

Aproximación estática de la respuesta de estructuras enterradas sometidas a la propagación vertical de las ondas "P" y "S"

Luisa María Gil Martín

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Enrique Hernández Montes

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

E.T.S.I. de Caminos. Universidad de Granada

Pablo de la Fuente Martín

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

E.T.S.I. de Caminos. U.P.M.

RESUMEN

Este artículo forma parte de la investigación llevada a cabo en la tesis doctoral "Cálculo sísmico simplificado de estructuras enterradas" y en él se analizan distintos modelos estáticos para aproximar el estado tensional existente en la sección transversal de una estructura enterrada, de reducidas dimensiones, ubicada en un estrato de relleno granular, de espesor uniforme y apoyado sobre roca, cuando el modelo es excitado por la propagación vertical de las ondas P y S. De la comparación de los resultados obtenidos para la tensión normal existente en el punto más desfavorable de la sección transversal de la estructura a partir de los distintos modelos estáticos se deduce cual de ellos es el idóneo, o sea, aquél que conduce a la mejor aproximación con el menor esfuerzo computacional.

ABSTRACT

This paper forms part of the doctoral thesis "Simplified seismic calculation for buried structures" and analyses different static models in order to establish the existing stress state in a cross-section of buried structure of small dimension. The structure is set in a granular backfill layer of uniform thickness which is, in turn, set on a rigid half-space. The model is excited by the vertical propagation of "P" and "S" waves and a comparative analysis is made of the maximum normal stress found in the cross-section of the different models. The ideal model is that which provides the best approximation with minimum computation.

1. INTRODUCCIÓN

Constantopoulos et al. (1979) desarrollaron un método simplificado para determinar las tensiones producidas en una estructura enterrada cuando ésta se ve sometida a la acción de un sismo. La metodología de Constantopoulos estaba basada en el hecho de que los movimientos de la estructura eran similares a los del suelo circundante, de manera que el efecto de interacción suelo-estructura podía no ser tenido en cuenta.

La principal característica de esta metodología es que el análisis a realizar es estático, introduciendo unas cargas que son equivalentes a las acciones dinámicas. Por tanto, no es preciso modelizar el sistema suelo-estructura mediante una malla de elementos finitos tridimensional ni llevar a cabo un análisis dinámico completo.

En este artículo se analizan cuales son los modelos estáticos que se han de plantear para que las tensiones obtenidas para el marco de la estructura a partir de ellos sean suficiente-

mente aproximadas a las tensiones realmente inducidas por el sismo. Se han estudiado estructuras enterradas de sección cuadrada de reducidas dimensiones (2, 3, 4 y 5 m), ubicadas en un estrato de relleno granular apoyado sobre roca, de espesor constante (12, 16 y 20 m), y sometidas a la acción de la propagación vertical de las ondas P y S.

El material que constituye el relleno tiene un comportamiento viscoelástico y no lineal y se admite que el Módulo de Rigidez Transversal y el Factor de Amortiguamiento interno varían con la deformación angular tal y como sugirieron Hardin y Drnevich (1972) para materiales granulares. Se han considerado valores medios y mínimos para la variación del Módulo de Rigidez Transversal con la deformación angular.

El estudio dinámico completo del modelo, bidimensional y en condiciones de deformación plana, se ha llevado a cabo mediante el programa FLUSH (Lysmer 1975- Berkeley) considerando acelerogramas estadísticamente independientes compatibles con el espectro de respuesta de la Regulatory Guide 1.60. Este programa, ampliamente utilizado en análisis sísmicos, tiene una serie de limitaciones intrínsecas como son: consideraciones aproximadas del comportamiento no lineal del suelo, análisis bidimensional y simulación del tridimensional, excitación sísmica debida a la propagación vertical de las ondas P y S, etc. Aún así, los resultados obtenidos de esta investigación son interesantes y pueden servir de guía para propósitos de diseño preliminares.

Los acelerogramas se han definido tanto en superficie como a nivel del contacto suelo-roca, para tener en cuenta los efectos de amplificación del estrato de relleno. Dado que así lo requiere el programa FLUSH se analizarán por separado los casos correspondientes a la propagación de cada tipo de ondas y los resultados de ambos análisis se combinarán adecuadamente teniendo en cuenta las recomendaciones al respecto de la Regulatory Guide 1.92.

