

Influencia en la respuesta sísmica de un puente de las diferencias de fase en los movimientos de sus apoyos

ABSTRACT

A probabilistic method is applied to determine the influence of phase differences of support motions on the design responses of a bridge. The excitation is assumed to consist of a train of random waves traveling parallel to the bridge axis. The criterion of analysis applied is valid for linear systems, but a form is proposed for adapting it to conditions of nonlinear response. Unlike other equivalent linearization approaches ordinarily employed for taking into account the nonlinear response of buildings and other structures whose supports are assumed to move in phase, here it is required to modify both scales of the response spectrum in order to represent the influence of phase differences both on the dynamic and on the quasi-static components of response: the horizontal coordinates are multiplied by the square root of the ductility factor, and the ordinates are modified according to the rules usually applied to building design.

RESUMEN

Se aplica un método probabilístico para determinar la influencia de las diferencias de fase en los movimientos de los apoyos sobre las respuestas de diseño de un puente. Se supone que la perturbación consiste en un tren de ondas de características aleatorias que viaja en la dirección paralela al eje del puente. El criterio de análisis que se aplica es válido para sistemas lineales, pero se sugiere una forma de adaptarlo a condiciones de respuesta no lineal. A diferencia de los criterios de linealización equivalente que se emplean para tomar en cuenta la respuesta no lineal de edificios y de otras construcciones en donde se supone que todos los apoyos se mueven en fase, aquí se sugiere, a fin de representar la influencia de las diferencias cuasi-estática alterar las escalas horizontal y vertical de los espectros: las abscisas se multiplican por la raíz cuadrada del factor de ductilidad, y las ordenadas se alteran con las reglas que se aplican al diseñar edificios.

Influencia en la respuesta sísmica de un puente de las diferencias de fase en los movimientos de sus apoyos **

S. E. Ruíz, L. Esteva, y D. de León*

INTRODUCCION

La Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas proyecta construir un puente de 772 m de largo total sobre varios apoyos, sobre el río Coatzacoalcos, en la carretera Nuevo Teapaminatitlán en el Estado de Veracruz. Las características geométricas más importantes del puente se extrajeron del plano 4775 proporcionado por SAHOP modificando las longitudes del claro central a 288 m, y de los dos adyacentes a 98.35 m cada uno. Estos tres claros están suspendidos de las dos torres centrales mediante sendos sistemas de cables atirantados colocados en el plano longitudinal de simetría del puente. Los apoyos se desplantan sobre zapatas y pilas que atraviesan las formaciones sedimentarias del fondo del cauce, y que se apoyan a su vez sobre terreno firme a profundidades que fluctúan entre 6.6 y 30 m.

La configuración del puente y los valores de las distancias entre apoyos hacen pensar en la posibilidad de que las diferencias de fase entre los movimientos de dichos apoyos afecten en forma importante las respuestas sísmicas de diseño en algunas secciones críticas, en relación con las que se obtendrían bajo la hipótesis de que los movimientos de las bases ocurren en fase. La importancia del efecto se acentúa si se tiene en cuenta que en el sitio de interés el riesgo sísmico depende en gran parte de temblores de gran magnitud a distancias hipocentrales grandes, y que por tanto las ondas superficiales contribuirán de manera importante a la excitación sísmica. Además teniendo en cuenta que los elementos de apoyo de los claros centrales atraviesan formaciones sedimentarias, las velocidades

de propagación de las ondas superficiales serán relativamente bajas, lo que habrá de traducirse en mayores diferencias de fase.

El criterio que en este estudio se adopta se basa en la ref 1; es de tipo probabilístico y supone que los movimientos de los distintos apoyos son iguales en forma, pero difieren en los tiempos de desfase; es decir, que se deben a un tren de ondas que viaja sin distorsionarse a lo largo de la superficie del terreno. Se adopta este modelo en ausencia de información experimental (registros de temblores reales) sobre las relaciones entre las características del movimiento del terreno en sitios cercanos.

