

ESTUDIO DE ESTRUCTURAS SOMETIDAS
A EXCITACIONES MULTIPLES EN SUS APOYOS
O. Gómez¹ y G. Santana²

ABSTRACTO

Se evalúan de las metodologías para análisis sísmico de puentes. Se propone una forma para considerar el efecto del tipo de terreno sobre la excitación en los apoyos. Se desarrolla un modelo para vigas prismáticas de un solo claro con comportamiento elástico bajo excitación múltiple en los apoyos. Se menciona también un criterio para vigas hiperestáticas.

Se analiza una viga de 50.00 m de longitud y sección de 2.00 por 1.00 metros con el programa PCFEAP de elementos finitos. Se aplica el registro de Whittier California del 1/10/87 obtenido en la estación Obregón Park de Los Angeles, California.

El análisis se hace en el dominio del tiempo. La excitación se aplica a un apoyo de la viga, dejándose el otro en reposo.

JUSTIFICACION

La mayoría de las estructuras que se diseñan para servir en zonas de elevado riesgo sísmico se diseñan suponiendo movimiento sísmico igual en sus vínculos a tierra. Existen estructuras que por sus dimensiones y tipo de apoyo no cumplen con este supuesto. El movimiento sísmico en un punto determinado obedece a la propagación en el tiempo y en el espacio de una serie de ondas. Las que para un instante cualquiera en un punto en la superficie tienen, en general, un movimiento diferente al de cualquier otro punto. Diferencia que aumenta con la distancia entre ambos.

Muchas de las estructuras susceptibles a este problema son líneas vitales como oleoductos, puentes y líneas de transmisión.

Se definen y explican las herramientas disponibles para estudiar el problema y establecer un diseño acorde a cada caso.

ANTECEDENTES

Los enfoques existentes se agrupan en dos clases que se describen a continuación.

Transmisión unidireccional:

En este enfoque el problema se divide en dos partes que se estudian por separado :

- el movimiento en los diferentes puntos de interés en el suelo.
- el efecto de este sobre la estructura (Zerva, 1985).

Efecto de la falla.

La falla en el terreno se modela como un plano inclinado que genera movimientos tridimensionales. Estos poseen amplitudes y frecuencias dependientes tanto de la longitud de la falla como de la magnitud del desplazamiento y de las características del medio de propagación.

Mohammadi y Ang (1980) proponen las siguientes expresiones:

¹ Ingeniero Investigador, I.I.N.I., U.C.R.

² Profesor, Escuela de Ingeniería Civil, U.C.R.

$$w = \exp (1.38 M_s - 7.32) \quad (1)$$

$$D_o = \exp (1.78 M_s - 12.31) \quad (2)$$

w es la longitud de ruptura de la falla y D_o es la magnitud del desplazamiento. Este último se supone constante a lo largo de la falla. La fractura se inicia en el centro de la misma y cesa al alcanzar los extremos definidos por la longitud de la ruptura.

Propagación del movimiento

La trayectoria del movimiento se puede estudiar por diferentes métodos entre ellos:

- 1-análisis modal
- 2-modelos de propagación unidireccional
- 3-método de los potenciales autosimilares
- 4-método del elemento finito

Para la solución modal en un medio estratificado se necesita un patrón de movimiento inicial o base para optimizar la función y a partir de este encontrar las características de cada modo. Se puede usar el método de los potenciales autosimilares (ver Seyyedien-Choobi y Robinson, 1975) para hallar el patrón de comparación. Con una técnica de identificación de sistemas se minimiza la divergencia entre las dos funciones (Beck, 1978).

Interacción suelo-estructura

Se definen dos subsistemas separados. Según la relación entre masas se define como primario el de mayor masa y otro secundario.

Para formular un modelo general se estudia para cada grado de libertad de cada sistema el efecto de una variación en alguna de sus características sobre el comportamiento de cada grado de libertad del otro sistema (Igusa y Der Kiureghian, 1985 & Santana y Robinson, 1985). El efecto depende de la sintonía de los modos de los dos subsistemas, de la retroalimentación y del tipo de amortiguamiento para el sistema resultante.

OBJETIVOS Y ALCANCES

Objetivos:

- 1-Investigar el problema de las excitaciones múltiples en una estructura larga.
- 2-Mostrar el uso de metodologías existentes.

Alcances:

Este trabajo es una análisis de las variables que definen el comportamiento dinámico de un puente. También se hace una descripción de las variables más importantes en la dinámica de un suelo estratificado y diferentes tipos de fronteras o contornos.

En los modelos analíticos de la estructura se dió énfasis al caso de puentes de un solo claro. No obstante se incluye una sección referente a puentes hiperestáticos.

MÉTODOS EXISTENTES

En esta sección se evalúan los reglamentos de diseño sísmico para puentes con base en códigos de uso general.

Tanto el código CALTRANS como el de la AASHTO han sufrido importantes cambios. La mayor parte de estos se originaron al

observar y estudiar los daños ocasionados por el terremoto de San Fernando, California el 9/02/71 (U.S. Department of Commerce, Murphy, 1973). En ese sismo la mayoría de los puentes de autopista sufrieron serios daños estructurales.

Se observó que el contenido de frecuencias y la duración del sismo afectan tanto como la aceleración máxima del sismo.

En todos los códigos se propone usar análisis elástico. Los resultados pueden posteriormente variarse tomando en cuenta la ductilidad de la estructura.

Método de la A.A.S.H.T.O. (1973)

Se aplica un porcentaje de la carga muerta a la superestructura en la dirección de análisis. Este depende del tipo de fundación y de las condiciones del suelo. Los valores oscilan entre un 2 y un 6% de la carga muerta según el siguiente criterio:

$$EQ = CD \quad (3)$$

EQ es el valor de la carga aplicada.