2. MOVIMIENTO HORIZONTAL (inducido por la propagación vertical de las ondas S)

El estudio de las vibraciones horizontales del modelo se llevará a cabo en dos etapas: análisis dinámico para obtener las tensiones y deformaciones en condiciones de campo libre y análisis estático simplificado, tal y como se indica en los puntos siguientes.

2.1.- ANÁLISIS DINÁMICO.

Mediante el programa FLUSH, realizando un análisis en el dominio de la frecuencia, se deducen los máximos desplazamientos en condiciones de campo libre cuando el modelo es sometido a la acción de un sismo. Estos desplazamientos se determinan a partir de las deformaciones angulares (las deformaciones normales son nulas ya que las tensiones norma-

les son cero debido a que el movimiento es horizontal) que experimenta cada elemento " g_{xy} ".

2.2.- ANÁLISIS ESTÁTICO

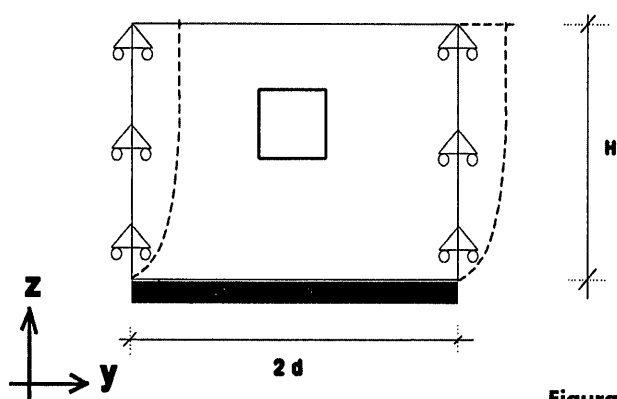
Para llevar a cabo el análisis estático simplificado se analizará el modelo de la figura 1, cuya dimensión vertical corresponde al espesor del estrato de suelo considerado y cuya dimensión horizontal (2_d) se ha determinado a partir de la comparación de los desplazamientos modales asociados al modo fundamental de vibración horizontal en condiciones de campo libre con los correspondientes al sistema suelo-estructura. Las formas modales se han obtenido a partir de un modelo bidimensional considerando un estado de deformación plana; el eje inferior del modelo está fijo, simulando una cimentación sobre roca. En el centro del modelo, a diferentes profundidades, se encuentra enterrada una estructura de sección cuadrada. El suelo circundante se ha discretizado empleando elementos rectangulares de 4 nodos y dos grados de libertad por nodo. Este elemento se ha seleccionado en los análisis estáticos con objeto de adaptarse al elemento disponible en el código FLUSH. Teniendo en cuenta que los elementos de cuatro nodos no proporcionan buena precisión en los problemas en los que predomina un comportamiento a flexión, se ha densificado la malla en las proximidades de la estructura enterrada. La sección transversal de la estructura se ha modelizado mediante elementos viga, haciendo coincidir los extremos de cada elemento con los nodos de los elementos rectangulares que discretizan el suelo. Para obtener valores más precisos de los desplazamientos se han suprimido los modos incompatibles.

A partir de estas comparaciones se han determinado unas distancias " d " -distancias de influencia-, contadas desde el centro del modelo, que determinan una zona de influencia de los desplazamientos modales debido a la presencia física de la estructura. El criterio adoptado, que denominaremos como "del 5%", ha sido el siguiente: se supone que la estructura enterrada deja de afectar al valor de los desplazamientos modales de un punto P cuando se verifica que

$$\frac{\delta_{SE} - \delta_{CL}}{\delta_{CL}} = 0,05$$

siendo δ_{SE} el desplazamiento modal en el punto P del sistema suelo-estructura y δ_{CL} el desplazamiento modal en el mismo punto en condiciones de campo libre.

La única acción a la que estará sometido el modelo estático serán los desplazamientos horizontales correspondientes a campo libre, previamente obtenidos a partir del análisis dinámico del sistema suelo-estructura, y que serán impuestos a los nodos de los bordes laterales del modelo (tal y como se representa con línea discontinua en la figura 1).