El presente trabajo incluye, bajo un solo título, las refs 8 y 9 con muy pequeñas modificaciones.

SELECCION DE LA RESPUESTA DE DISEÑO

Según la ref 1 la selección de los valores de diseño de las respuestas se basa en la proporcionalidad aproximada entre las respuestas correspondientes a probabilidades dadas de excedencia y las desviaciones estándar de dichas respuestas al final de la excitación aleatoria que se emplea para representar al movimiento del terreno. A fin de obtener expresiones simples para las desviaciones estándar que se mencionan, en la ref 1 se introducen algunas hipótesis simplificadoras, entre las que destaca la que consiste en suponer que en cada apoyo el acelerograma es un segmento de ruido blanco con duración s e intensidad $S(\omega) = S_0$, en donde ω es la frecuencia natural circular en radianes/segundo. La variación de s con ω pa-

* Instituto de Ingeniería, UNAM

** Este trabajo fue patrocinado por la Dirección General de Carreteras Federales, SAHOP

ra fines de considerar adecuadamente la contribución de cada uno de los modos naturales de vibración a la variancia de la respuesta se toma en cuenta mediante la introducción de los factores de proporcionalidad α , α' y α'' que se definen en las ecs 2a-c.

En resumen, las hipótesis citadas conducen, de acuerdo con la ref 1, a la siguiente expresión para determinar el valor de diseño de la respuesta Q:

$$Q^2 = \sum_q \sum_r \{ Q_q Q_r \alpha_{qr} D_{oq} D_{or} + 2 \sum_k Q_q a_{kr} Z_k \alpha'_{kqr} D_{oq} D_{kr} + \sum_j \sum_k a_{jq} a_{kr} Z_j Z_k \alpha''_{jkqr} D_{jq} D_{kr} \} \quad (1)$$

En esta ecuación, D_{oq} y D_{or} son los valores máximos (en este caso iguales) del desplazamiento del terreno en las bases de los apoyos q y r , respectivamente; D_{jq} y D_{kr} son las ordenadas del espectro de desplazamiento en dichos apoyos para los modos j y k ; Z_j y Z_k son los valores que toma la respuesta de interés para las configuraciones modales j y k ; a_{jq} y a_{kr} son los factores de participación de los modos j y k para las configuraciones que resultan de aplicar gradualmente (en forma estática) desplazamientos unitarios a los apoyos q y r , respectivamente; Q_q y Q_r son las respuestas estáticas a dichos desplazamientos unitarios y α_{qr} , α'_{kqr} , α''_{jkqr} son factores de proporcionalidad que se obtienen como sigue:

$$\alpha_{qr} = I_{qr}(s) / (J_{qq} J_{rr})^{1/2} \quad (2a)$$

$$\alpha'_{kqr} = I'_{kqr}(s) / (J_{qq} J_{kr})^{1/2} \quad (2b)$$

$$\alpha''_{jkqr} = I''_{jkqr}(s) / (J''_{jq} J''_{kr})^{1/2} \quad (2c)$$

Aquí, $I_{qr}(s)$, $I'_{kqr}(s)$, $I''_{jkqr}(s)$, en donde s es la duración del segmento de ruido blando que representa a la excitación, resultan al formular expresiones para las variancias de las res-

puestas de interés incluyendo las componentes estáticas y dinámicas. Las funciones I se refieren a las covariancias entre las respuestas estáticas producidas por los desplazamientos de los diversos apoyos, las I'' a las covariancias entre las respuestas dinámicas asociadas con los distintos apoyos y modos naturales de vibración y las I' a las covariancias entre las respuestas estáticas y las dinámicas. J_{qq} y J_{rr} son los valores de $I_{qq}(s)$ e $I_{rr}(s)$ cuando el tiempo se mide desde el instante en que el movimiento del terreno se inicia en los apoyos q y r respectivamente, y J''_{jq} , J''_{kr} son los valores correspondientes de I''_{jjqq} e I''_{kkrr} para los mismos orígenes del tiempo. En otras palabras, las contribuciones a las respuestas de diseño se expresan en términos de los desplazamientos máximos del terreno en los distintos apoyos, así como de las respuestas modales a cada componente del movimiento del terreno como si actuara simultáneamente en todos los apoyos (1). Las expresiones completas para las funciones I , I' e I'' se presentan en la ref 1.