D := carga muerta total de la estructura

C := .02 para estructuras de cimentación corrida sobre materiales con capacidad soportante de 20 o más ton/m²

.04 para capacidad soportante menor

.06 para estructuras cimentadas sobre pilotes

El código vigente de la AASHTO (1983) incluye una serie de cambios similares a los que se hicieron en el código de CALTRANS y que se mencionan en esa sección. El propósito de estos cambios es tomar en cuenta las características dinámicas de la estructura y la variación en sitio de los estratos de suelo.

Especificaciones para el estado de California.

Estas normas toman más en cuenta el efecto de la proximidad de la falla y las características del suelo que el método AASHTO. Igual ocurre con las características dinámicas del puente

Formato de análisis

$$EQ = C F D \quad (4)$$

EQ = carga estática aplicada en el centro de gravedad del puente.

C = Factor de marcos 1.0 en aquellos casos en que las columnas ó pilas deben resistir las fuerzas horizontales.

.80 puentes en donde marcos horizontales continuos resisten la fuerza horizontal aplicada a lo largo del marco.

D = carga muerta total del puente.

C = A R S/2 (espectro de respuesta para el sitio).

A = máxima aceleración esperada.

R = respuesta normalizada de la roca. Esta se obtiene del espectro propio del tipo de roca en que se funda el puente.

La variación de esta respuesta se muestra en la figura 1

S = factor de amplificación dinámica, según estructura y suelo.

Z = $\beta Z_r Z_d$:reducción por ductilidad y riesgo. La carga sísmica se divide entre el valor de Z, y se obtiene de la figura 2.

Método japonés (1971)

Este método clasifica los puentes en dos grupos:

1-) Puentes rígidos

$K_n = V_1 V_2 V_3 K_0 \geq .10$ Coeficiente de fuerza sísmica horizontal

$K_0 = 0.20$ valor constante estandarizado.

V_1 = factor de sismicidad de la zona.

V_2 = factor dependiente del tipo y condición del suelo

V_3 = factor de importancia

2-) Estructuras con cierta flexibilidad (por ejemplo puentes con pilas mayores que 25 m o con periodo mayor que 0.5 s.

$K_{fn} = \beta K_n \geq .05$ Coeficiente sísmico para estructuras flexibles.

β : Factor de amplificación dinámica, su variación se muestra en la figura 3. (si $T \leq 0.5$ entonces $\beta = 1.0$)

La componente vertical se desprecia salvo un 10% de las reacciones, como compensación se diseñan los vínculos para que liberen la viga en su movimiento cuando se excede este valor.

En caso de que haya riesgo de licuefacción, se ignora la capacidad de soporte del suelo para carga lateral.

Los esfuerzos admisibles pueden incrementarse entre un 50 y un 70% cuando se evalúa únicamente carga sísmica.

Investigaciones propuestas por Federal Emergency Management, 1987.

En la actualidad tanto el CALTRANS como la AASHTO (1983) recomiendan usar espectros específicos de diseño para cada sitio. El método en ambos códigos es esencialmente el mismo. En esta sección se dará énfasis al propuesto por Caltrans (1985):

-movimiento en los soportes:

1-) Se obtiene evaluando la respuesta de una columna unidimensional que va desde el lecho de roca hasta la superficie. Esta representa las condiciones estratigráficas del sitio. Se sugiere el programa de dinámica de suelos SHAKE (Schnabel y otros, 1972).

2-) Calcular el espectro de respuesta elástica para el sitio tanto para el movimiento aplicado en el lecho de roca como para la respuesta obtenida para la superficie por medio del paso 1.

3-) Obtener la curva de amplificación local (curva S) como la razón entre el espectro de la superficie y el de la roca.

4-) Calcular el espectro superficial ARS multiplicando el espectro normalizado para roca dado por Caltrans (R) para la aceleración pico en la roca para el sitio específico (A) y la amplificación del suelo obtenida en 3 (S).

5-) Trazar la envolvente suavizada para la columna representativa del suelo.

Tanto la AASHTO como Caltrans permiten análisis estáticos o dinámicos, siendo el análisis modal el más utilizado.

Ninguno de los códigos estudiados posee reglamentación que contemple aspectos relativos a la excitación diferenciada.

Aspectos no contemplados en los códigos estudiados

Variación de las ondas sísmicas en su propagación. Para estimar el comportamiento del desfase de las excitaciones en un puente. Tampoco se propone el método a emplear si se conoce la variación. Se han planteado modelos matemáticos para describir las causas de la excitación diferenciada. Pero solo con el análisis de acelerogramas en puentes debidamente instrumentados

de estimarse la veracidad de estos modelos.

DESARROLLO DE MODELOS PROPUESTOS PARA VIGAS Y SUELOS

los propuestos para puentes

el lineal elástico para vigas de un solo claro

El módulo de elasticidad, momento de inercia y densidad serán constantes. En cada apoyo hay tres grados de libertad (figura 4).

Para un viga continua y elástica el movimiento en un punto cualquiera es el producto de una función dependiente del tiempo y otra dependiente de la posición:

$$X(x,t) = \sum \phi_j(x) q_j(t) \quad (5)$$

Función del tiempo:

$$q_j(t) = -2/j\pi \int h_j(t-\Gamma) [\dot{u}_1(\Gamma) - u_2(\Gamma)] d\Gamma \quad (6)$$

y dependiente de la posición:

$$\phi_j(x) = \sin(j\pi y/l) \quad (7)$$

La deformación total se obtiene a partir de la ecuación de movimiento y la pseudo-estática o desplazamiento relativo entre los apoyos. Esta última se da solo en vigas hiperestáticas.

Para el modelo de un puente sometido a cargas transversales se tienen dos modelos:

-Viga Bernoulli-Euler. Las secciones planas permanecen planas después de la deformación; para vibraciones verticales

-Viga con deformaciones por cortante; para vibraciones horizontales. Su aplicabilidad disminuye al aumentar la relación entre longitud del puente y la superficie de rodamiento.