Figura 1.

El Módulo de Elasticidad en el modelo estático se supone constante para todo el estrato e igual al deducido por el programa FLUSH para el nivel medio de la estructura en la última iteración.

3. VERIFICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS DE LAS VIBRACIONES HORIZONTALES.

En la tabla 1 se comparan, para algunos de los casos analizados, los valores reales de los esfuerzos (Momentos flectores y axiles) existentes en el punto más desfavorable de la sección transversal de la estructura, determinados a partir de un análisis dinámico completo del modelo, con los valores obtenidos a partir del modelo estático propuesto, representado en la figura 1, que ha sido analizado con el programa ANSYS.

En la primera columna se especifican los parámetros de definición del modelo, siendo:

H: el espesor del estrato de relleno en el que se ubica la estructura.

p: la profundidad a la que se encuentra la estructura (distancia desde la superficie del relleno hasta el techo de la sección transversal de la estructura).

TABLA 1

Modelo	Mf din.(Næm)	Mf est.(Næm)	A din.(N)	A est.(N)	$k=s_{din}/s_{est}$
H=12m,p=2m,l=3 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	40690	31180	61630	53310	1.29
H=12m,p=2m,l=3 m, $a_{roca}=0.20g$; (G)	47460	42010	69510	69490	1.12
H=12m,p=2m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	141100	111600	161000	98150	1.29
H=12m,p=2m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (0.5G)	2010000	213400	123800	132800	< 1.00
H=12m,p=4m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	153400	126000	212000	133000	1.25
H=12m,p=4m,l=4 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	94590	83200	134600	92680	1.16
H=12m,p=4m,l=3 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	50360	40140	63870	67600	1.23
H=12m,p=4m,l=3 m, $a_{roca}=0.15g$; (0.5G)	69010	83730	64860	81700	< 1.00
H=12m,p=6m,l=5 m, $a_{roca}=0.20g$; (G)	200000	170700	335500	257800	1.18
H=12m,p=6m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	155300	123300	295600	180900	1.30
H=16m,p=2m,l=2 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	27590	29280	26040	29050	< 1.00
H=16m,p=2m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	131200	112800	122400	122300	1.15
H=16m,p=2m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (0.5G)	199800	195300	111800	137000	< 1.00
H=20m,p=2m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	151900	134900	146800	118400	1.13
H=16m,p=13m,l=5 m, $a_{roca}=0.15g$; (G)	208600	227400	332100	322600	< 1.00
H=12m,p=2m,l=3 m, $a_{superf}=0.20g$; (G)	9661	9333	82913	17018	1.36
H=12m,p=2m,l=3 m, $a_{superf}=0.15g$; (G)	10700	6963	30690	12890	1.61
H=16m,p=2m,l=5 m, $a_{superf}=0.15g$; (G)	51440	38320	34760	33480	1.32
H=16m,p=10m,l=5 m, $a_{superf}=0.15g$; (G)	56670	45150	112100	84860	1.26
H=16m,p=10m,l=5 m, $a_{superf}=0.15g$; (0.5 G)	85640	74130	107600	90270	1.16
H=20m,p=2m,l=5 m, $a_{superf}=0.15g$; (G)	35910	24270	40510	26090	1.48
H=20m,p=13m,l=5 m, $a_{superf}=0.15g$; (0.5G)	94270	84760	105300	91000	1.12
H=20m,p=13m,l=5 m, $a_{superf}=0.15g$; (G)	66410	54370	112300	87180	1.23

TABLA 2

Modelo	Mf din.(Næm)	Mf est.(Næm)	A din.(N)	A est.(N)	k=s _{din} /s _{est}
H=12m, p=2m, l=3 m, a _{roca} = 0.15 g;(G)	40690	10730	61630	99700	2.79
H=12m, p=4m, l=4 m, a _{roca} = 0.15 g; (G)	94590	30870	134600	29950	3.15
H=12m, p=6m, l=5 m, a _{roca} = 0.15 g;(G)	155300	14250	295600	34350	10.51
H=15m, p=2m, l=4 m, a _{roca} = 0.15 g;(G)	61570	28010	87950	134400	1.82
H=15m, p=4m, l=4 m, a _{roca} = 0.15 g;(G)	90580	12110	106800	42550	6.54

l: dimensión del lado de la sección transversal de la estructura.

a_{roca} o a_{superf}: Aceleración punta del acelerograma. El subíndice indica si el acelerograma ha sido definido en el contacto suelo-roca o en superficie, respectivamente.

