para otros el séptimo. Si analizamos la deformada modal, para cualquiera de los casos analizados, observamos que los máximos movimientos verticales se producen en los nodos más distantes del modelo y que la superficie deformada tiene una forma muy suave (figura 6.37). Por tanto, si a todos los nodos del modelo en contacto con el aire les imponemos el desplazamiento deducido del análisis dinámico para campo libre, los resultados obtenidos serán ligeramente mayores que los resumidos en las tablas anteriores y, por tanto, estarán más próximos a los valores reales, obtenidos del FLUSH. En las tablas siguientes, para los mismos casos que se analizaron previamente, se reflejan los máximos Momentos flectores y axiles (en Nw*m y Nw respectivamente) obtenidos a partir de modelos estáticos a los que se les ha impuesto que todos los nodos de la superficie sufran el desplazamiento correspondiente a campo libre (**N1=N2=N3** en la figura 6.36).

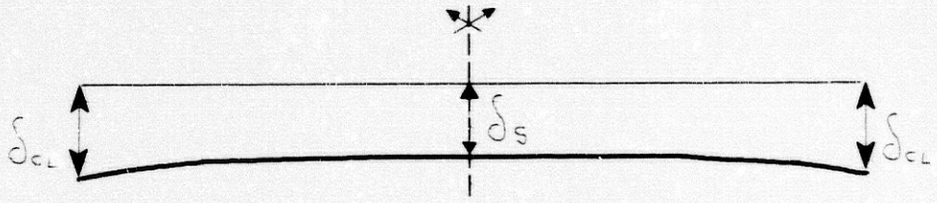


Figura 6.37: forma de la deformada modal correspondiente al modo fundamental vertical ($\delta_S=\delta_{CL}$).

- **Acelerograma definido en el contacto suelo-roca. Se consideran valores medios para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.20g	13420	11650	59190	53730	*1.14*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.20g	46680	46040	112900	134700	*1* *
H=12m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	30880	27190	89050	71080	*1.16*
H=12m,p=4m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	35370	32100	78350	82050	*1.08*
H=12m,p=4m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	12530	10580	60220	50110	*1.19*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	10340	9192	45940	42560	*1.12*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.15g	9807	8209	62370	49060	*1.21*
H=12m,p=6m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	13510	11440	58680	56570	*1.15*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	35730	35420	87660	103800	*1* *
H=16m,p=2m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g	3598	4194	23120	28860	*1* *
H=16m,p=11m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g	9132	7296	67030	57210	*1.23*
H=16m,p=10m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	40850	39880	111000	113200	*1.02*
H=16m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	27730	20000	72820	56260	*1.37*

- **Acelerograma definido en el contacto suelo-roca. Se consideran valores mínimos para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.20g	26010	20950	95580	81010	*1.23*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.20g	115100	88920	282600	212900	*1.30*
H=12m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	53960	49560	132800	112600	*1.10*
H=12m,p=4m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	69080	55800	178100	129800	*1.26*
H=12m,p=4m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	24690	18350	97270	74930	*1.34*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	18240	15500	66000	60350	*1.16*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.15g	16850	13030	95700	72070	*1.30*
H=12m,p=6m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g	27600	20160	112500	87800	*1.35*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g	84490	63760	201900	154000	*1.32*
H=16m,p=2m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g	11680	7599	60090	49100	*1.46*
H=16m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	96060	62630	196000	134800	*1.52*
H=16m,p=10m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	152700	91650	355200	218900	*1.66*

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Se consideran valores medios para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=6m,l=3m, a_{sup}=2/3*0.15g	4752	3736	23990	17910	***1.29***
H=12m,p=8m,l=2m, a_{sup}=2/3*0.15g	3481	2744	21770	16460	***1.28***
H=12m,p=2m,l=3m, a_{sup}=2/3*0.20g	3719	4017	17000	18810	***1*** *
H=20m,p=13,l=5m, a_{sup}=2/3*0.15g	22730	16870	70350	53340	***1.34***
H=20m,p=2,l=5m, a_{sup}=2/3*0.15g	9924	10600	26320	31150	***1*** *
H=20m,p=15m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	7283	5473	44020	33630	***1.33***

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Se consideran valores mínimos para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.20g	4760	5067	17860	20770	***1*** *
H=12m,p=6m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	6257	4925	25390	21250	***1.26***
H=12m,p=8m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	4074	3179	22640	17700	***1.28***
H=16m,p=2m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	1546	1787	8638	11620	***1*** *
H=16m,p=2m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	12880	13130	27630	31080	***1*** *
H=16m,p=10m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	26890	18180	63610	48330	***1.45***
H=16m,p=11m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	4769	3164	30640	21860	***1.48***
H=20m,p=15m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	10490	7320	47480	37430	***1.40***
H=20m,p=13m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	41200	27910	97440	76180	***1.44***

6.8.2.1.- LEYES DE ESFUERZOS.-

Al igual que para el caso de movimiento horizontal, para verificar la aproximación de los esfuerzos obtenida a partir del modelo estático no sólo en el punto donde los esfuerzos son mayores sino en todo el marco del mismo, en las figuras 6.38 y 6.39 se representan las leyes de Momentos flectores (Nw*m) y axiles (Nw) respectivamente obtenidas mediante la metodología propuesta y del análisis dinámico. Los valores de los esfuerzos dibujados se indican en las tablas siguientes[2].

■ **MOMENTOS FLECTORES (Nw*m)**

Cálculo estático	Cálculo dinámico
2255	3183
2214	3043
987	1239
Esquina superior 5473	**Esquina superior** 7283
1931	2452
1907	2552
Esquina inferior 5181	**Esquina inferior** 6896
955	1351
2017	2710
2008	2687

[2]Estos esfuerzos corresponden a un estrato de 20 m de potencia (H=20 m), apoyado sobre roca rígida, con una estructura enterrada de 3 m de lado (l=3m), situada a una profundidad de 15 m (p= 15 m). El acelerograma ha sido definido en la superficie del estrato de relleno y escalado a 2/3* 0.15 g. Se han considerado valores medios para la variación de G_{max}.

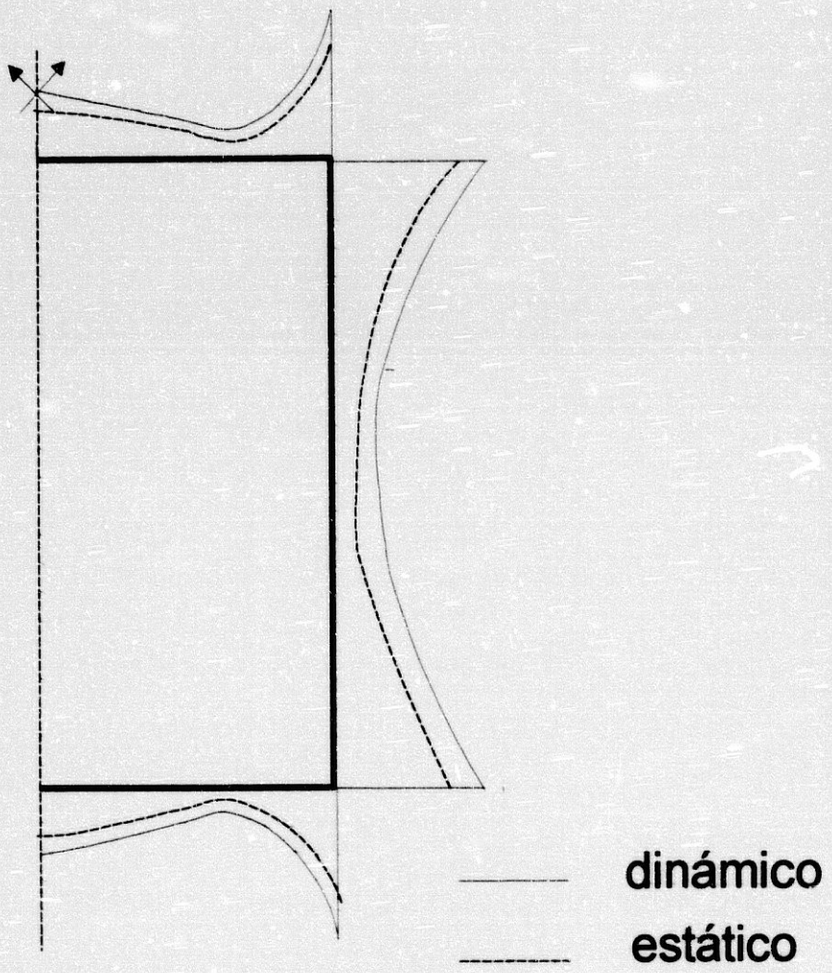


Figura 6.38: Momentos flectores (en Nw*m)

■ **AXILES (Nw)**

Cálculo estático	Cálculo dinámico
14470	19410
14640	19800
14380	19320
33630	**44020**
33850	45520
33230	**45470**
14080	20120
15040	21970
15330	22300

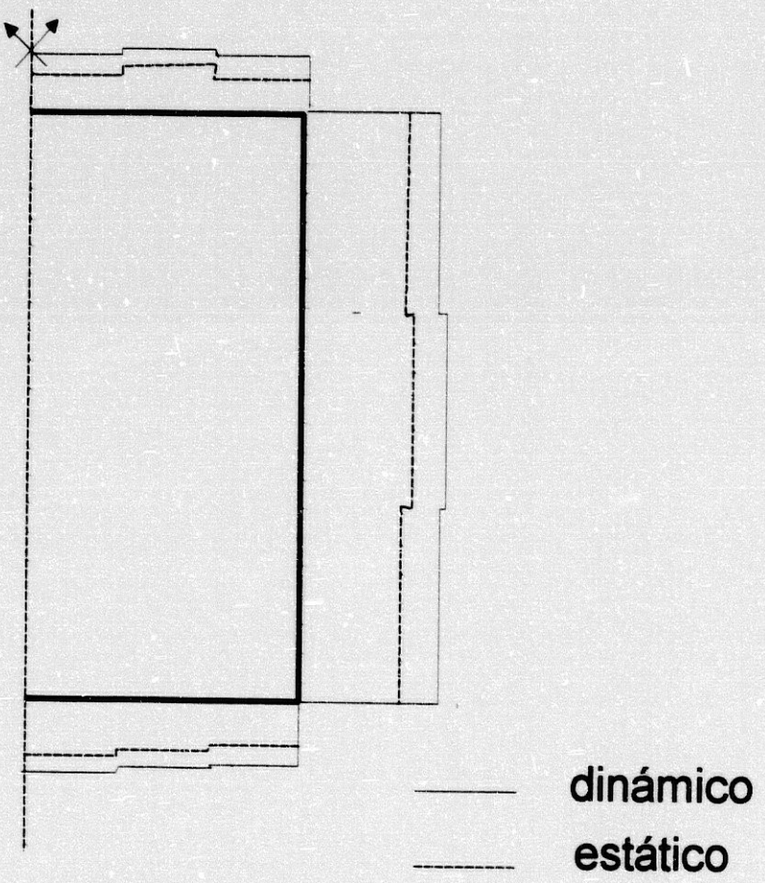


Figura 6.39: Axiles (en Nw)

Del análisis de las figuras anteriores se desprende que las leyes de esfuerzos en el marco del túnel obtenidas mediante el método simplificado son muy similares a las deducidas del análisis dinámico completo llevado a cabo por el programa FLUSH.