ESTRUCTURA ANALIZADA

Dada la complejidad del sistema estructural de interés y las aproximaciones y simplificaciones implícitas en el criterio de análisis propuesto, se consideró justificable llevar a cabo un estudio en un modelo simplificado de la estructura, con un número reducido de grados de libertad, pero que preservara los rasgos importantes que podrían ser significativos en la influencia de las diferencias de fase sobre las respuestas de diseño. Así, en el presente trabajo se determinan, para el modelo simplificado que se describe más adelante, los valores de las fuerzas internas de diseño en las diversas secciones críticas, obtenidas respectivamente para las condiciones en que se incluyen y en que se ignoran las diferencias de fase. Comparando ambos grupos de resultados es fácil deducir los incrementos que

deben aplicarse a los valores de las fuerzas de diseño obtenidas mediante un análisis dinámico convencional de un modelo detallado de la estructura sujeto a movimiento simultáneo de sus apoyos.

Sólo se estudiaron las respuestas a las componentes longitudinales y verticales del movimiento del terreno. Los sistemas de cables de la estructura real se sustituyeron por cables únicos con rigideces lineales equivalentes; estos elementos pueden tomar incrementos positivos y negativos de carga axial. Los elementos de flexión se sustituyeron por unos cuantos elementos finitos (fig 1), las masas distribuidas se sustituyeron por unas cuantas concentraciones, y la interacción dinámica entre la cimentación y la estructura en el desplante del apoyo 18 se tomó en cuenta mediante resortes y amortiguadores cuyas constantes se obtuvieron de la ref 2. En los demás apoyos la cimentación se consideró infinitamente rígida.

A fin de reducir aun más el número de grados de libertad y el número de apoyos que se mueven fuera de fase, el sistema simplificado se transformó en el de la fig 1, eliminando los claros y apoyos extremos, y representando sus rigideces en los nudos 1 y 22 de la fig 1 mediante resortes lineales y angulares cuyas constantes se obtuvieron a partir de los miembros iniciales mediante los criterios convencionales del análisis estructural lineal. Además, se supuso que los dos apoyos que quedaron en cada extremo de la nueva estructura simplificada de la fig 1 se movían en fase, como un solo apoyo, para fines de aplicar la ec 1 (fig 2).

La determinación de las respuestas estáticas Q_q , Q_r y dinámicas modales Z_j , Z_k , así como de los factores de participación a_{kr} se llevó a cabo empleando el programa SAP IV para calculadora digital (3). En las figs 3 a 7 se presentan las configuraciones de los primeros 5 modos naturales. El periodo fundamental resultó ser 1.97 seg, que se

compara razonablemente bien con el de 2.56 seg, obtenido en la ref 2 empleando un modelo detallado de la estructura.

Para fines de calcular los coeficientes dados por las ecs 2a-c se supuso un coeficiente de amortiguamiento en cada modo igual a 0.2 del crítico. Este valor toma en cuenta la disipación de energía por comportamiento inelástico.

EXCITACION DE DISEÑO

Se adoptó para cada apoyo el espectro de diseño empleado en la ref 4. De las características de este espectro y las distancias a las fuentes sísmicas que más contribuyen al riesgo sísmico en el sitio de interés se concluyó que debería tomarse para el desplazamiento horizontal máximo del terreno un valor de 20 cm, y para el vertical de 14 cm. Por otro lado, considerando la influencia de los sedimentos en las características de los temblores, se tomó $s = 35$ seg, en vez de valores comprendidos entre 15 y 20 seg, que normalmente se recomiendan para la duración efectiva de segmentos de ruido blanco que se emplean en aplicaciones similares a la presente cuando se trata de temblores en terreno firme (5).