(G) o (0.5G): indica que se han adoptado valores medios o mínimos, respectivamente, para la variación del Módulo de Rigidez Transversal con la deformación angular.

En las columnas dos a cuatro se resumen los valores de los momentos flectores, en N•m, y axiles, en N, determinados a partir del análisis dinámico completo -valores reales- y a partir del modelo estático propuesto -valores aproximados-. En la última columna se define un coeficiente de comparación "k", que corresponde al cociente entre la máxima tensión normal obtenida a partir del análisis dinámico y la deducida del análisis estático propuesto.

Si se introducen en los bordes del modelo estático, a la distancia de influencia correspondiente, las tensiones existentes en campo libre en lugar de los desplazamientos, tal y como hacía Constantopoulos, la aproximación estática obtenida substituye considerablemente los valores de los esfuerzos existentes en el punto más desfavorable de la sección transversal, tal y como se desprende de los resultados de la tabla 2.

En la tabla 3 se comparan los valores del coeficiente de mayoración a aplicar a la tensión obtenida a partir del método estático simplificado. La primera columna corresponde a la introducción en los bordes del modelo estático de las tensiones de campo libre y la segunda columna a la imposición de los desplazamientos de campo libre, tal y como se propone en este artículo. Se comprueba que la mejor aproximación corresponde al segundo caso. Teóricamente, esta conclusión se

puede justificar teniendo en cuenta que en cualquier problema de cálculo diferencial, las condiciones de contorno esenciales son mucho más determinantes que las naturales.

4. MOVIMIENTO VERTICAL

(Inducido por la propagación vertical de las ondas P)

Como para el caso del movimiento horizontal, el análisis se llevará a cabo en dos etapas: análisis dinámico para obtener las tensiones y deformaciones en campo libre y análisis estático simplificado.

4.1. ANÁLISIS DINÁMICO

Mediante el programa FLUSH, realizando un análisis en el dominio de la frecuencia, se deducen los máximos desplazamientos en condiciones de campo libre cuando el modelo es sometido a la acción de un sismo. Estos desplazamientos se determinan a partir de las deformaciones normales (las deformaciones angulares son nulas así como las deformaciones normales horizontales) que experimenta cada elemento "x_{xy}".

4.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para llevar a cabo el análisis estático simplificado se analizará, como para el caso horizontal, un modelo cuya dimensión vertical corresponderá al espesor del estrato de suelo considerado y cuya dimensión horizontal, 2d, se determinará a partir del estudio de los desplazamientos modales correspondientes al modo fundamental vertical de vibración. El criterio adoptado ha sido el del 5%, comentado anteriormente.

En el modelo estático de la figura 2 se han introducido en los nodos de los bordes laterales los desplazamientos de campo libre, tal y como se hizo para el caso del movimiento horizontal, previamente deducidos del análisis dinámico llevado a cabo con FLUSH. En este caso, puesto que el programa empleado para llevar a cabo el análisis estático (SAP86) no permite imponer directamente los desplazamientos a los nodos, se han introducido éstos a través de unos elementos barra sometidos a unas fuerzas axiles determinadas a partir de la expresión:

TABLA 3

k (σ)	k (δ)
2.79	1.29
3.15	1.16
10.5	1.30
1.82	1.00
6.54	1.11

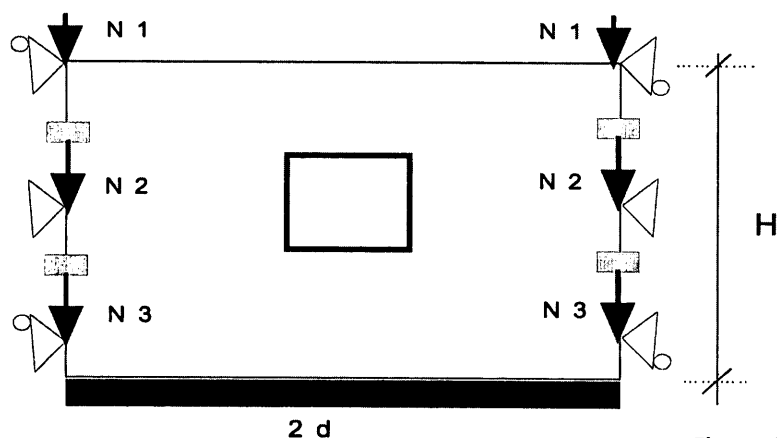


Figura 2.