6.8.2.2.- INFLUENCIA DE "d" EN LOS RESULTADOS.

En los puntos anteriores se ha verificado la buena aproximación de los esfuerzos en el marco del túnel a la que conduce la metodología propuesta. Para ello, como ya se ha visto, se determinan unos modelos estáticos cuya dimensión horizontal idónea hemos estimado a partir del análisis de los modos de vibración. Pues bien, en este punto vamos a analizar qué sucede cuando la dimensión del modelo estático no es la "distancia de influencia", que hemos determinado a partir del análisis modal, sino otra cualquiera.

Para ello, se han analizado algunos de los modelos anteriores (concretamente para H= 16 m y l= 5 m) para los que hemos llevado a cabo un segundo análisis estático considerando, en todos los casos, una dimensión horizontal del modelo de 6.00 m ("δ"= 3.00 m). Los resultados obtenidos a partir de estos modelos se comparan con los valores reales determinados a partir del análisis dinámico mediante el programa FLUSH en la tabla siguiente:

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$k=\sigma_{din}/\sigma_{est}$
p=10m,a_{roca}=2/3*0.10g,G medio	40850	39880	111000	113200	*1.02*
p=2m, a_{sup}=2/3*0.15g, G mínimo	12880	12420	27630	28920	*1.02*
p=10m,a_{sup}=2/3*0.15g, G mínimo	26890	16930	63610	45050	*1.56*
p=10m,a_{roca}=2/3*0.10g,G mínimo	152700	77540	355200	199200	*1.94*
p=2m, a_{roca}=2/3*0.10g,G mínimo	96060	55330	196000	124500	*1.71*

Para determinar la influencia del valor de "d" en los resultados finales compararemos estos valores de "k" ($\sigma_{din}/\sigma_{est}$) con los obtenidos en los apartados anteriores, en los que los modelos estáticos han sido construidos a partir de las distancias de influencia determinadas en esta tesis.

"d" influencia	"d" = 3 m
1.02	1.02
1 *	1.02
1.45	1.56
1.66	1.94
1.52	1.71

Por tanto, la mejor aproximación estática se obtendrá si como dimensión horizontal del modelo se adopta la deducida de las gráficas del apartado 6.2.2.

6.8.2.3.- INTRODUCCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DENTRO DE LA MASA DE SUELO.-

Hasta ahora, para obtener la aproximación estática de los esfuerzos en el marco del túnel únicamente se habían venido imponiendo determinados desplazamientos a los nodos del modelo situados en la superficie del mismo, tales como el A1 y B1 de la figura 6.40. De este modo, el máximo valor por el que teníamos que mayorar los esfuerzos estáticos para obtener los reales era **1.70**.

Cuando el túnel está ubicado suficientemente próximo a la superficie y/o cuando el estrato de relleno granular tiene un módulo de elasticidad alto, estos desplazamientos impuestos en superficie originan en el túnel un estado tensional aproximado al real. Sin embargo, para grandes profundidades y/o rellenos granulares de bajo módulo de elasticidad los desplazamientos de superficie pueden ser amortiguados por el terreno en el que se ubica el túnel y, por tanto, las tensiones obtenidas en el marco a partir del modelo estático serían bastante menores que las reales.

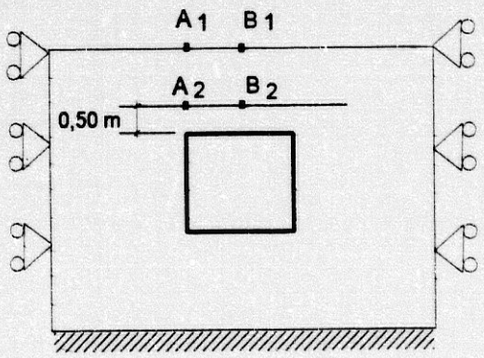
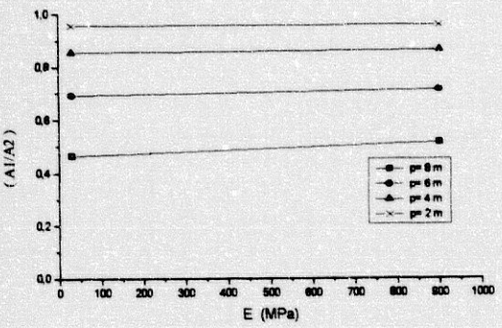


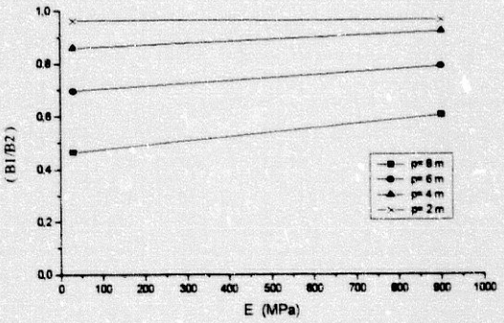
Figura 6.40

Para comprobar en qué medida esta hipótesis afecta a los resultados obtenidos y que han sido resumidos en las tablas anteriores se han determinado, a partir del análisis modal para el modo fundamental de vibración, las relaciones "A1/A2" y "B1/B2" (figura 6.40) para tres nodos representativos situados a 0.50 m sobre el techo del túnel (en el eje de simetría y sobre las esquinas). Estos valores, para los distintos valores de "p" y "E" analizados, se representan gráficamente a continuación:

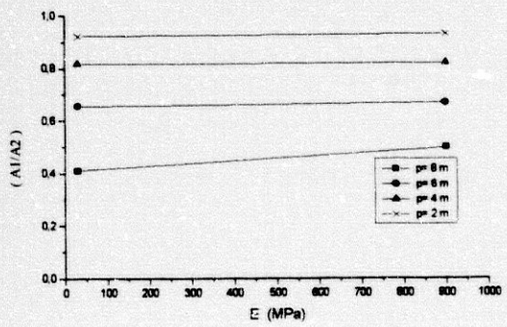
H= 12 m; l= 2 m



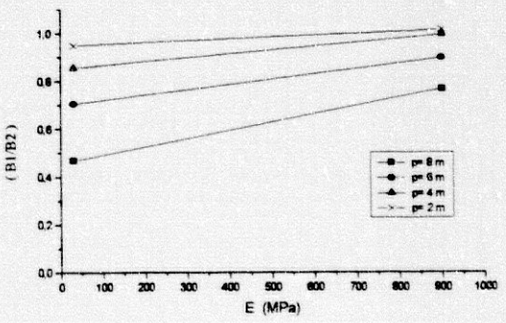
H= 12 m; l= 2 m

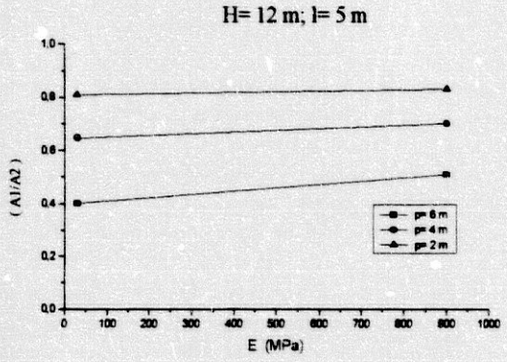


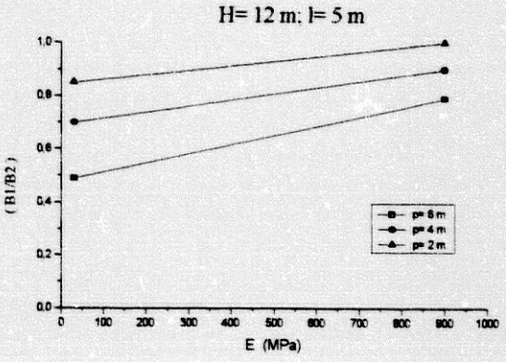
H= 12 m; l= 3 m

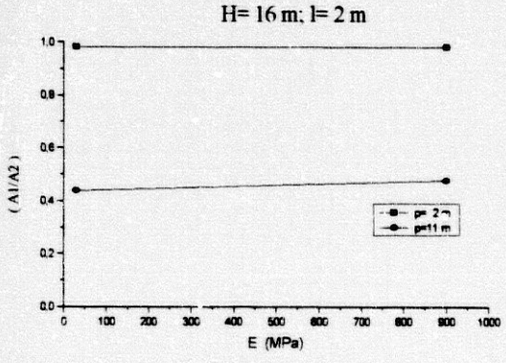


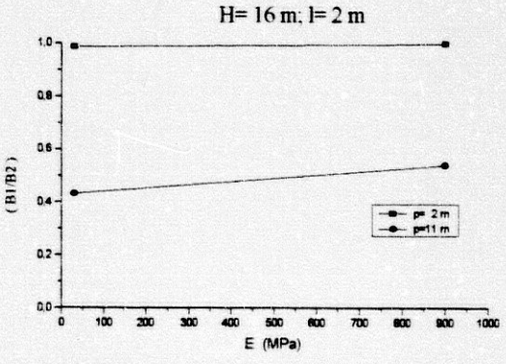
H= 12 m; l= 3 m

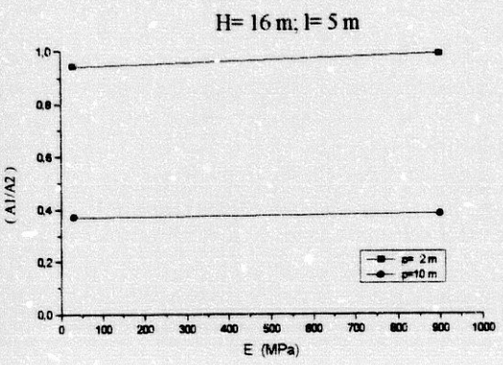


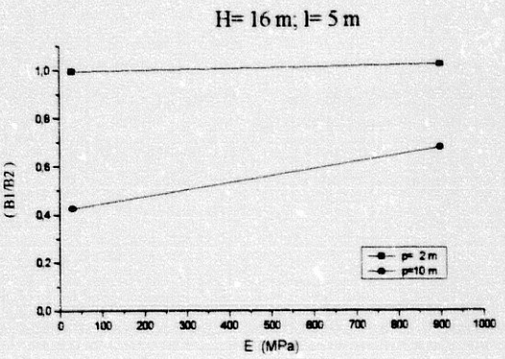

H= 12 m; l= 5 m
(A1/A2)
E (MPa)
p= 6 m
p= 4 m
p= 2 m

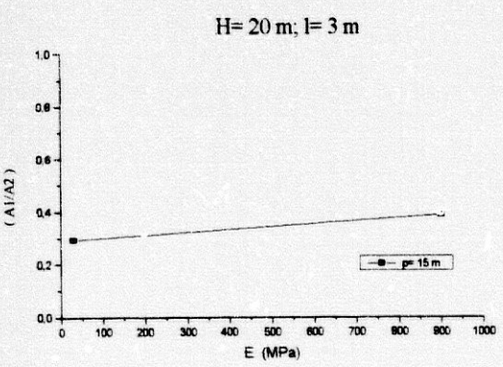

H= 12 m; l= 5 m
(B1/B2)
E (MPa)
p= 6 m
p= 4 m
p= 2 m

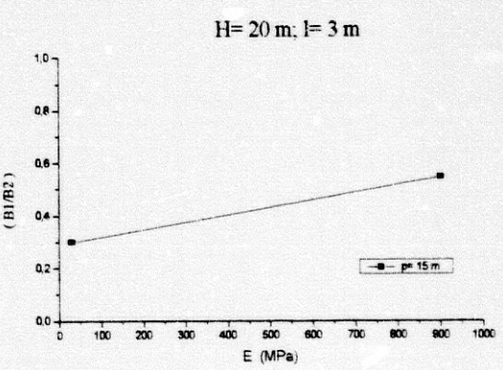

H= 16 m; l= 2 m
(A1/A2)
E (MPa)
p= 2 m
p=11 m

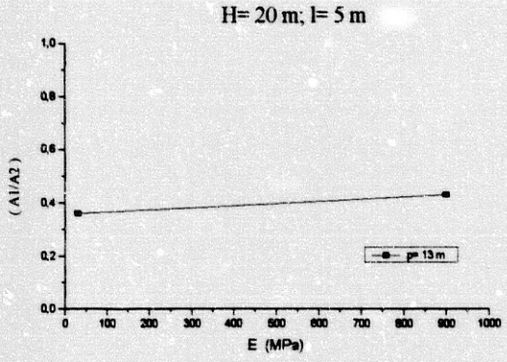

H= 16 m; l= 2 m
(B1/B2)
E (MPa)
p= 2 m
p=11 m

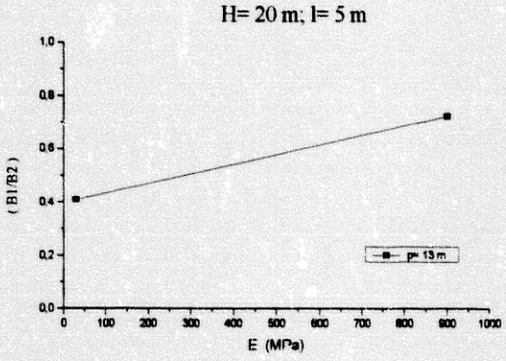

H= 16 m; l= 5 m
(A1/A2)
E (MPa)
p= 2 m
p=10 m


H= 16 m; l= 5 m
(B1/B2)
E (MPa)
p= 2 m
p=10 m


H= 20 m; l= 3 m
(A1/A2)
E (MPa)
p= 15 m


H= 20 m; l= 3 m
(B1/B2)
E (MPa)
p= 15 m


H= 20 m; l= 5 m
(A1/A2)
E (MPa)
p= 13 m


H= 20 m; l= 5 m
(B1/B2)
E (MPa)
p= 13 m

Una vez conocidos, para cada caso, los valores "A1/A2" y "B1/B2" estaremos en condiciones de crear un modelo estático al que en superficie se le impondrá δ_{CL} = cte. y a los nodos situados sobre el techo del túnel 0.50 m , en el eje de simetría y en las esquinas, se les someterá a un desplazamiento determinado respectivamente como:

$$\delta = \delta_{CL} * (A1/A2) \text{ ó } \delta = \delta_{CL} * (B1/B2)$$

Una primera dificultad que presenta este método estriba en que las relaciones "A1/A2" y "B1/B2", a pesar de moverse dentro de un intervalo muy pequeño, están muy afectadas por "H", "p" y "E" por lo que es preciso deducirlos para cada caso concreto ya que es imposible acotar a priori sus valores.

En las tablas siguientes se resumen los resultados obtenidos adoptando como modelo estático el propuesto.

- **Acelerograma definido en el contacto suelo-roca. Se consideran valores medios para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.20g (E=392 MPa)	13420	12210	59190	58020	*1.08*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.20g (E=621 MPa)	46680	47780	112900	153800	*1 **
H=12m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=455 MPa)	30880	29090	89050	78890	*1.07*
H=12m,p=4m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=551 MPa)	35370	31890	78350	87710	*1.07*
H=12m,p=4m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=506 MPa)	12530	11540	60220	57960	*1.08*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=397 Mpa)	10340	9631	45940	45960	*1.06*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=645 Mpa)	9807	10210	62370	71090	*1 **
H=12m,p=6m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=591 Mpa)	13510	12790	58680	67090	*1.02*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=627 Mpa)	35730	36740	87660	118400	*1 **
H=16m,p=2m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g (E=360 MPa)	3598	4520	23120	31010	*1 **
H=16m,p=11m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g (E=743 MPa)	9132	9690	67030	78100	*1 **
H=16m,p=10m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g (E= 756 MPa)	40850	39940	111000	117700	*1.01*
H=16m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g (E=445 MPa)	27730	33940	72820	59000	*1 **

- **Acelerograma definido en el contacto suelo-roca. Se consideran valores mínimos para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.20g (E=171 MPa)	26010	21940	95580	86340	*1.17*
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.20g (E=273 MPa)	115100	101200	282600	246500	*1.14*
H=12m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=204 MPa)	53960	54270	132800	127300	*1 **
H=12m,p=4m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=252 MPa)	69080	58520	178100	142900	*1.19*
H=12m,p=4m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=231 MPa)	24690	21810	97270	91190	*1.12*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=179 MPa)	18240	16230	66000	64320	*1.11*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.15g (E=293 MPa)	16850	16350	95700	106300	*1.03*
H=16m,p=2m,l=2m,a_{roca}=2/3*0.10g (E=161 MPa)	11680	8175	60090	52790	1.36
H=16m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g (E=198 MPa)	96060	67870	196000	151400	*1.40*
H=16m,p=10m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g (E=336 MPa)	152700	89840	355200	249000	*1.65*

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Se consideran valores medios para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=6m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	4752	4103	23990	21350	*1.15*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	3481	3412	21770	23850	*1.02*
H=12m,p=2m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.20g	3719	4210	17000	20310	*1 **
H=20m,p=13,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	22730	18430	70350	65170	*1.20*
H=20m,p=15m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	7283	6434	44020	47410	*1.08*

- **Acelerograma definido en la superficie libre del modelo. Se consideran valores mínimos para la variación de $G_{máx}$.**

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=6m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	6257	5808	25390	26110	*1.06*
H=12m,p=8m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	4074	3961	22640	25970	*1.02*
H=16m,p=2m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	1546	1924	8638	12490	*1 **
H=16m,p=10m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	26890	19140	63610	54960	*1.36*
H=16m,p=11m,l=2m,a_{sup}=2/3*0.15g	4769	4497	30640	30980	*1.04*
H=20m,p=15m,l=3m,a_{sup}=2/3*0.15g	10490	8314	47480	44740	*1.22*
H=20m,p=13m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	41200	28800	97440	87750	*1.37*

En general el coeficiente "k" ha disminuido para los túneles de dimensiones menores a 5 m. pero para valores de "l"= 5m el coeficiente "k" alcanza el valor de 1.65, con lo cual no se obtiene ninguna mejora con respecto al primer modelo estático propuesto, mucho más sencillo.

Por último, para descartar la mejora derivada de la imposición de desplazamientos a los nodos de la masa de suelo además de los de la superficie libre del mismo, se han realizado algunas comprobaciones para túneles de l= 5m considerando valores mínimos para la variación de $G_{máx}$ forzando no sólo a los nodos del eje de simetría del modelo y a los situados sobre las esquinas de la estructura sino a todos los situados a 0.50 m sobre el techo del túnel (Nodos situados en las líneas marcadas en la figura 6.41).

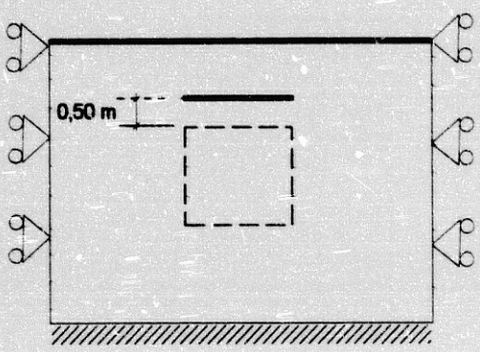


Figura 6.41

Los resultados obtenidos quedan reflejados en la tabla siguiente:

Modelo	Mf din.	Mf est.	A din.	A est.	$\sigma_{din}/\sigma_{est}$
H=12m,p=6m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.20g	115100	105800	282600	264500	*1.08*
H=16m,p=2m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	96060	69390	196000	158200	*1.02*
H=16m,p=10m,l=5m,a_{roca}=2/3*0.10g	152700	89750	355200	261200	*1.63*
H=16m,p=10,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	26890	19480	63610	57870	*1.32*
H=20m,p=13m,l=5m,a_{sup}=2/3*0.15g	41200	28940	97440	91610	*1.35*

6.9.- CONCLUSIONES.

De todo lo expuesto anteriormente en relación al método propuesto en esta tesis, en lo referente a la estimación de los esfuerzos en el marco de una estructura enterrada sometida a la acción de un cuerpo de ondas de propagación vertical (ondas P y ondas S) podemos concluir que:

- Las leyes de esfuerzos obtenidas a partir del cálculo estático son muy similares a las reales, para ambos tipos de ondas.

- Como la componente del esfuerzo axil es despreciable frente a la del momento flector en el valor final de la tensión normal, se opta por definir un coeficiente "K":

$$k = \frac{M_{din(máx)}}{M_{est(máx)}}$$

- Si el máximo momento flector obtenido a partir del cálculo estático propuesto lo mayoramos por:

Para propag. vertical de ondas S (mov. horiz.) → k= 1.60
Para propag. vertical de ondas P (mov. vert.) → k= 1.70

obtendremos el máximo momento flector real en el marco del túnel, y por tanto, podremos calcular la tensión existente en el punto más desfavorable del mismo y proyectar la estructura sin necesidad de llevar a cabo un análisis dinámico.

7.- CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.-

7.- CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.-

Aunque a lo largo de toda esta tesis se han ido estableciendo una serie de conclusiones para cada uno de los distintos temas analizados, en este capítulo las resumiremos ordenadamente con objeto de facilitar la aplicación de la metodología propuesta en esta tesis.

Puesto que en esta investigación se ha llevado a cabo un análisis modal previo a la definición de los modelos estáticos - tanto horizontal como vertical - propuestos, las conclusiones generales se agruparán en estos tres bloques.

ANÁLISIS MODAL

1.- La presencia física de la estructura enterrada modifica muy poco el valor de las frecuencias modales con respecto a las correspondientes a la situación de campo libre, para cualquiera que sean las restricciones impuestas a los nodos de los bordes laterales del modelo.