Se analizó la influencia de las diferencias de fase que provienen de suponer trenes de ondas superficiales que viajan en una dirección paralela a la longitudinal del puente. Las velocidades de propagación consideradas fueron ∞ (movimiento en fase), 50, 100, 200, 300, 500, 1000, 2000 y 5000 m/seg. A fin de estimar la velocidad de las ondas superficiales aplicable al caso en estudio se analizaron varios modelos idealizados de la estratigrafía en el punto medio entre los dos apoyos centrales. El primer modelo consideró un estrato de 13 m de espesor con módulo dinámico de cortante igual a 1025 ton/m^2 y peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 , de acuerdo con la ref 6; por debajo de dicho estrato se consideró un

medio semi-infinito con un módulo de cortante igual a 5 veces el de arriba, lo que es congruente con las rigideces reportadas en los primeros metros de la formación en que se apoya la cimentación. Considerando que es probable que a pocos metros se encuentren formaciones bastante más rígidas, se analizó un segundo modelo que difiere del primero únicamente en que la formación inferior es 20 veces más rígida que el estrato superior. Para ondas de Rayleigh con periodo de un segundo las respectivas velocidades de propagación resultaron 102 y 230 m/seg.

RESULTADOS DEL ANALISIS LINEAL

Las tablas 1 y 2 resumen los resultados de los estudios efectuados para movimiento horizontal y vertical respectivamente. La última columna corresponde al caso en que los apoyos se mueven en fase.

El número que prece a cada grupo de seis renglones es el de un miembro, de acuerdo con la numeración de la fig 1. Los seis renglones corresponden a fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes en los extremos izquierdo y derecho o superior e inferior, en unidades de ton y ton/m.

Los dos últimos renglones de cada tabla corresponden a las tensiones de los cables, elementos 7 y 8 de la fig 1.

En las tablas 1 y 2 se observa que en el caso vertical en la mayor parte de los miembros las diferencias de fase pueden tener un efecto apreciable sobre las fuerzas internas de diseño, en ciertos casos incrementándolas y en otros reduciéndolas. El efecto citado es muy sensible a las velocidades efectivas* de propagación de las

ondas en la dirección paralela al puente. Las diferencias de fase en el movimiento horizontal no ocasionan amplificaciones importantes.

DISCUSION SOBRE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS LINEAL

La información disponible sobre características del terreno en los sitios de los apoyos cubre solo las capas de material blanco y unos cuantos metros de material de rigidez moderada que yace debajo de ellas (en total, una profundidad de 35 m); por ello no es posible estimar con precisión las velocidades de propagación de las ondas superficiales. Los cálculos de la sección anterior muestran que las velocidades en cuestión pueden encontrarse entre 120 y 230 m/seg, de acuerdo con las hipótesis que se hagan relativas a las características del terreno por debajo de los 35 m de profundidad.

A la incertidumbre sobre las velocidades nominales de propagación de ondas superficiales debe sumarse la asociada con el modelo adoptado y con la hipótesis conservadora que consiste en considerar que las ondas viajan precisamente en la dirección del puente. Si en vez de esto se considerara, por ejemplo, un ángulo de incidencia de 45° con respecto al plano longitudinal de simetría, la velocidad efectiva se obtendría multiplicando la nominal por la secante de 45° , es decir, por 1.41.

Los resultados que se presentan provienen de un análisis de respuesta dinámica lineal. De acuerdo con la práctica usual de diseño sísmico, pueden tomarse como valores de diseño si provienen de espectros reducidos que correspondan al nivel de ductilidad que la experiencia aconseja para el tipo de estructura en estudio.