$$N = \frac{EW}{l} \delta$$

donde E, W 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 2. 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.

Como para el caso de las vibraciones horizontales, el Módulo de Elasticidad del modelo estático se supone constante e igual al deducido para el nivel medio de la estructura en la última iteración realizada para obtener la respuesta dinámica completa del modelo.

En la tabla 4 se comparan los esfuerzos obtenidos en el punto más desfavorable de la sección transversal de la estructura (momentos flectores -Næm- y Axiles -N-) a partir del modelo estático representado en la figura 2.

Del análisis de la última columna de la tabla 4, en la que se indican los coeficientes de mayoración a aplicar la tensión normal obtenida a partir del modelo estático propuesto, se desprende que la aproximación obtenida a partir del modelo de la figura 2 subestima considerablemente el estado tensional real en la sección transversal de la estructura.

Si se imponen todas las condiciones de contorno correspondientes a las vibraciones verticales del modelo y, en con-

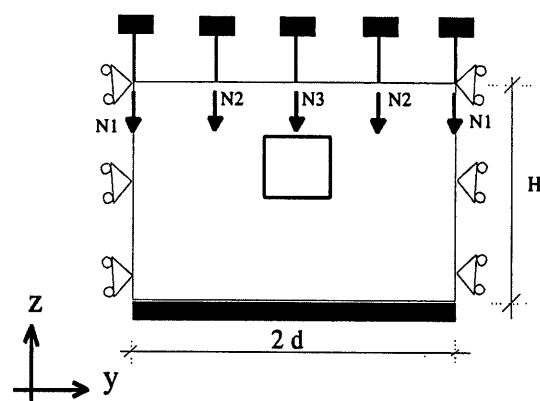


Figura 3.

secuencia, se introducen desplazamientos a todos los nodos de la superficie tal y como se indica en la figura 3, probable y el resultado mejorará.

En este caso, el desplazamiento a imponer a cada nodo de la superficie libre del modelo se determinará a partir 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, escalándola de manera que el desplazamiento modal correspondiente a los nodos situados a "d" m del eje de simetría del modelo sea el correspondiente a campo libre, previamente determinado a partir del análisis dinámico completo del modelo.

En la tabla 5 se comparan los esfuerzos en el punto más desfavorable de la sección transversal de la estructura obtenidos a partir del modelo estático de la figura 3 con los valores reales obtenidos a partir del análisis dinámico completo.

Se aprecia que el modelo de la figura 3 conduce a una buena aproximación, siendo preciso aplicar coeficientes de mayoración inferiores a 2. Sin embargo, para determinar los desplazamiento a imponer al modelo estático es preciso analizar previamente la deformada modal fundamental correspondiente a las vibraciones verticales de cada modelo, lo que entraña una dificultad no justificada en un método simplificado como el que aquí se propone.

TABLA 4

Modelo	Mf din.(Næm)	Mf est.(Næm)	A din.(N)	A est.(N)	k= s _{din} /s _{est}
H=12m,p=2m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	30880	5589	89050	2048	6.65
H=12m,p=4m,l=3m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	12530	2957	60220	4215	4.91
H=12m,p=6m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	35730	12255	87660	14990	3.19
H=12m,p=2m,l=3m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	10340	1975	45940	2756	5.98

TABLA 5

Modelo	Mf din.(Næm)	Mf est.(Næm)	A din.(N)	A est.(N)	k=s _{din} /s _{est}
H=12m,p=2m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	30880	20800	89050	51050	1.53
H=16m,p=10m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.10g; (G)	40850	35220	111000	97920	1.15
H=12m,p=6m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.20g; (0.5G)	115100	63090	282600	151600	1.83
H=20m,p=15,l=3m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (G)	7283	5325	44020	32590	1.36
H=16m,p=11,l=2m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (0.5G)	4769	3162	30640	21840	1.48