-Viga Bernoulli-Euler. Se tiene que:

$$\text{formas modales: } \phi_j(y) = \sin(\pi j y/l) \quad (8)$$

$$\text{frecuencias modales: } \omega_j = (j\pi/l)^2 (EI/m)^{.5} \quad (9)$$

En donde:

y : punto en estudio

\phi_j : forma para el modo j

\omega_j : frecuencia de oscilación en el modo j

l : longitud axial de la viga

E : módulo de elasticidad

I : momento de inercia de la sección

m : masa por unidad de longitud

$$q_j(t) = -2/j\pi \int h_j(t-\Gamma) [\dot{u}_1(\Gamma) - \cos j\pi u_2(\Gamma)] d\Gamma \quad (10)$$

En donde:

\dot{u}_1(\cdot), \dot{u}_2(\cdot): segunda derivada respecto al tiempo para el movimiento en el apoyo 1 y en el 2, respectivamente.

Para elementos no prismáticos, las características dinámicas se pueden obtener por medio del método de Rayleigh:

$$\omega^2 = \frac{\int EI(x) (\theta''(x))^2 dx}{\int m(x) (\theta'(x))^2 dx} \quad \text{con } \theta'(x) = \delta(x)/\delta_{\max}$$

Los factores de participación quedan definidos por:

$$\int m(x) * \phi(x) dx \quad (11)$$

Tanto para la vibración por flexión como para la axial o la de cortante, la suma de los modos multiplicados por su factor de participación es un valor finito y acotado. Siendo en general despreciable a partir del cuarto modo de oscilación.

-Viga con deformaciones por cortante

La ecuación de movimiento en coordenadas modales queda así:

$$q_j(t) + C_s/K'G * w^2 q_j(t) + w_j^2 q_j(t) = -2/j\pi [u_1(t) - \cos j\pi u_2(t)] \quad (12)$$

$$w_j = j * w_1 \Rightarrow$$

$$w_j = j\pi/l (K' G/RHO) ^ .5$$

Tratamiento similar se emplea en vibración axial.

3.1.2 Puentes con dos o más claros

Se propone una solución modal. En este la deformación pseudo-estática es el movimiento relativo entre los apoyos, se ignora interacción suelo estructura.

Burdiso & Singh (1987) proponen la siguiente solución:

$$\delta_t = \delta_p + \delta_d \quad (13)$$

con: δ_p := deformación pseudo estática

δ_d := deformación dinámica

El conjunto de ecuaciones de movimiento queda definido así:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sa} \\ \vdots & \vdots \\ M_{as} & M_{aa} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} U_s \\ \vdots \\ U_a \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sa} \\ \vdots & \vdots \\ C_{as} & C_{aa} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} U_s \\ \vdots \\ U_a \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sa} \\ \vdots & \vdots \\ K_{as} & K_{aa} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} U_s \\ \vdots \\ U_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

M_{ss} , M_{as} , M_{sa} , M_{aa} , K_{ss} , K_{sa} etc son submatrices en las que el subíndice aa denota los grados vinculados a tierra y que son susceptibles de experimentar movimiento. $[K_{ss}]$, $[M_{ss}]$, $[C_{ss}]$ son las sub-matrices de rigidez, de masa y de amortiguamiento asociadas a los grados de libertad activos, similarmente $[K_{aa}]$, $[M_{aa}]$, $[C_{aa}]$ son las matrices de rigidez, masa y amortiguamiento asociadas a los puntos de apoyo de la estructura. Las demás submatrices representan el acople en cada una de las cantidades para los grados activos y los grados fijos.

U_s representa el desplazamiento en los grados de libertad activos, U_a representa el desplazamiento inducido en los puntos de apoyo, inducido por el movimiento en el suelo.

La ecuación de movimiento desacoplada correspondiente es:

$$q_j(t) + 2 \beta_j w_j q_j(t) + w_j^2 q_j(t) = \{P\}(u_a) \quad (15)$$

ORIGINAL EN MAL ESTADO

$\{r\} = \{\Phi\}^{-1} [r]$ Vector de influencia, describe el movimiento en cada grado de libertad a causa del de cada punto de apoyo.

$\{\Phi\}$: vector de formas modales

$[r] = ([M_{ss}][K_{ss}]^{-1} [K_{sa}] - [M_{sa}])$ matriz de influencia dinámica. Cada columna representa la distribución de fuerzas en los grados activos causada por el movimiento en cada soporte.

Los desplazamientos se obtienen por medio de la fórmula:

$$S(t) = \sum_{i=1}^n \gamma_i q_i(t) \quad (16)$$

El parámetro γ_i se obtiene por una transformación lineal del vector de formas modales $\{\Phi_i\}$ y es la respuesta modal.

DINAMICA DE SUELOS

Generalidades

Se analizan resultados de investigaciones efectuadas en Urayasu, Japón así como en México en el campus de la Universidad Nacional de México (UNAM) y en Nonoalco-Tlatelolco. Los datos de la UNAM se simbolizarán por NU y los de Nonoalco por NT.

La información correspondiente a Urayasu refleja el comportamiento del suelo en diferentes puntos a lo largo de la vertical de una columna de suelo.

La figura 5 muestra la variación de la respuesta (aceleración y duración del evento) según la profundidad y tipo de estrato. La relación entre el valor máximo de la aceleración en la superficie y el máximo a 37 m es bastante significativa. En el interior del estrato inferior fue .010g y se incrementó a .020g. El lapso de mayor intensidad a 37 m fue aproximadamente 2.5 segundos en material arenoso; en la superficie donde el material es limo, se prolongó durante 5.0 s.

Para analizar el efecto sobre el comportamiento local se recomienda usar la función de transferencia de frecuencia. Para ello se requiere información mecánica del suelo y del estrato como cuerpo geométrico.

La figura 7 ilustra el efecto del tipo de suelo. Para el evento #2 en la componente NS la razón espectral es de 24 para una magnitud de 6.9 y para el #3 es mucho más bajo (aproximadamente 4.0). Esto se debe a que la aceleración en NU (Universidad Nacional de México) es .004g para el evento 2 y para el #3 es de .015, por lo que $a_2/a_3 = .267$. Las relaciones espectrales concuerdan con el cambio de suelo, así por ejemplo, en NT el suelo es flexible y amplifica frecuencias bajas. En NU el suelo es firme y amplifica las frecuencias altas. La relación NT/NU tiende a decaer.