Sin embargo, es razonable esperar que el comportamiento no lineal y la correspondiente redistribución de esfuerzos contribuyan a desenfaticar la influencia de las diferencias de fase. En

* Se usa aquí este término para tener en cuenta que una onda que viaja con una velocidad nominal, en dirección oblicua al eje del puente, tiene una cierta velocidad efectiva en la dirección paralela a dicho eje.

la literatura técnica no se cuenta con información cuantitativa sobre este efecto.

En vista de las incertidumbres citadas, y tomando en cuenta consideraciones económicas, se propone tomar como respuestas de diseño las que muestran las tablas 1 y 2 para velocidades de propagación de ondas de 300 m/seg. Dichas respuestas en ningún caso deberán tomarse menores que las que corresponden a desplazamiento en fase en todos los apoyos, según el criterio convencional; por lo tanto, en este estudio sólo se tendrán incrementos en las respuestas ocasionadas por el defasamiento en el movimiento vertical.

INFLUENCIA DE LA RESPUESTA NO LINEAL

Los resultados del análisis lineal mostraron que para el caso en que se consideran diferencias de fase en la componente vertical del movimiento de los apoyos se encuentran ampliificaciones excesivas del momento en el apoyo central izquierdo en relación con el valor de dicho momento para el caso en que los apoyos se ven sometidos a movimiento vertical en fase. En consecuencia, se consideró conveniente revisar los cálculos del análisis mencionado. Después de una revisión muy detallada y rigurosa se concluyó que los cálculos estaban correctos y que representaban adecuadamente la respuesta dinámica del puente sujeto a excitaciones fuera de fase en sus apoyos bajo la hipótesis de comportamiento lineal. Se concluyó que dadas las características del sistema y de la excitación era indispensable obtener las fuerzas de diseño a partir de un análisis que considerara abiertamente el comportamiento no lineal de la estructura. Aquí se presentan los resultados de un análisis aproximado que incluye este concepto.

El diseño sísmico de estructuras considera que ante temblores intensos dichas estructuras responderán haciendo uso de su capacidad de disipar energía mediante comportamiento inelástico. Esto

permite reducir los espectros de diseño teniendo en cuenta los factores de ductilidad que se consideran aceptables para cada tipo de estructura. Si los apoyos no se mueven en fase, no basta con reducir los espectros de diseño: es necesario reducir las rigideces de los miembros estructurales a fin de estimar con la misma aproximación y bajo un criterio unificado la parte de la respuesta que se debe al movimiento de los apoyos como si actuaran en fase y la que se debe a las diferencias de fase. Para ello se propuso el criterio de análisis que se describe a continuación.

Del estudio de la respuesta dinámica de sistemas con curva carga-deformación elasto-plástica se ha deducido el criterio para reducir los espectros de diseño en términos de la ductilidad que se emplea para las estructuras convencionales: en el intervalo de periodos naturales moderados y largos se reducen las ordenadas del espectro elástico dividiéndolas entre el factor de ductilidad Q , y para periodos cortos se impone la condición de que para $T = 0$ la ordenada del espectro de aceleraciones es igual a la aceleración máxima del terreno, a_0 , independientemente del factor de ductilidad o del amortiguamiento. El espectro así obtenido es el que en la fig 8 se designa como espectro reducido por ductilidad: para emplearlo se entra con los periodos naturales de las estructuras calculados en función de las rigideces elásticas iniciales de todos sus miembros.

Para nuestros fines es necesario trabajar con un sistema equivalente con rigideces reducidas en forma inversamente proporcional a la rigidez tolerable (7). Los resultados de este análisis son congruentes con el criterio convencional del espectro elasto-plástico si se desarrolla un nuevo espectro, que en la fig 8 se designa como espectro para sistema equivalente y que es igual al espectro reducido por ductilidad excepto porque

la escala horizontal está transformada de manera que los periodos están multiplicados por \sqrt{Q} . A este espectro se entra con los periodos naturales equivalentes del sistema no lineal, que se obtienen tomando en cuenta las rigideces del sistema equivalente, es decir, las elásticas iniciales divididas entre el factor de ductilidad.