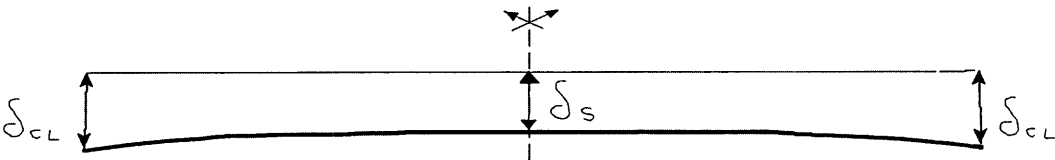


Figura 4.

siendo:

d_{CL} el desplazamiento modal correspondiente al modo fundamental de vibración vertical a una distancia del eje de simetría igual a la distancia de influencia (d), y
d_S el desplazamiento modal correspondiente al punto de la superficie situado en el eje de simetría del modelo.

Si se analiza la deformada modal vertical, se aprecia que en todos los casos los máximos movimientos verticales se producen en los nodos extremos del modelo y además la deformada modal para los puntos de la superficie tiene una forma muy suave, tal y como se representa en la figura 4.

Por tanto, no se cometerá mucho error, y además nos situaremos del lado de la seguridad, si a todos los nodos de la superficie del modelo estático representado en la figura 3 se les impone el desplazamiento correspondiente a campo libre

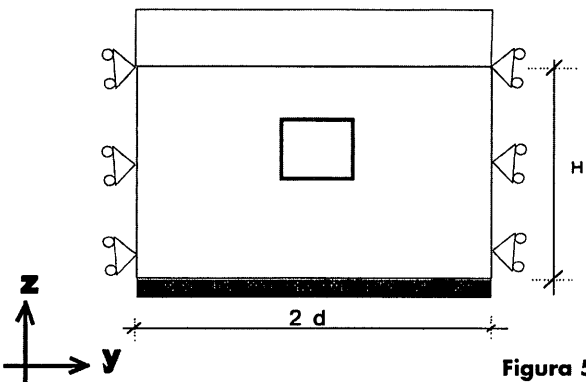


Figura 5.

(N1=N2=N3). Los resultados obtenidos procediendo de esta manera se resumen en la tabla 6.

Del análisis de los resultados obtenidos se desprende que: cuando la estructura está ubicada suficientemente próxima a la superficie y/o cuando el estrato de relleno granular tiene un módulo de elasticidad alto,

estos desplazamientos impuestos en superficie originan en la estructura un estado tensional muy aproximado al real siendo preciso aplicar coeficientes de mayoración (k) inferiores a los correspondientes al caso de grandes profundidades y/o rellenos granulares de bajo módulo de elasticidad, para los cuales los desplazamientos de superficie son en parte amortiguados por el terreno en el que se ubica la estructura. Aún teniendo en cuenta esta consideración, la metodología aquí expuesta conduce a resultados satisfactorios puesto que para todos los casos el coeficiente k es inferior a 2.

A continuación (tabla 7) se resumen algunos valores del coeficiente de mayoración, "k", a aplicar a la máxima tensión estática existente en la sección transversal de la estructura enterrada y que han determinados a partir de cada uno de los modelos estáticos analizados en este artículo para el caso de vibraciones verticales del sistema suelo-estructura.

Así pues, las vibraciones verticales se analizarán a partir de un modelo estático como el representado en la figura 5 (en la que se imponen los desplazamientos de campo libre a todos los nodos de la superficie) y el coeficiente de mayoración a aplicar a la tensión normal existente en el punto más desfavorable de la sección transversal de la estructura será como máximo 2.