La forma geométrica del depósito influye sobre la respuesta. Esto se debe a que la forma del depósito y la forma de incidencia de las ondas excitan la masa de suelo en formas muy diferentes.

Según las figuras 8 y 9 el comportamiento es más estable en el centro de los depósitos simétricos. Siendo aun más para estratos horizontales prolongados. La rigidez de la frontera afecta a través de la reflexión de las ondas en el estrato (figura 10).

Langston & Jia-Ju Lee (1983) concluyeron que para el sismo de 1965 en Duwanish River Valley (Seattle, Washington) la mayor

amplificación se produjo hacia las partes centrales y profundas del valle. Se produjo reflexión de ondas hacia el foco geométrico del depósito lo que generó reverberancia en el movimiento.

Trifunac (1971) estudió la variación de la amplitud de la onda en la superficie de un cañon semicircular según el ángulo de incidencia obteniendo que el ángulo afecta tanto la amplitud máxima como su variación a lo largo del depósito en estudio.

Para incidencia vertical la amplificación en el centro del valle es similar a la de los bordes. La amplificación es por reverberancia. En los bordes hay reflexión de ondas contra el borde.

El efecto es mayor cuando hay incidencia horizontal. La razón entre la amplitud en el borde respecto a la del centro es 2.0. En el borde la reflexión se presenta entre superficies cuya tangente es paralela, lo que aumenta el efecto de reverberancia.

Finalmente, se debe recalcar sobre el efecto de las condiciones específicamente locales tales como el amortiguamiento, el módulo de elasticidad, el espesor y distribución de los estratos.

IMPLEMENTACION DEL PCFEAP

Análisis de una viga con excitación en los apoyos.

Modelo.

Sea una viga simplemente apoyada a la que se aplica una fuerza periódica cuya amplitud es de 10 ton y valor inicial de 0. Características:

$$E=2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad I=.667 \text{ m}^4 \quad b=1.00 \text{ m} \quad h=2.0 \text{ m} \quad A=2.00 \text{ m}^2$$

La malla empleada es de 50 elementos y simplemente apoyada. Se compararon los resultados de esta malla con los de una malla de 200 elementos. Pese a la diferencia entre las dos mallas, los resultados fueron similares (período ligeramente mayor para $n=50$).

La viga puede estar sujeta a esfuerzos o a deformaciones planas. Si se analiza para esfuerzos planos, el sistema resultante es menos rígido. Esto por no haber restricción en el eje z.

Aplicación de un sismo

Se aplicó el registro Whittier 1-10-87, Obregón Park, CH2.

Las deformaciones calculadas en el centro de la viga. El desfase entre el sismo para cada apoyo se obtiene al superponer la respuesta desfasada en l/V_s , V_s velocidad de propagación.

Si la viga fuese hiperestática, la componente pseudo-estática se calcula con los polinomios de Hermite y el movimiento en cada apoyo. Las dinámicas se calculan restando el movimiento en el apoyo en relación al punto en estudio a la respuesta.

La amplificación experimentada es cerca de 2, lo que en parte se debe que en el modelo no se incluye amortiguamiento.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

La variación espacial en el movimiento sobre la superficie del terreno puede ser significativa. Esto depende de la distancia entre los puntos de interés así como de las condiciones estratigráficas del sitio.

Para el caso de estructuras largas el efecto debe ser tomado en cuenta al analizar su comportamiento sísmico. Los códigos de diseño vigentes no incluyen factores que en una u otra manera reflejen este fenómeno.

El código CALTRANS, por ejemplo, contempla el cambio local del sismo según estratigrafía del sitio, y requiere análisis sísmico dinámico. No menciona consideraciones por excitación múltiple.

La excitación múltiple se relaciona con el desfase del sismo en los apoyos, proporcional al cociente de la longitud del puente y la velocidad de propagación del sismo. El desfase depende del ángulo de incidencia en la estructura y de la velocidad aparente de propagación (Wilson & Jennings, 1985). Un desfase de 0.02 segundos causó una componente pseudo-estática del 18% del desplazamiento en apoyos. Si la distancia es de 50 m e incidencia a 45°:

$$dt=50/800*\cos45^\circ = 0.044s \quad (V_s = 800m/s)$$

El efecto del contorno del depósito de suelo depende del ángulo de incidencia, la longitud de onda y la posición del sitio.

Recomendaciones.

Las investigaciones necesarias para asignar valores probables a las variables en el movimiento diferencial son muy diversas.

Así por ejemplo el ángulo más probable de incidencia para un movimiento con una aceleración máxima determinada depende del sitio en estudio y de la importancia (período de retorno) de la obra. Se deben conocer las fallas activas así como la ubicación de aquellas que puedan producir aceleraciones considerables.

Se necesitan estimaciones de la variación con la trayectoria desde el epicentro hasta el sitio. Requiriéndose procesar datos de sismos y su variación en todo el territorio nacional.