2.- Las vibraciones horizontales del sistema suelo-estructura enterrada están asociadas al primer modo de un modelo dinámico de cualquier dimensión horizontal al que se le impida el movimiento vertical en los nodos de los bordes laterales. Por el contrario, las vibraciones verticales corresponden a un modo alto (octavo en general, aunque excepcionalmente al séptimo) y para que se presenten es preciso acotar la dimensión horizontal del modelo de manera que se verifique que esta dimensión sea menor o igual a 5 veces el espesor del estrato.

3.- En el caso de vibraciones verticales del sistema suelo-estructura, se ha estudiado la influencia de la estructura en el valor de los desplazamientos modales asociados a los 8 primeros modos de vibración. Para ello se han comparado estos desplazamientos para un modelo al que se ha variado la masa y rigidez del túnel.

Se ha comprobado que mientras que la influencia de la masa es despreciable, la rigidez de la estructura tiene una considerable influencia en el valor de los desplazamientos modales; además, esta influencia es máxima para los desplazamientos verticales del modo octavo - asociado, en este caso, a las vibraciones verticales del modelo -.

4.- De la comparación de los desplazamientos modales de campo libre con los correspondientes al modelo suelo-estructura enterrada se han determinado unas distancias de influencia a partir de las cuales la estructura deja de influir en el valor de los desplazamientos asociados a los modos fundamentales de vibración horizontal y vertical, respectivamente.

Estas distancias se han respresentado gráficamente en función del módulo de elasticidad del terreno. Las gráficas obtenidas presentan un mínimo, correspondiente al valor de "E" para el cual la rigidez de la estructura iguala a la del suelo reemplazado por ésta.

Para el caso de vibraciones verticales, cuando el suelo tiene un módulo de elasticidad bajo y la estructura está ubicada en profundidad, las distancias obtenidas son anómalas puesto que no corresponden a la vibración conjunta del relleno granular y la estructura enterrada y han de ser utilizadas con cautela.

5.- Se ha realizado un análisis modal espectral, para el caso de vibraciones horizontales, y se ha verificado que la contribución del primer modo es mucho más significativa que la de los otros 7 modos superiores considerados. Se ha llegado a la conclusión de que es posible analizar las vibraciones horizontales del estrato a partir del primer modo pues los otros modos no introducen cabeceos de la estructura ni ningún otro tipo de alteración significativa. En el caso del movimiento vertical, por la propia naturaleza de éste, es más difícil que otros modos interfieran.

6.- La importancia del efecto de interacción suelo-estructura en los modelos analizados en esta tesis es pequeña, tal y como se ha concluido al analizar los espectros de respuesta horizontal y vertical , respectivamente.

VIBRACIONES HORIZONTALES: MODELO ESTÁTICO PROPUESTO.

7.- El modelo estático propuesto para analizar el movimiento horizontal tiene unas dimensiones de H*2d, donde "H" es el espesor del estrato de relleno y "d" es la distancia de influencia definida en esta tesis en el caso de vibración horizontal del estrato. Las únicas acciones a las que está sometido este modelo son los desplamientos de campo libre impuestos a los nodos laterales del mismo. Por tanto, se desprecian las fuerzas de inercia.

8.- Si en el modelo estático introducimos en los nodos de los bordes laterales, en lugar de los desplazamientos de campo libre, las tensiones de campo libre, los esfuerzos que resultan son considerablemente menores que los reales y, por tanto, no conducen a una aproximación buena.

9.- El modelo estático propuesto aproxima bien no sólo los valores máximos sino también las leyes de esfuerzos en todo el marco de la estructura enterrada.

10.- La tensión máxima obtenida a partir del cálculo estático - o el Momento flector máximo, dado que la contribución del axil al valor total de la tensión normal es despreciable - se debe mayorar con un coeficiente de valor **1,6** para obtener el deducido a partir de un cálculo dinámico completo.

VIBRACIONES VERTICALES: MODELO ESTÁTICO PROPUESTO.

11.- Análogamente al caso horizontal, el modelo estático propuesto tiene dimensiones H*2d, pero en este caso el valor de "d" se obtiene de las gráficas correspondientes a la vibración vertical. Este modelo está sometido únicamente a los desplazamientos de campo libre que se imponen, en este caso, a los nodos de la superficie. Como antes, se desprecian las fuerzas de inercia.

12.- Se ha comprobado que si se imponen los desplazamientos de campo libre a los bordes laterales del modelo, como se hacía en el caso horizontal, los esfuerzos obtenidos del cálculo estático son mucho menores que los reales.

13.- Cuando un estrato de relleno vibra según el modo fundamental vertical, todos los nodos situados a la misma cota sobre la base rígida experimentan los mismos movimientos verticales, siendo el desplazamiento horizontal de todos los nodos nulos . Se ha comprobado que cuando existe estructura enterrada, los desplazamientos que experimentan todos los nodos de la superficie son sensiblemente iguales y, por tanto, en una primera aproximación se puede admitir que todos los nodos de la superficie se mueven igual que en condiciones de campo libre. Si en el modelo estático imponemos estos desplazamientos los resultados obtenidos aproximan bien a los deducidos a partir de un cálculo dinámico del modelo.

14.- El modelo estático de dimensiones H*2d es el que mejor aproxima los resultados que se deducen de un cálculo dinámico.

15.- En el caso de que la estructura enterrada esté ubicada a mucha profundidad en un relleno granular con bajo Módulo de Elasticidad, para comprobar hasta qué punto el suelo amortigüa los desplazamientos, impuestos únicamente a los nodos de la superficie del modelo, se han introducido además los desplazamientos correspondientes a los nodos de la masa de suelo que están suficientemente próximos a la estructura. Se ha comprobado que la aproximación estática mejora muy poco en relación a la obtenida a partir del modelo propuesto en esta tesis (12).

16.- La tensión máxima obtenida a partir del cálculo estático - o el Momento flector máximo, dado que la contribución del axil al valor total de la tensión normal es despreciable - se debe mayorar con un coeficiente de valor **1,7** para obtener el deducido a partir de un cálculo dinámico completo.

17.- La aproximación estática propuesta aproxima bien no sólo los valores máximos sino también las leyes de esfuerzos en todo el marco de la estructura enterrada.

8.- PROPUESTA DE FUTURAS INVESTIGACIONES.-

8.- PROPUESTA DE FUTURAS INVESTIGACIONES.-

Después de haber realizado el presente trabajo se proponen las siguientes líneas de investigación, que complementarían a la desarrollada en esta tesis.

1.- En el análisis transversal de estructuras enterradas sometidas a acciones sísmicas se ha de tener en cuenta un tercer tipo de ondas, las ondas Rayleigh, que no han sido analizadas en esta tesis. Puesto que estas ondas inducen en campo libre movimientos tanto verticales como horizontales, se podrían cálcular los esfuerzos que estas ondas originan en el marco del túnel empleando la metodología propuesta. El problema estribaría en determinar las tensiones dinámicas y los desplazamientos de campo libre correspondientes a la excitación mediante ondas Rayleigh.

2.- En esta tesis sólo se han estudiado túneles de sección cuadrada. Sería interesante extrapolar la metodología a otras secciones transversales y a otro tipo de estructuras enterradas.

3.- Dado el carácter general de la metodología propuesta, sería interesante determinar en qué medida sería aplicable al cálculo de empujes dinámicos de tierras contra muros.

4.- Por lo general, las estructuras enterradas no se presentan aisladas sino que suelen estar próximas a otras estructuras cimentadas superficialmente.

En esta tesis no se ha considerado la existencia de estructuras superficiales y sería conveniente analizar en qué medida la respuesta dinámica de la estructura enterrada se ve modificada si existen éstas.

9.- REFERENCIAS.-

9.- REFERENCIAS

1.- Alarcón E. "Respuesta Dinámica de Suelos". Física de la Tierra. Ed. Univ. Complutense de Madrid. 1989.

2.- Anil K, Chopra. "Dynamics of Structures. Theory ans Applications to earthquake engineering". Prentice Hall. Englewood Cliffs. New Jersey. 1995

3.- Atomic Energy Commission. "Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants". Regulatory Guide 1.60. Directorate of Regulatory Standards. Washington. 1973.

4.- Bathe K.L., Wilson E.L. and IDING R.H. "A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Nonlinear Systems". Structures and Materials Research. Department of Civil Engineering, Report Nº UC SESM 74-3, Univ. of California. Berkeley. 1974.

5.- Bayo E. and Wilson E.L. "Numerical Techniques for the Evaluation of Soil-Structure Interaction Effects in the Time Domain". Earthquake Engineering Research Center, Report Nº UCB/EERC-83/04. 1982.

6.- Biot M.A. "A Mechanical Analizer for Prediction of Earthquake Stresses". Bulletin of the Seismological Society of America. Octubre 1941.

7.- Biot M.A. "Analitical and Experimental Methods in Engineering Seismology". Proc. ASCE. 1942.

8.- Blume J.A, Sharpe R.L. and Dalal J.S. " Recommendations for Shape of Earthquake Response Spectra". John A. Blume & Associates. San Francisco. 1972.

9.- Bolt B.A. "Duration of Strong Motion", Proc. 4 th. World Conf. Earthquake Eng.. Santiago de Chile. 1969.

10.- Borse G.J. "Programación en Fortran 77". Ed. Anaya 1989.

11.- Chang-Liang V. "Dinamic Response of Structures in Layered Soils". Sc. D. Thesis Massachusetts Institute of Technology. 1974.

12.- Christiano P.P., Raynaud D.A. and Cole-Baker J.R. "Response of buried tunnels to earthquake excitation". Trans. 7 th. Int. Conf. Struct. Mech. Reactor Tech. Chicago 1983.

13.- Clough R.W. and Penzien J. "Dynamics of Structures". McGraw-Hill. 1993.

14.- Constantopoulos I.V., Motherwell J.T. and Hall J.R.. "Dynamic Analysis of Tunnels". Third International Conference on Numerical Method in Geomechanics. Abril 1979.

15.- Constantopoulos I.V., Cole-Baker and Michalopoulos. "Seismic Analysis of Buried Tunnels". Proceeding of the 7 th. World Conference Earthquake Engng. 1980.

16.- Constantopoulos I.V., Motherwell J.T. and Hall J.R.. "Seismic Analysis of Buried Tunnels". Proc. 7 th. World Con. Earthquake Engng. 1980.

17.- Crouse C.B. "Prediction of free-field Earthquake ground motions", Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. I, ASCE, pp. 359-379. 1978.

18.- Das S. and Aki K. "A Numerical Study of Two-Dimensional Spontaneous Rupture Propagation". Geophys. Roy. Astr. Soc. 1977.

19.- Das S. and Aki K. "Fault Plane with Barriers: A Versatile Earthquake Model". J. Geophys. Res. 1977.

20.- Ewing W.M., Jardetzky W.S. and Press F. "Elastic Waves in Layered Media". McGraw-Hill. London. 1957.

21.- Foundations and Buried Structures. " Structural Analysis and Design of Nuclear Plant Facilities". ASCE. 1980.

22.- Gazetas G. and Roesset J.M. "Forced Vibrations of Strip Footing on Layered Soils". Methods of Structural Analysis, ASCE; Vol. I, pp. 115-131. 1976.