CONCLUSIÓN

La metodología estática propuesta permite aproximar el estado tensional existente en la sección transversal de una estructura enterrada en un estrato de relleno granular uniforme de espesor constante, cuando ésta se ve sometida a la propa-

TABLA 6

Modelo	Mf din.(Næm)	Mf est.(Næm)	A din.(N)	A est.(N)	k= s _{din} /s _{est}
H=12m,p=6m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	35730	35420	87660	103800	á 1.00
H=12m,p=6m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.20g; (G)	46680	46040	112900	134700	á 1.00
H=12m,p=2m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	30880	27190	89050	71080	1.16
H=12m,p=4m,l=3m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	12530	10580	60220	50110	1.19
H=12m,p=8m,l=2m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	9807	8209	62370	49060	1.21
H=12m,p=8m,l=2m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (G)	3481	2744	21770	16460	1.28
H=16m,p=10m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.10g; (G)	40850	39880	111000	11320	1.02
H=20m,p=13,l=5m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (G)	22730	16870	70350	53340	1.34
H=20m,p=15,l=3m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (G)	7283	5473	44020	33630	1.33
H=12m,p=2m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (0.5G)	53960	49560	132800	112600	1.10
H=12m,p=4m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (0.5G)	69080	55800	178100	129800	1.26
H=12m,p=6m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (0.5G)	84490	63760	201900	154000	1.32
H=12m,p=6m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.20g; (0.5G)	115100	88920	282600	212900	1.30
H=12m,p=8m,l=2m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (0.5G)	4074	3179	22640	17700	1.28
H=16m,p=10m,l=5m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (0.5G)	26890	18180	63610	48330	1.45
H=16m,p=11m,l=2m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (0.5G)	4769	3164	30640	21860	1.48
H=20m,p=13m,l=5m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (0.5G)	41200	27910	97440	76180	1.44

gación vertical de las ondas P y S. El método aquí expuesto requiere del conocimiento de los desplazamientos de campo libre correspondientes a cada excitación sísmica considerada y que han de ser determinados forzosamente a través de un cálculo dinámico. Aún así, desde el punto de vista teórico y para propósitos preliminares de diseño, esta metodología permite determinar con bastante aproximación las tensiones en la sección transversal de la estructura sin tener que llevar a cabo el cálculo dinámico completo del modelo, con el consiguiente ahorro en el esfuerzo numérico.

Por tanto, bastará con realizar un análisis dinámico para obtener los desplazamientos de campo libre y, empleando este método, se podrán obtener las tensiones en el marco de la estructura para distintas ubicaciones de la misma y para distintos tamaños de ésta a partir de modelos estáticos de fácil modelización.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Atomic Energy Commission. "Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants". Regulatory Guide 1.60. Directorate of regulatory Standards. Washington. 1973.
- 2.-United States Nuclear Regulatory Comission. Regulatory Guide 1.92. "Combining Modal Responses and spatial components in seismic response analysis". Directorate of regulatory Standards. Washington. 1976.

TABLA 7

Modelo	d en superficie N1≠N2≠N3	d en superficie N1=N2=N3
H=12m,p=2m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.15g; (G)	1.53	1.16
H=16m,p=10m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.10g; (G)	1.15	1.02
H=12m,p=6m,l=5m, a _{roca} =2/3æ0.20g; (0.5G)	1.83	1.30
H=20m,p=15,l=3m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (G)	1.36	1.33
H=16m,p=11,l=2m, a _{superf} =2/3æ0.15g; (0.5)	1.48	1.48

- 3.- Clough R.W. and Penzien J. "Dynamics of Structures". McGraw-Hill. 1993.
- 4.- Constantopoulos I.V., Motherwell J.T. and Hall J.R. "Dynamic Analysis of Tunnels". Third International Conference on Numerical Method in Geomechanics. Abril 1979.
- 5.-Constantopoulos I.V., Cole-Baker and Michapoulos. "Seismic Analysis of Buried Tunnels". Proceeding of the 7th. Wold Conf. Earthquake Engng. 1980.
- 6.- Constantopoulos I.V., Motherwell J.T. and Hall J.R. "Seismic Analysis of Buried Tunnels". Proceeding of the 7th. Wold Conf. Earthquake Engng. 1980.
- 7.- Foundations and Buried Structures. "Structural Analysis and Design of Nuclear Plant Facilities". ASCE. 1980.
- 8.-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.
- 9.-Lysmer et al. "FLUSH: a computer program for aproximate 3D analysis of soil-structure interaction problems". Geotechnical Engineering Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley. 1975. ■