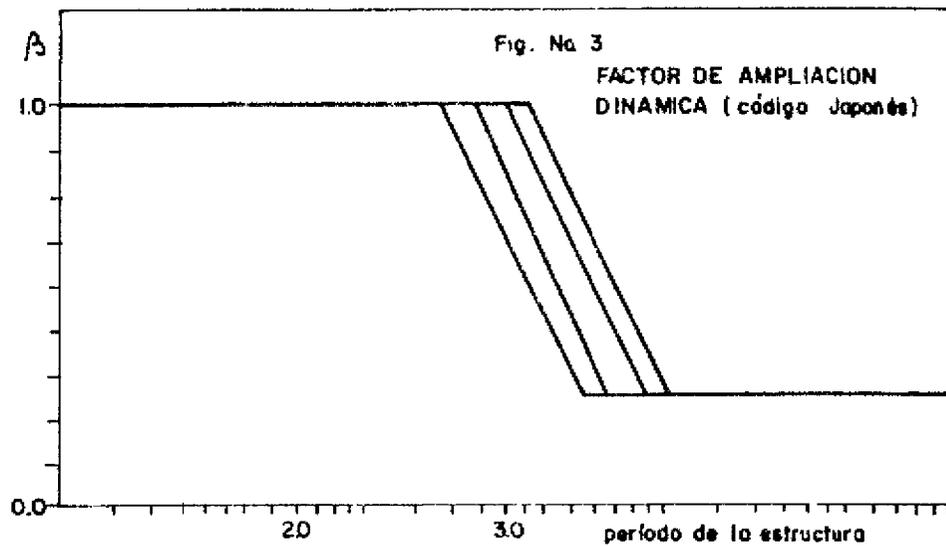
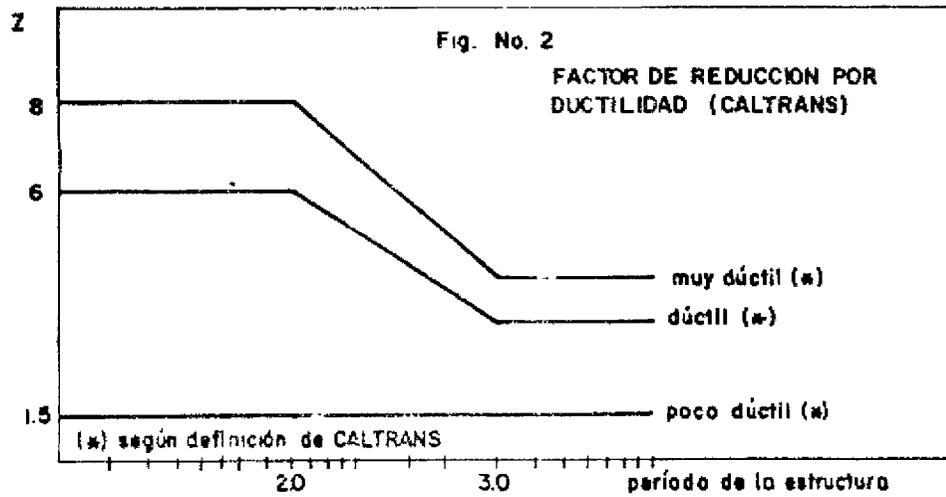
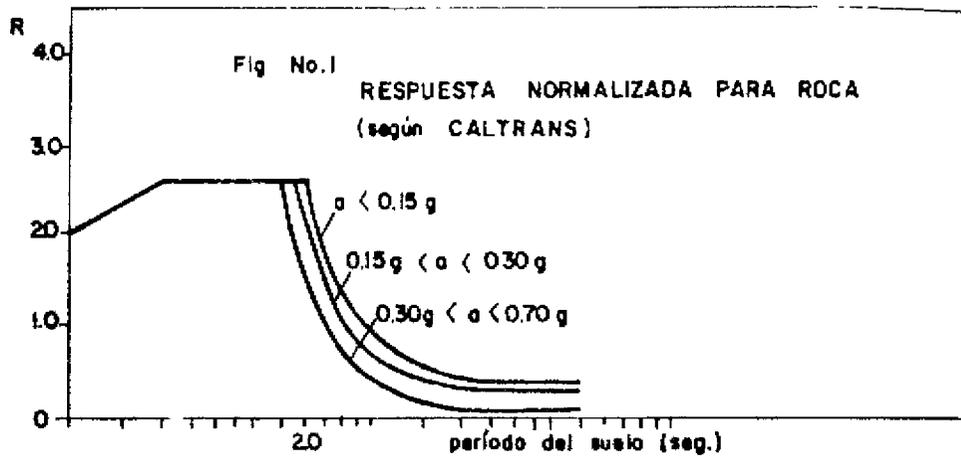
La interacción suelo-estructura puede atenuar la excitación múltiple dado que correlaciona el movimiento entre los apoyos.