23.- Gazetas G. and Roesset J.M. " Plane-Strain Soil-Structure Interaction for Seismic Response". Proceedings of the 6 th. Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, India, pp. 259.264. 1978.

24.- Gazetas G. and Roesset J.M. " Vertical Vibration of Machine Foundations". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT12, pp. 1435-1454. 1979.

25.- Gazetas G. and Yegian M.K " Shear and Rayleigh Waves in Soil Dynamics". Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, Nº GT12, pp. 1455-1470. December 1979.

26.- Gómez-Masso A., Chen J.C., Pecker A. and Lysmer J. " Seismic Pressures on Embedded Structures in Different Seismic Environments". Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference, pp. 179-191. Southampton. 1982.

27.- Gómez-Masso A., Lysmer J., Chen J.C. and Seed H.B. " Soil Structure interaction with Rayleigh Waves". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 567-583. 1983.

28.- Gómez-Massó A. y Attalla I. "Finite Element versus Simplified Methods in the Seismic Analysis of Underground Structures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1984.

29.- Gordon C.K. and Yeh. "Seismic Analysis of slender Buried Beams". Bulletin of the Seismological Society of America. Octubre 1974.

30.- Hardin B.O. and Drnevich V.P. "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves". Journal Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, SM7667-692. 1972.

31.- Hardin B.O. and Drnevich V.P. " Shear Modulus and Damping in soils: Design Equations and Curves". Int. Journal Soil Mech. Found. Div. ASCE. 1989.

32.- Housner G.W. "An Investigation of the Effect of Earthquakes on Building". Ph. D. Thesis. California Institute of Technology. Pasadena. 1941.

33.- Housner G.W. "Behavior of Structures During Earthquakes". Journal of the Geotechnical Division. ASCE. 1959.

34.- Housner G.W. "Design Spectrum". Chapter 5 in Earthquake Engineering. R.L. Wiegel (ed.). Prentice-Hall. Englewood Cliffs. 1970.

35.- Hwang R.N. and Lysmer J. "Response of Buried Structures to Traveling Waves". Journal of the Geotechnical Division. ASCE. Febrero 1981.

36.- Jimenez Salas y otros. "Geotecnia y Cimientos". Ed. Rueda. 1975.

37.- Kausel E. " Forced Vibrations of Circular Fundations on Layered Media", Sc. D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology. 1974.

38.- Kausel E., Roesset J.M. and Waas G. "Dynamic Analysis of Footings on Layered Media". Jour. Eng. Mech. Div., ASCE, 101 (EM5), pp. 679-693. 1975.

39.- Kausel E. and Roesset J.M "Dynamic Stiffnes of Circular Foundations". Jour. Eng. Mech. Div., ASCE, 101, pp. 771-785. 1975.

40.- Kausel E. " Wave Propagation in Anisotropic Layered Media". International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 23, pp. 1567-1578. 1986.

41.- Lysmer J. et al. "FLUSH: a computer program for aproximate 3D analysis of soil-structure interation problems". Geotechnical Engineering Department of Civil Engineering, Univesity of California, Berkeley. 1975.

42.- Lysmer J. "Lecture Notes for: Seismic Aspects of Geotechnical Engineering Recent Developments". París. Mayo 1981.

43.- Manolis G.D. and Beskos D.E. "Dynamic Response of Lined Tunnels by an Isoparametric Boundary Element Method". Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. 1983.

44.- Mononobe N. and Matsuo M. "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes". Proceeding World Engineering Congress, Vol. 9. 1924.

45.- Mohraz B., Hall W.J. and Newmark N.M. "A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra". Natham M. Newmark Consulting Engineering Services. Urbana, Illinois. 1972.

46.- Morhaz B. " A Study of Earthquake Response Spectra for Different Geological Conditions". Bull. Seism. Soc. Am. 1976.

47.- Nasu N, Kasama S., Morioka R. and Tamura T. "Vibration test of the underground pipe with a comparatively large crossection". Proc. Fifth World Conf. on Earthquake Engng. Vol I. 1973.

48.- Navarro C. y Ordoñez A. "Respuesta Sísmica en Túneles. Una aplicación del MEF a la resolución de problemas de interacción suelo-estructura". Barcelona. Diciembre 1982.

49.- Navarro C. y Samartín A. "Simplified Longitudinal Seismic Analysis of Buried Tunnels". Software for Engineering Workstations. Volume 4. 1988.

50.- Navarro C. y Samartín A. " Seismic earth thrust against massive building walls". Int. Journal Num. Anal. Meth. Geomech. 1989.

51.- Navarro C. "Seismic Analysis af Underground Structures". Earthquake Engineering. Tenth World Conference. Balkema, Rotterdam. 1992.

52.- Navarro C. "Effect of Adjoining Structures on Seismic Response of Tunnels". Int. Journal Num. Anal. Meth. Geomech. 1992.

53.- Nelson I., Baron M.L. and Sandler I." Mathematical Models for Geological Materials for Wave Propagation Studies". Defense Nuclear Agency. Report Nº 2672. Washington D.C.

54.- Newmark N.M. "Problems in Wave Propagation in Soil and Rock". Proceeding International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials. Alburquerque, Nuevo Méjico. Agosto 1968.

55.- Newmark N.M. and Hall W.J. "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities". Proc Proceeding of the 4 th. Conference Earthquake Engng. Santiago de Chile. 1969.

56.- Newmark N.M. and Hall W.J. "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design". Building Practices for Disaster Mitigation. National Bureau of Standards. U.S. Department of Commerce. 1973.

57.- Newmark N.M., Blume J.A. and Kapur K.K. "Design Response Spectra for Nuclear Power Plants". ASCE Structural Engineering Meeting. San Francisco. Abril 1973.

58.- Newmark N.M., Blume J.A. and Kapur K.K. "Seismic Design Criteria for Nuclear Plants". ASCE Structural Engineering Meeting. San Francisco. Abril 1973.

59.- Newmark N.M. and Hall W.J. "Earthquake Spectra and Design". Earthquake Engineering Research Institute. Berkeley. 1982.

60.- Newmark N.M. and Rosenblueth E. "Fundamentals of Earthquake Engineering". Prentice-Hall. New Jersey. 1971.

61.- Page R.A., Boore D.M.,Joyner W.B. and Caulter H.W. "Ground Motion Values for Use in the Seismic Design of the TransAlaska Pipeline System". USGS Circular. 1972.

62.- Reid H.F. "The Elastic Repond of Earthquakes". Bull. Dept. Geol. Univ. California. 1911.

63.- Richart F.E., Hall J.R. and Woods R.D. "Vibrations of Soils and Foundations". Prentice-Hall, Englewood Cliffs. 1970.

64.- Samartín A. "Curso de Elasticidad". Ed. Bellisco. 1990.

65.- Shukla D.K., Rozzo P.C. and Stephenson D.E. "Earthquake Load Analysis of Tunnels". Proceeding of the 7 th. World Conference Earthquake Engng. 1980.

66.- Stoneley R. "Rayleigh Waves in a Medium with two Surface Layers". Royal Astronomical Society. 1954.

67.- Tassoulas J.L. and Kausel E. "Element for the Numerical Analysis of Wave Motion in Layered Strata". International Journal for Numerical Methods in Engineering. Vol. 19, pp. 1005-1032. 1983.

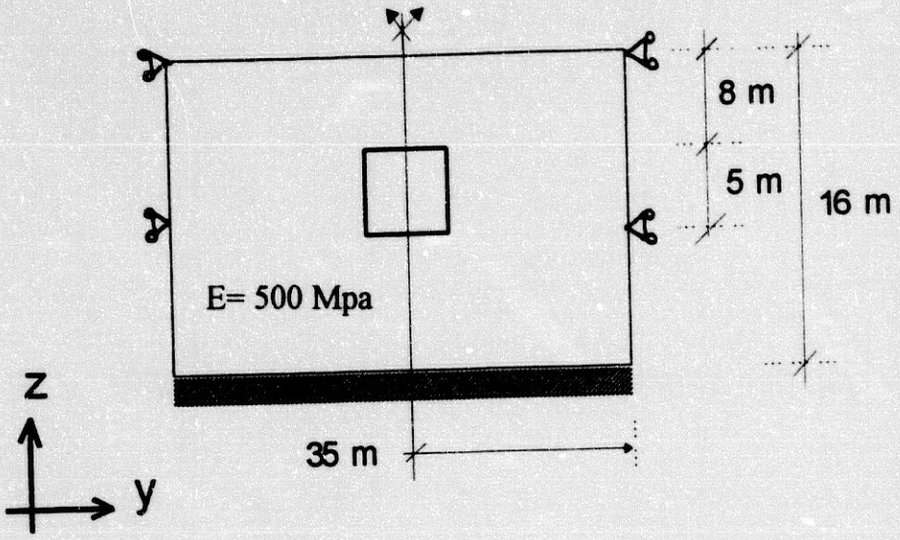
68.- Tsai C.F. and Lysmer J. "FLUSH". Geotechnical Engineering Department of Civil Engineering, Univesity of California, Berkeley. 1976.

69.- Trifunac M.D. "Response Spectra of Earthquake Ground Motion". Journal of the Engineering mechanics Division, ASCE, Vol 104, Nº EM5, Proc. Paper 14051. 1978.

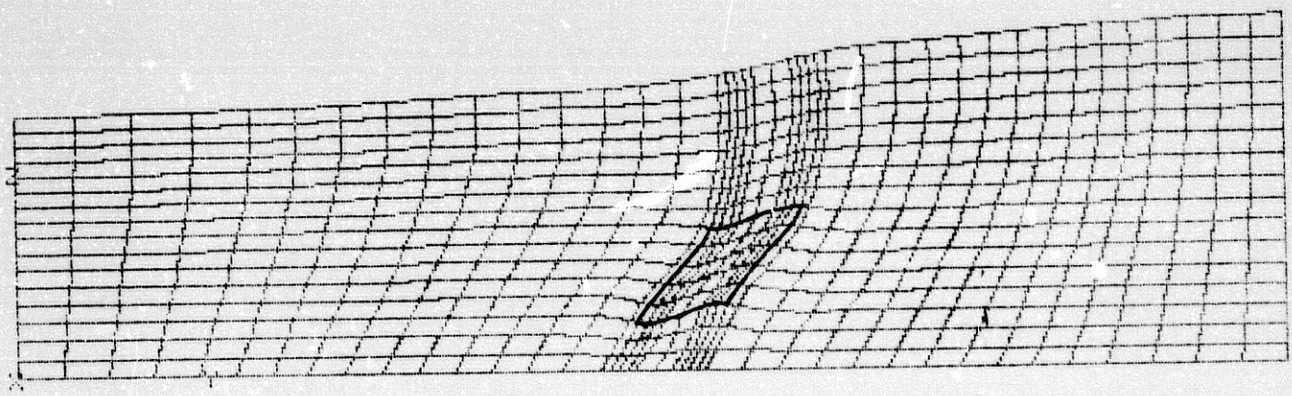
70.- Wolf J.P. " Dinamic soil-structure interation". Prentice-Hall. 1985.