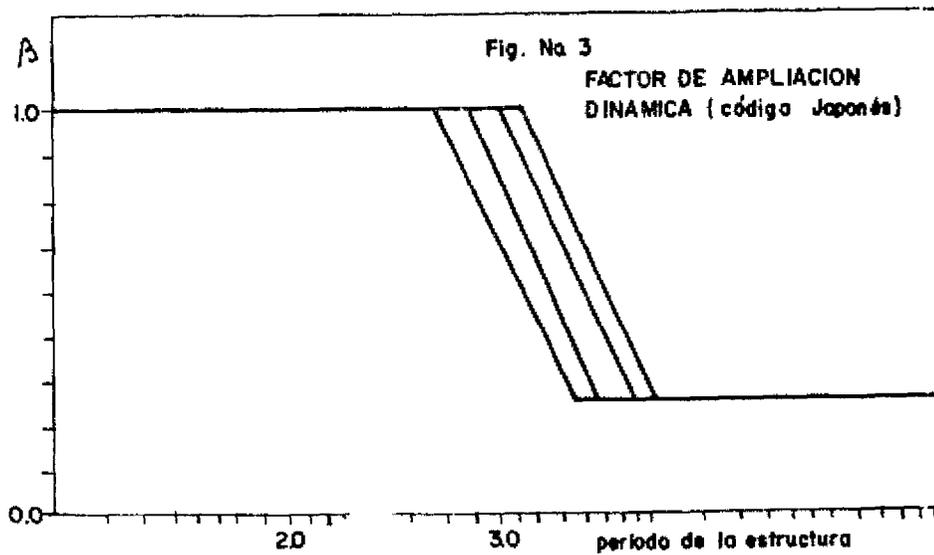
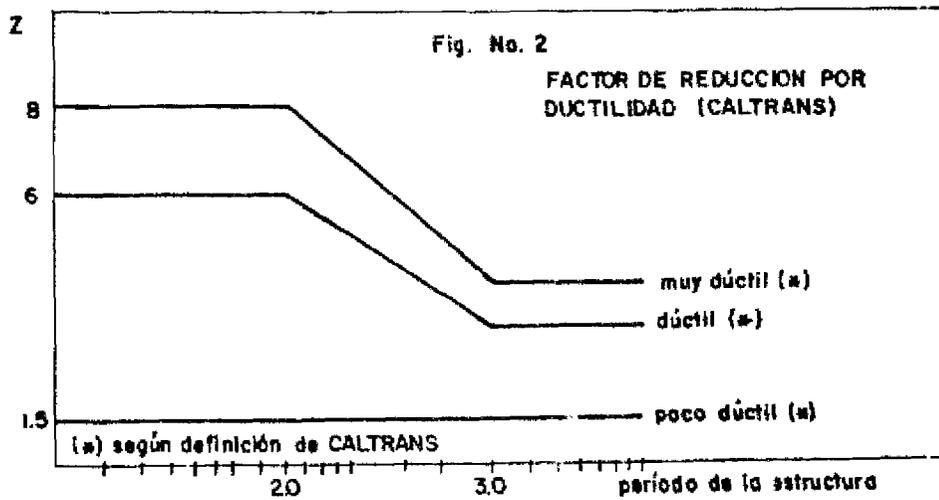
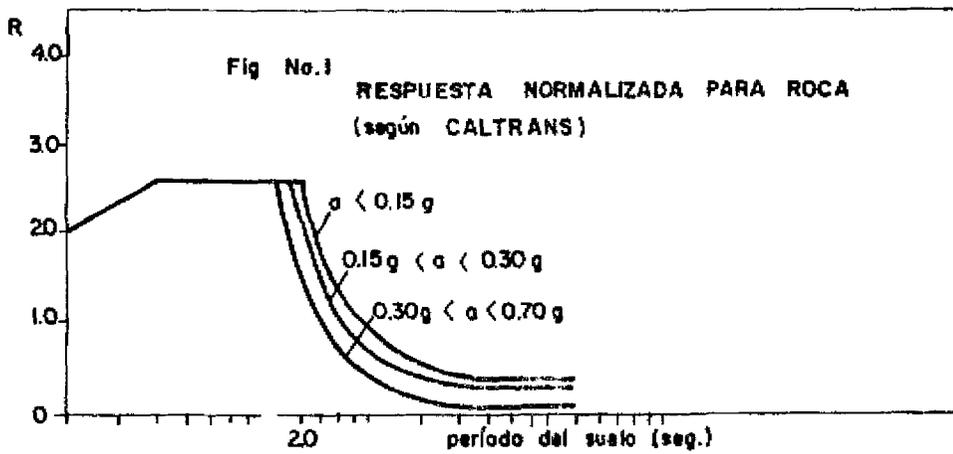
Como primer paso pueden identificarse los sitios con mayor sismicidad en el país. Determinar el ángulo entre estos y el puente o dirección de incidencia del sismo. La aceleración máxima se obtiene de registros existentes o a partir de las curvas de isoaceleraciones de CSCR-1986. Con la distribución estratigráfica se determinan frecuencias dominantes y factores de amplificación.

BIBLIOGRAFIA

- Aki, K. & Larner, K.L., 1970. Surface Motion on a Layered Medium Having an Irregular Interface due to Incident Plane SH Waves. Journal of Geophys. Res., 75, pags.: 933-954.
- Beck, J.L., 1978. Determining Models of Structures from Earthquake Records. Earthquake Engineering Research Institute. California.
- Burdisso, R.A. & Singh M.P., 1980. Multiply Supported Secondary Systems Part 1: Response Spectrum Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. pags.: 53-72.
- Chopra, A.K., 1980. Dynamics of Structures. A Primer. Earthquake Engineering Research Institute. California.
- Clough, R. & Penzien, J., 1975. Dynamics of Structures. McGraw Hill Book Company, New York.
- Colindres, R., 1983. Dinámica de Suelos y Estructuras Aplicadas a la Ingeniería. Editorial Limusa, México D.F.

- Faccioli, E. & Reséndiz, D., 1976. Seismic Risk & Engineering Decisions. Lomnitz & Rosenblueth (editors). págs.:87-106.
- Igusa, T. & Der Kiureghian A., 1985. Dynamic Response of Multiply Supported Secondary Systems. ASCE,. Págs.: 20-41.
- Jennings, P.C., 1971. Earthquake Damage to Freeway Structures. Earthquake Engineering Research Institute. California
- Langston, C.A. & Jia-Ju, L., 1985. Effect of Structure Geometry on Strong Ground Motion: The Duwamish River Valley, Seattle, Washington. Bulletin of Seismological Society of America. N°6, págs.: 1851-1863.
- Meli, R., 1985. Diseño Estructural. Universidad Nacional Autónoma de México. Editorial Limusa. México.
- Mohammadi, J., & Ang, A., 1980. A Method for the Analysis of Seismic Reliability of Lifeline Systems. Civil Engineering Studies. Structural Research Series N° 474. Illinois.
- Ohsaki, Y., 1969. The Effect of Local Soil Conditions upon Earthquake Damage. Proc. special session #2 4 th. International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering., México D.F. págs.:3-32.
- Okamoto, S., 1973. Introduction to Earthquake Engineering. University of Tokyo. Press. Japon.
- Roesset, J.M., 1970. Fundamentals of Soil Amplification. In R.J. Hansen (editor), Seismic Design for Nuclear Power Plants. M.I.T. Cambridge, Massachusetts. págs.: 183-244.
- Santana, G. & Robinson, A.R., 1986. Dynamic Analysis of Modified Structural Systems. Civil Engineering Studies. Structural Research Series N° 525. Urbana Illinois. U.S.A.
- Seed, H.B. & Idriss I.M., 1969. Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes. Proc. ASCE, 95. págs.: 83-108.
- Taylor R., 1985. A Personal Computer Finite Element Analysis Program (PCFEAP). Department of civil Engineering, University of Berkeley, California.
- Trifunac, M.D., 1971. Surface Motion on a Semi-Cylindrical Alluvial Valley for Incident Plane SH Waves. Bull. of Seismological Society of America, 61. págs.: 1755-1770.
- Udwadia, F.C. & Trifunac, M.D., 1973. Comparison of Earthquake and Micro Tremor Ground Motions in El Centro, California. Bulletin of Seismological Society of America, 63. págs.: 1227-1253
- Wilson, J.C. & Jennings P.C., 1985. Spatial of Ground Motion Determined from Accelerograms Recorded on a Highway Bridge. Bulletin of Seismological Society of America. 6. págs.: 1516-1533.
- Yung, H. Ch., 1985. General Dynamic-Stiffness Matrix of a Timoshenko Beam for Transverse Vibrations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Zerva, A., 1985. A Study of Seismic Ground Motion for Response of Lifeline Structures. Civil Engineering Studies. Structural Research Series. N° 521. Urbana. Illinois.
- Zienkewics, O.C., 1985. The Finite Element Method, Tercera edición. Mc Graw Hill Book Company.





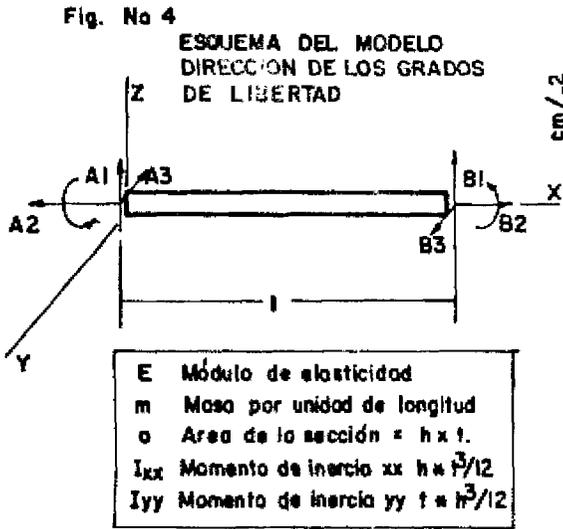


Fig. No.6

EFFECTO DE LA MAGNITUD DEL SISMO
SOBRE EL ESPECTRO DE ATENUACIONES
(Udwadia, Trifunac, 1971.)

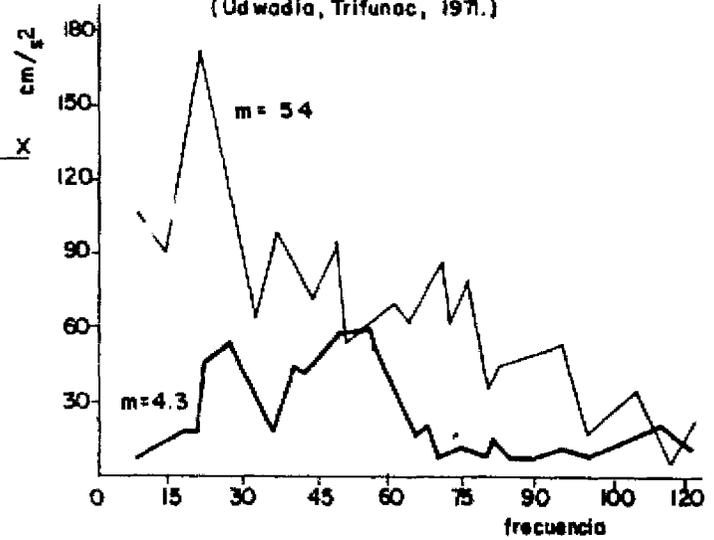


Fig. No.5

EFFECTO DEL TIPO DE SUELO SOBRE
LA AMPLIFICACION LOCAL (Okamoto, 1973)

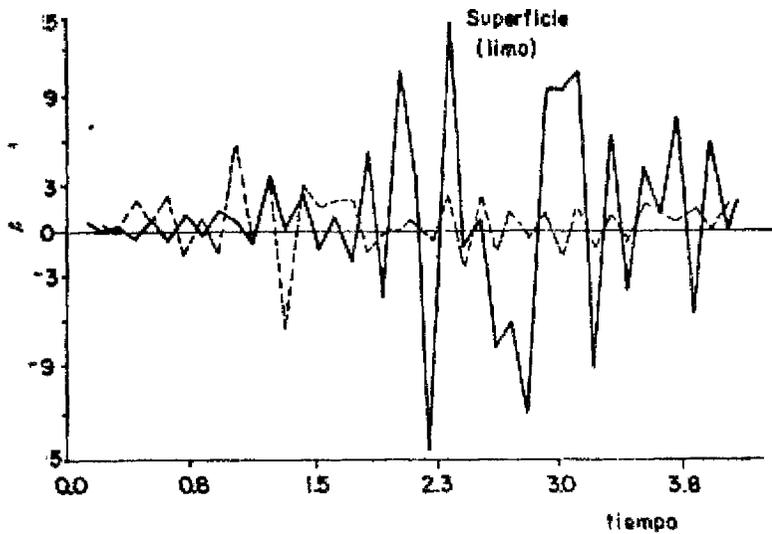
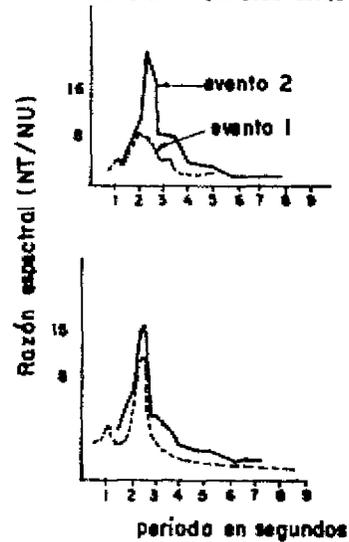


Fig. No.7

EFFECTO DE LA MAGNITUD DEL
SISMO SOBRE LA RAZON DE AMPLITUDES
PARA DOS CONDICIONES
DADAS: NT (arcillas compresibles)
Y UNAM (suelos duros)



Evento	1	2	3
fecha	6-7-64	23-8-65	2-8-68
magnitud	6.7	6.9	6.5
dist.ep.	200	546	363
amax(UNAM)	.020g	004g	.015g

Fig. No. 8.