71.- Wolf J.P. " Dynamic Soil-Structure Interaction". Prentice Hall, Englewood. Cliffs, New Jersey. 1985.

Anejo 1

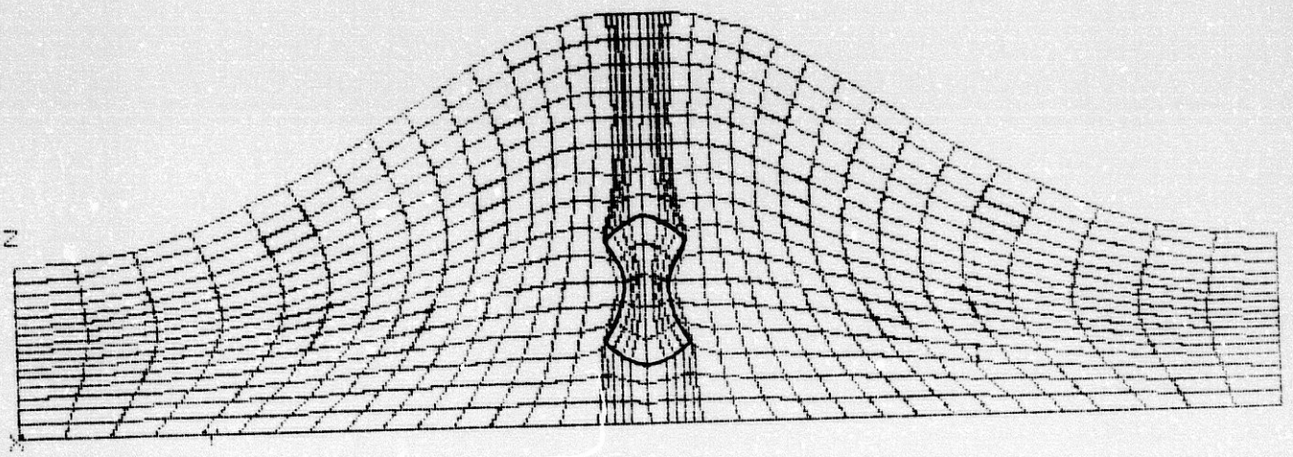


Eigenvector for Mode 1, Freq = 5.8889 Hz



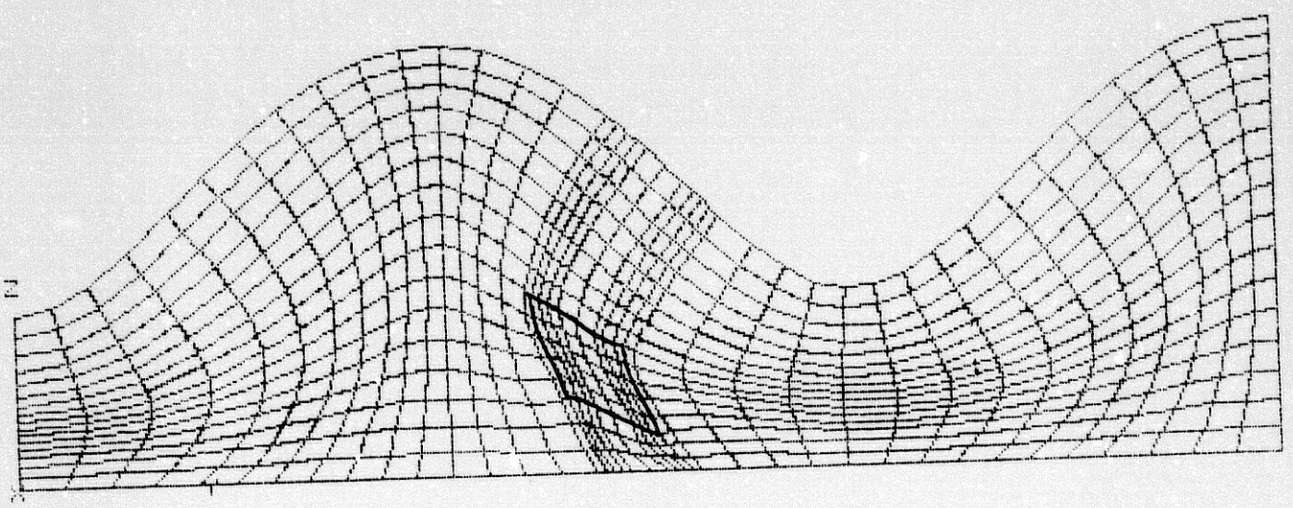
H=15 m; L= 5m Mov. vert:M.0,0

Eigenvector for Mode 2, Freq = 8.3870 Hz



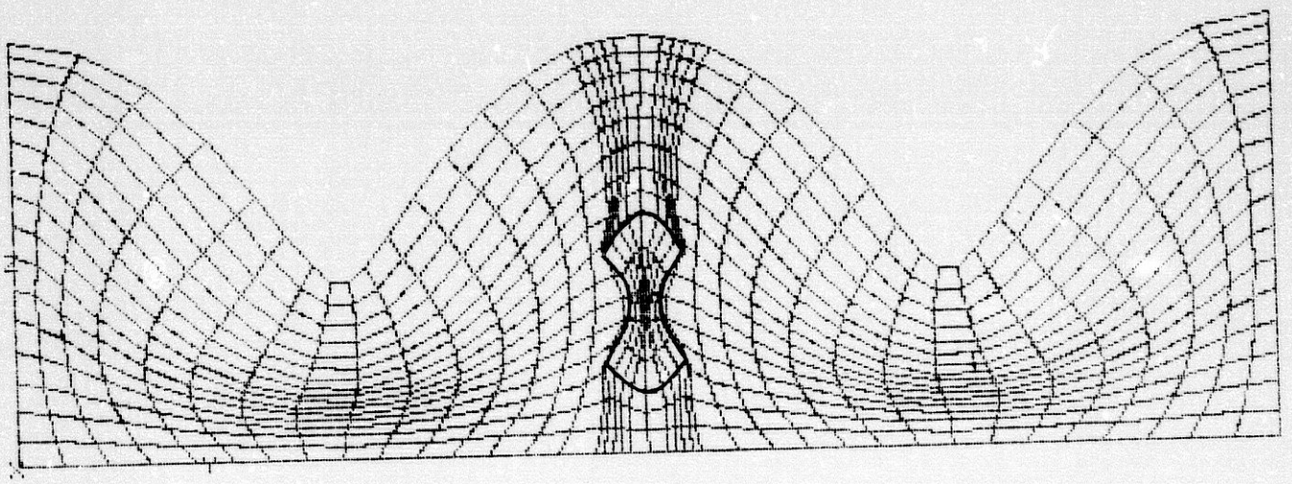
H=16 m; L= 5m Mov. vert:X.0.0

Eigenvector for Mode 3, Freq = 9.1800 Hz



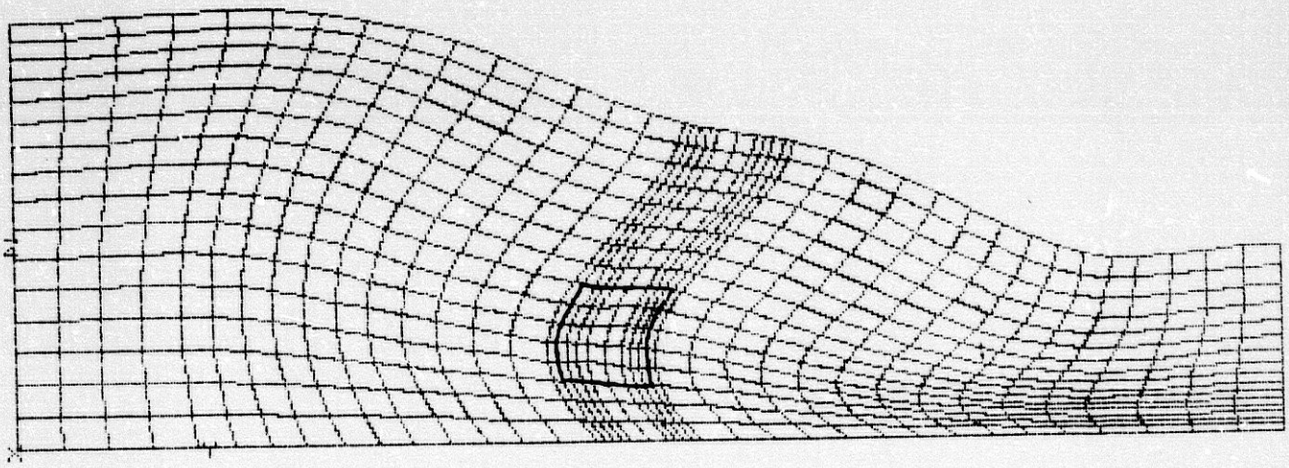
H=15 m; L= 5m Mov. vert:X.0.0

Eigenvector for Mode 4, Freq = 10.17 Hz



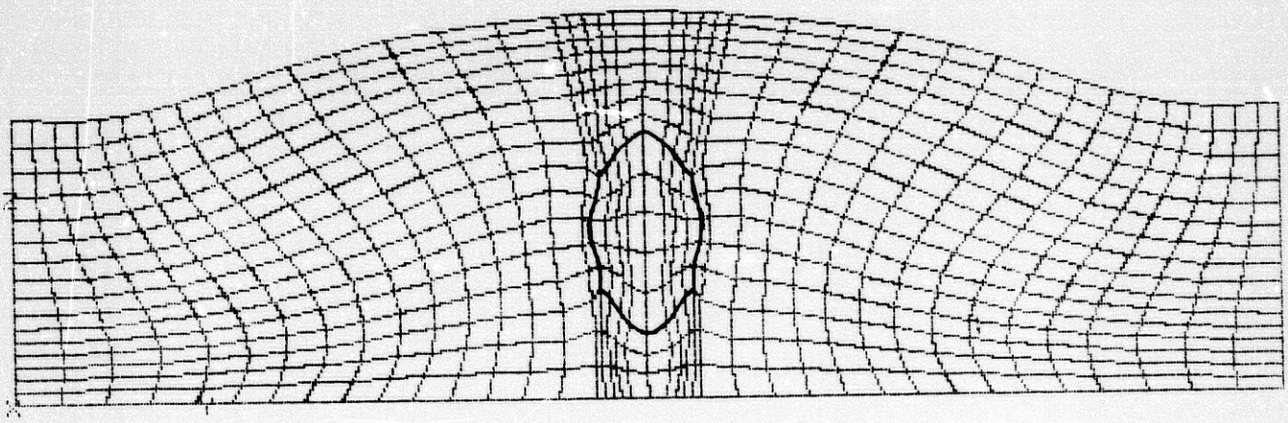
H=16 m; L= 5m Mov. vert:0.0,0

Eigenvector for Mode 5, Freq = 10.74 Hz



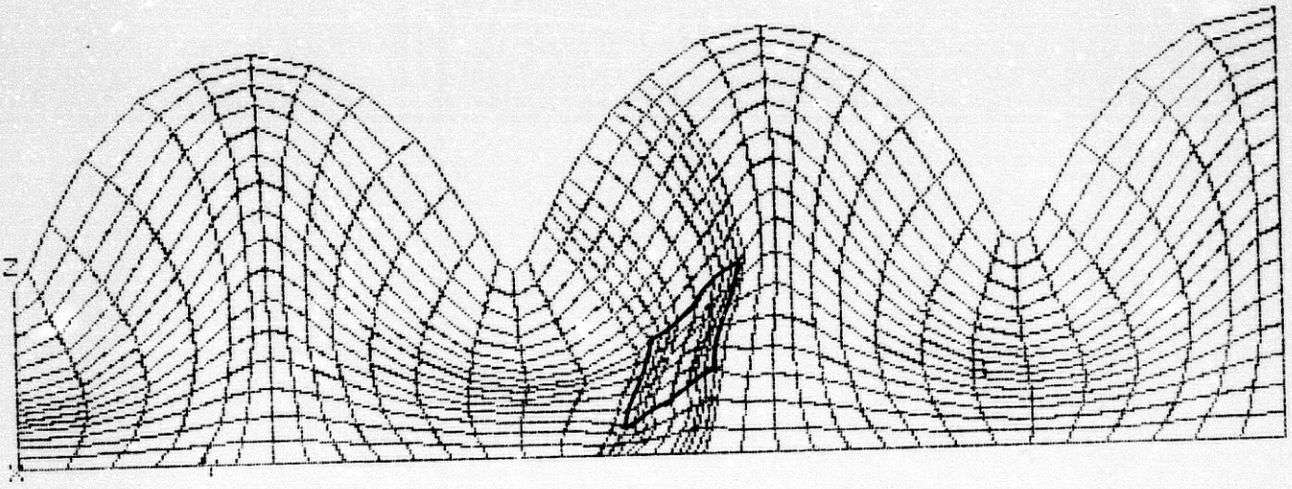