DESPLAZAMIENTOS EN LA SUPERFICIE CONTRA ANGULO DE INCIDENCIA DE LA ONDA SH (Trifunac, 1971)

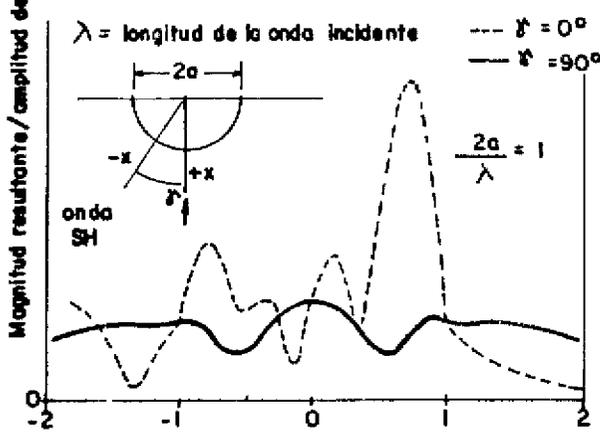


Fig. No. 10

FUNCION DE AMPLIFICACION PARA UN ESTRATO DE SUELO SOBRE ROCA RIGIDA Y SOBRE ROCA ELASTICA (Roesset, 1970).

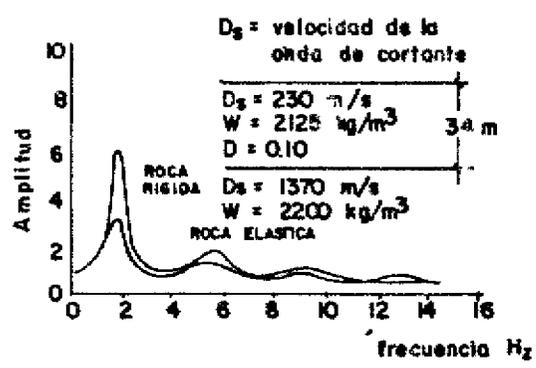
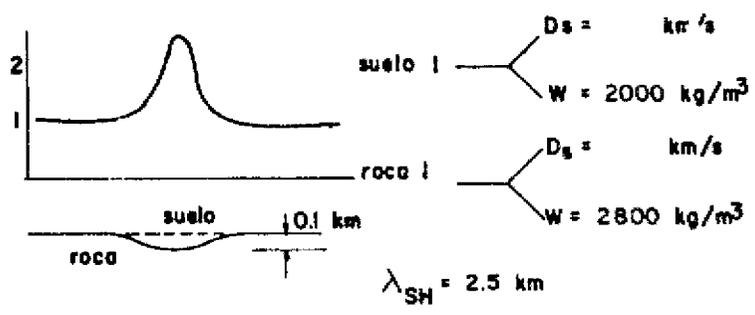


Fig. No. 9

EFFECTO DE LA CONFIGURACION DEL DEPOSITO DE SUELO SOBRE LA RESPUESTA EN LA SUPERFICIE.

Caso 1: Depósito con fronteras suavemente delineadas



Caso 2: Depósito con fronteras abruptas longitud de onda = 20 km

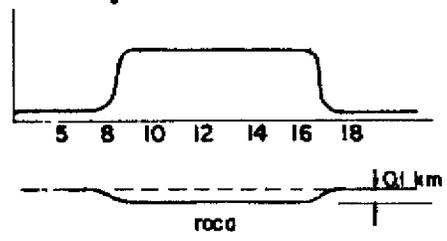
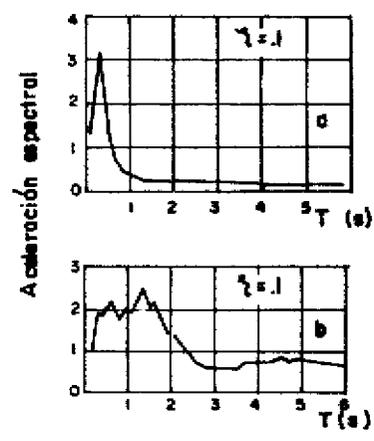


Fig. No. 11

ACELERACION ESPECTRAL NORMALIZADA PARA A: roca y B: suelo blando. (Ohsaki, 1969)



ORIGINAL EN MAL ESTADO

PRODUCCION DE CONCRETOS DE MEDIANA Y ALTA RESISTENCIA EN COSTA RICA

Ing. Luis C. Meseguer Quesada
Productos de Concreto S.A.

Dr. Juan A. Pastor Gómez
Escuela de Ingeniería Civil,
Universidad de Costa Rica.

RESUMEN

Se presentan los resultados de un estudio experimental realizado en el Laboratorio de Materiales de la Universidad de Costa Rica dirigido a la producción de concretos de mediana y alta resistencia utilizando materiales nacionales y métodos de producción convencionales.

Las variables controladas fueron: (a) tipo de agregado grueso y fino, (b) contenido y tipo de cemento, (c) relación agua/cemento, y (d) tipo y dosificación de aditivo superplastificante.

Con base en los resultados obtenidos se dan recomendaciones prácticas para el diseño de mezclas de mediana y alta resistencia. Se presentan gráficos de dosificaciones óptimas y de las principales propiedades de los materiales y de las mezclas.

NOTACION

- a/c : Relación agua/cemento efectiva por peso.
- AG/A : Relación agregado grueso/agregado por peso seco.
- CMR : Concreto de mediana resistencia.
- CAR : Concreto de alta resistencia.
- d : Dosificación del aditivo.
- f_c^a : Resistencia a la compresión uniaxial del concreto a cualquier edad.
- f_c^{28} : Resistencia a la compresión uniaxial del concreto a los 28 días.
- G_b : Peso específico bruto seco del agregado.
- G_s : Peso específico bruto saturado superficie seca del agregado.
- G_u : Peso específico seco del agregado.