H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Eigenvector for Mode 6, Freq = 10.75 Hz



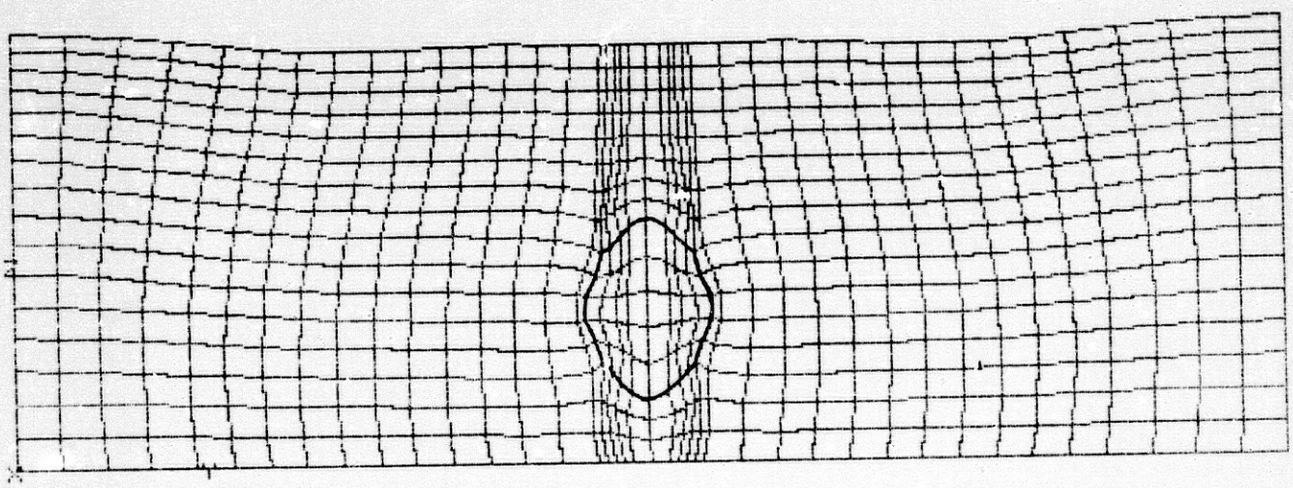
H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Eigenvector for Mode 7, Freq = 11.22 Hz



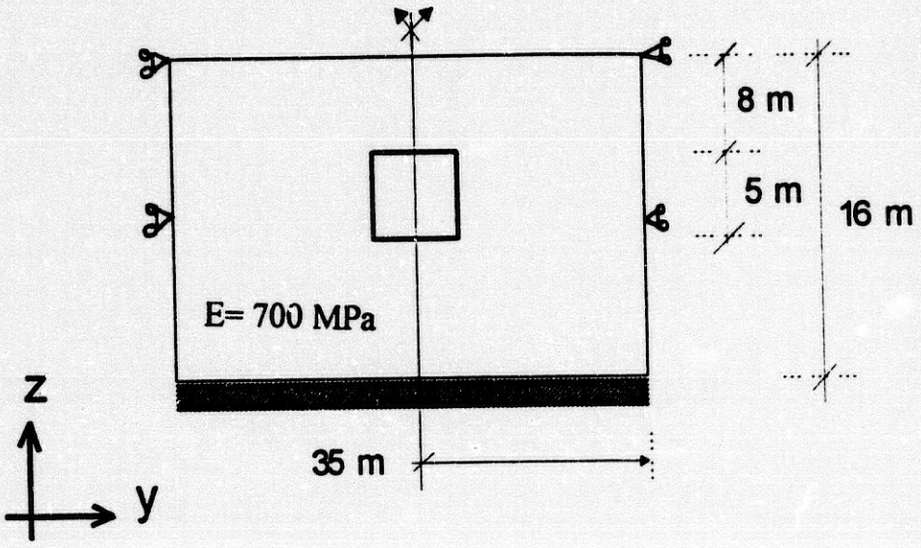
H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Eigenvector for Mode 8, Freq = 11.23 Hz

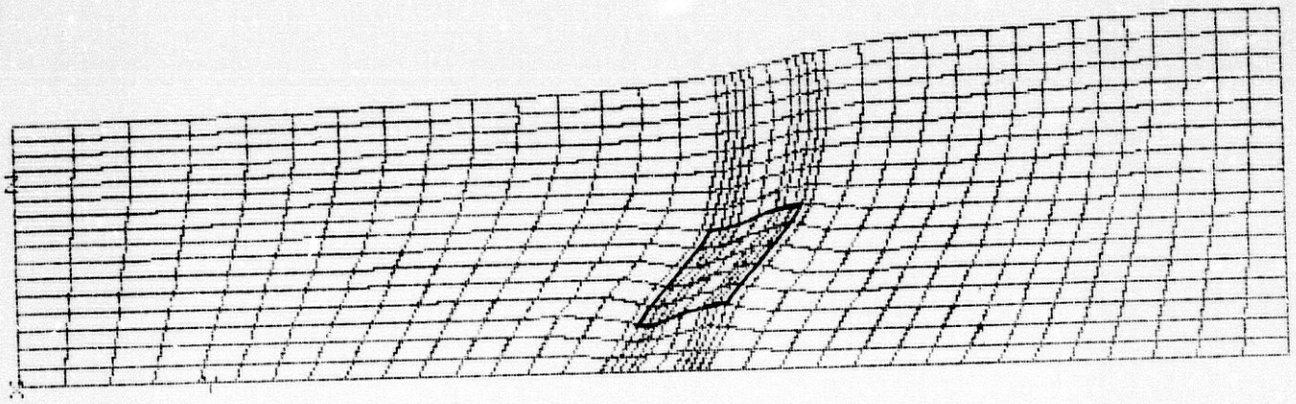


H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Anejo 2

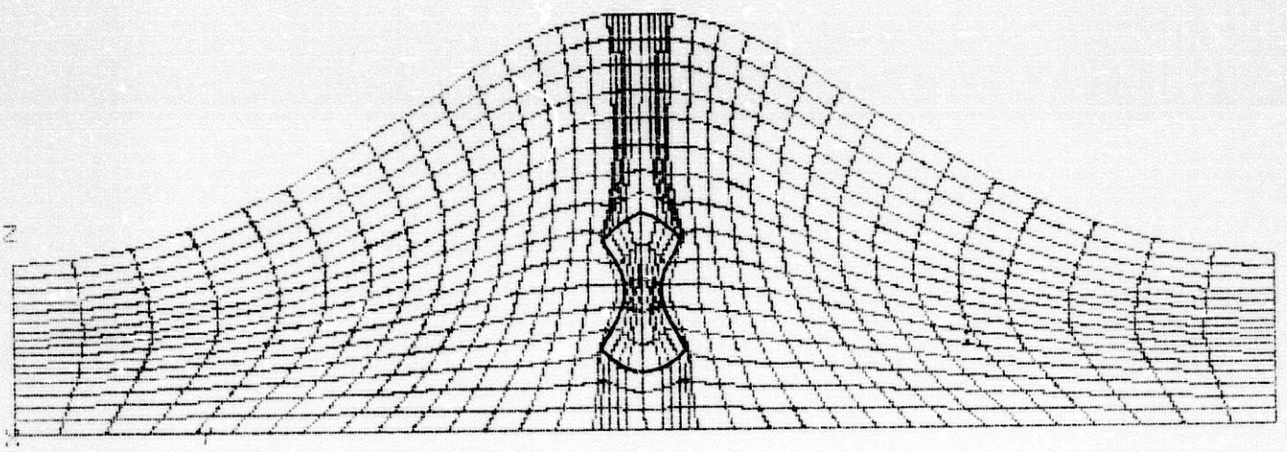


Eigenvector for Mode 1, Freq = 6.9510 Hz



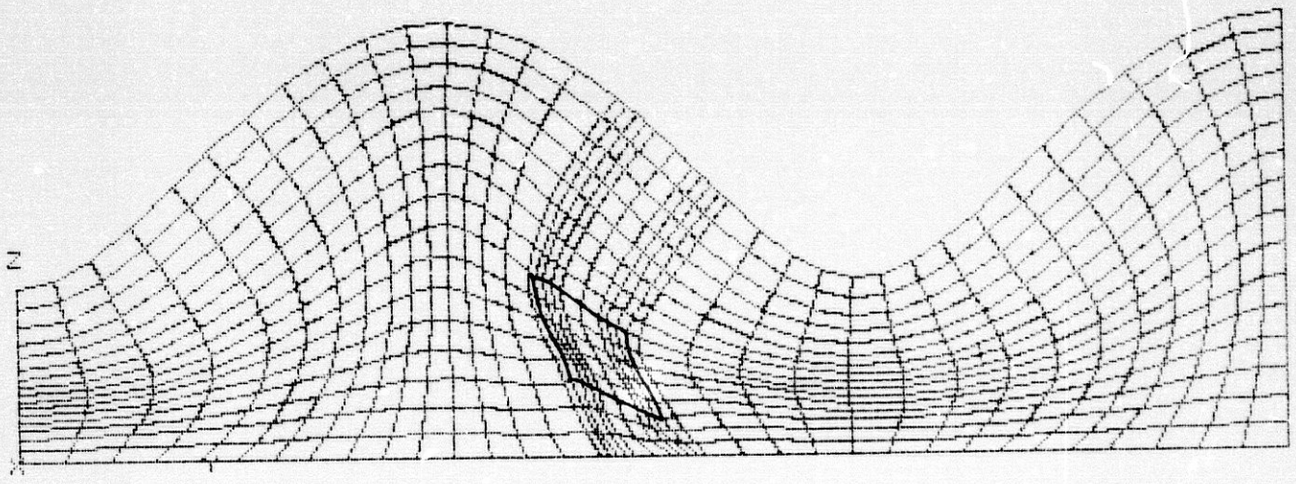
H=15 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Eigenvector for Mode 2, Freq = 9.901 Hz



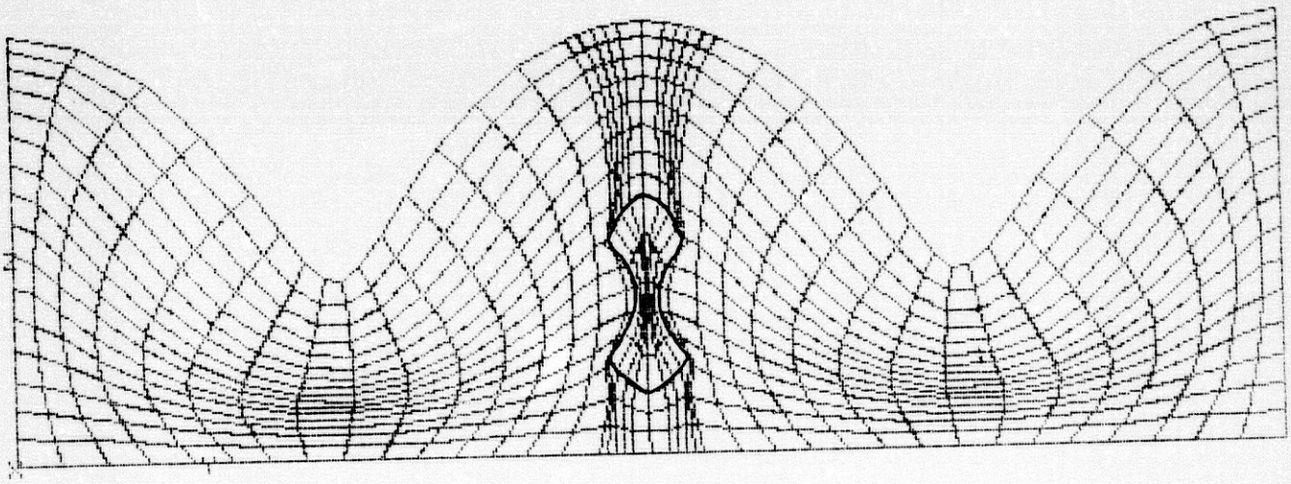
H=16 m; L= 5m Mov. vert:%,0.0

Eigenvector for Mode 3, Freq = 10.85 Hz



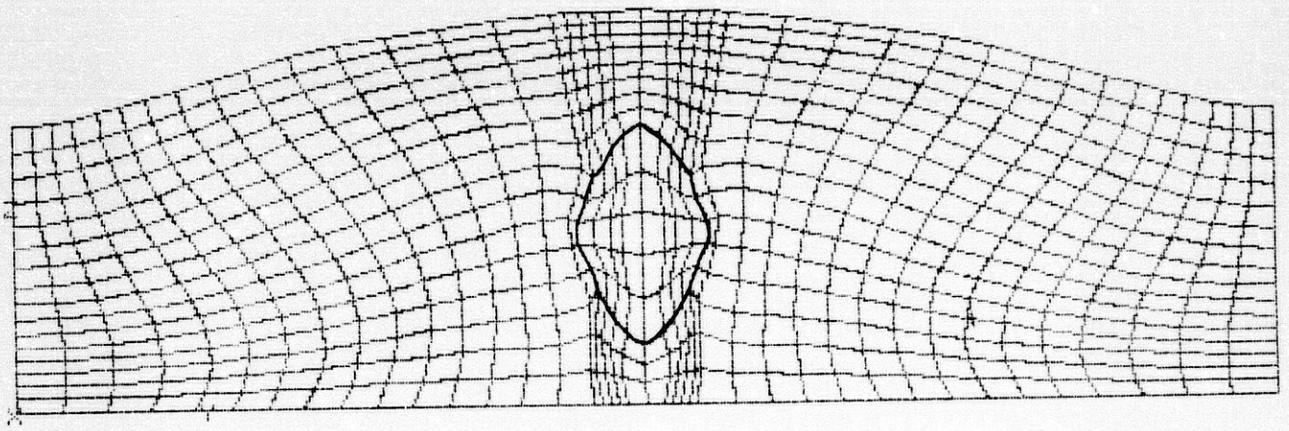
H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Eigenvector for Mode 4, Freq = 11.98 Hz



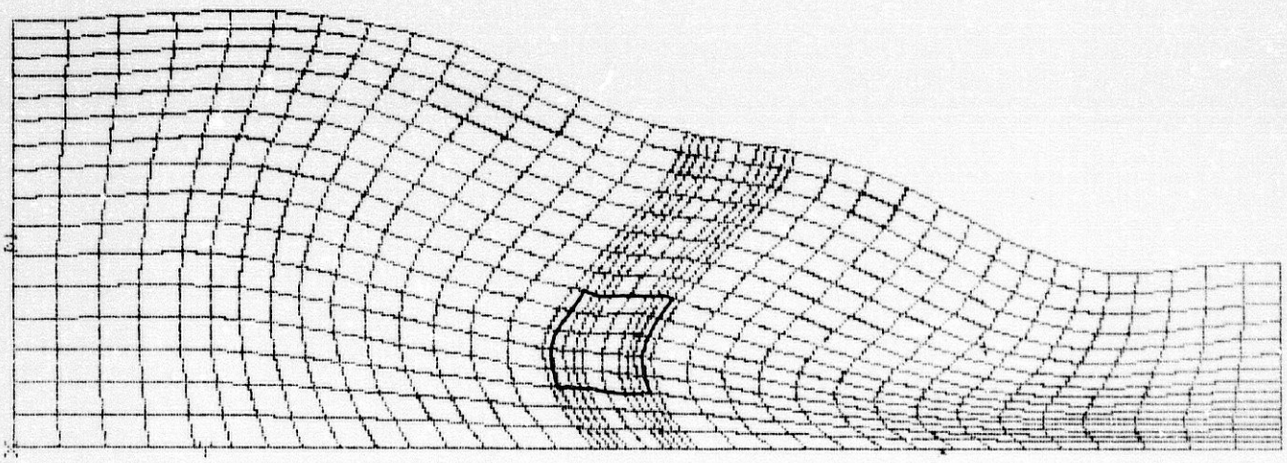
H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Eigenvector for Mode 5, Freq = 12.59 Hz



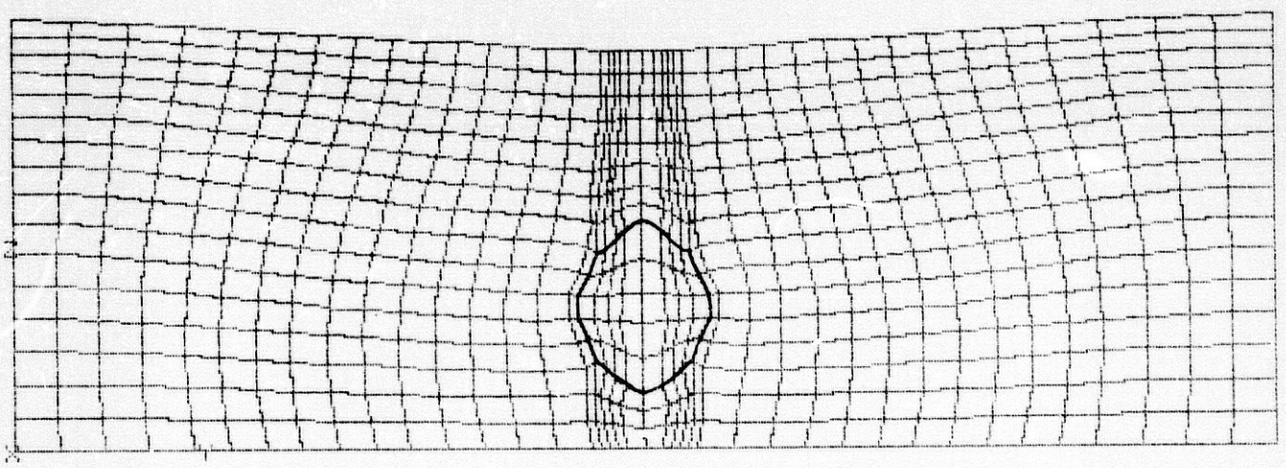
H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0

Eigenvector for Mode 6, Freq = 12.71 Hz



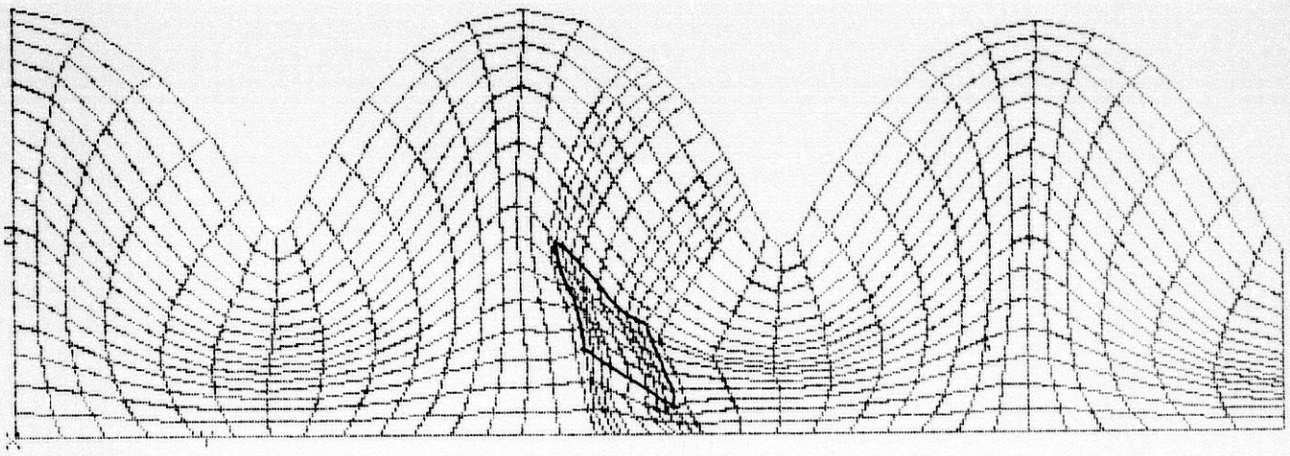
H=15 m; L= 5m Mov. vert:X.0.0

Eigenvector for Mode 7, Freq = 13.24 Hz



H=16 m; L= 5m Mov. vert:X.0,0

Eigenvector for Mode 8, Freq = 13.26 Hz



H=16 m; L= 5m Mov. vert:X,0,0