CONCLUSIONES

Los resultados de analizar el sistema equivalente para $Q = 4$ se muestran en la fig 9. Para cada miembro se presentan en forma sucesiva la fuerza axial y la fuerza cortante y los momentos en los extremos. En la figura se observa que los factores de amplificación de la respuesta para excitación fuera de fase con respecto a la que se tiene en fase no exceden de 2 en las secciones de esfuerzos más elevados, aunque se encuentran valores mayores en zonas de esfuerzos pequeños o casi nulos. Los factores de amplificación de esta figura se consideran adecuados para diseño sísmico del puente bajo la hipótesis que es aceptable una ductilidad de 4.

REFERENCIAS

1. L. Esteva, S.E. Ruiz y A. Reyes, "Seismic response of multi-support structures", *Proc. 7WCEE*, Estambul, Turquía, 1980
2. Análisis dinámico de puente "Coatzacoalcos II" realizado por SOGELERG (Variante I), jul 1979
3. Bathe K, Wilson E.L. and Peterson F.E., "SAP IV, A Structural analysis program for static and dynamic response of linear systems", *EERC 73-11, Universidad de California, Berkeley, Calif.*, 1973
4. Estudio de riesgo sísmico. Puente Coatzacoalcos II, realizado por COMEC, oct 1979
5. Newmark N M y Rosenblueth, E., "*Fundamentals of earthquake engineering*", Prentice Hall, Inc, 1971
6. Estudio de mecánica de suelos para el puente Coatzacoalcos II, realizado por GEOTEC, S.A., 1980
7. Shibata, A., Sozen, M.A., "The substitute structure method for seismic design in reinforced concrete", *Journal ASCE*, Vol 102, No ST1 (enero, 1976)
8. Ruiz, S.E., Esteva, L. y de León D. "Influencia en la respuesta sísmica del puente Coatzacoalcos II de las diferencias de fase en los movimientos de sus apoyos", Informe a SAHOP, Instituto de Ingeniería (diciembre, 1980).
9. Esteva, L. y de León, D., "Influencia en la respuesta sísmica del puente Coatzacoalcos II de las diferencias de fase en los movimientos de sus apoyos. Segunda parte: Influencia de la respuesta no lineal", Informe a SAHOP, Instituto de Ingeniería (diciembre, 1980).

TABLA 1
MOVIMIENTO LONGITUDINAL

VEL.M/S	50	100	200	300	500	1000	2000	5000	EN FASE
1									
AXI	15.52	11.39	15.89	15.31	14.96	20.47	23.07	23.94	24.11
AXJ	15.52	11.39	15.89	15.31	14.96	20.47	23.07	23.94	24.11
COI	30.89	25.28	17.97	17.35	15.71	20.89	23.88	24.63	24.50
COJ	30.89	25.28	17.97	17.35	15.71	20.89	23.88	24.63	24.50
NOI	384.06	312.95	222.53	215.69	195.56	258.86	295.95	305.42	303.83
NOJ	1469.60	1203.64	856.03	825.63	746.90	994.49	1136.85	1172.67	1166.27
2									
AXI	139.48	101.59	142.55	115.31	105.13	174.42	200.70	209.38	211.75
AXJ	139.48	101.59	142.55	115.31	105.13	174.42	200.70	209.38	211.75
COI	295.42	197.19	212.50	203.60	193.78	264.81	304.95	319.64	322.98
COJ	295.42	197.19	212.50	203.60	193.78	264.81	304.95	319.64	322.98
NOI	4298.84	2832.56	3200.48	3027.39	2890.41	3994.35	4601.05	4823.59	4876.82
NOJ	4897.17	3310.76	3417.40	3310.24	3150.16	4250.53	4893.47	5127.77	5177.87
3									
AXI	237.21	130.18	117.90	98.48	90.92	133.22	151.83	158.09	159.56
AXJ	237.21	130.18	117.90	98.48	90.92	133.22	151.83	158.09	159.56
COI	145.36	97.84	140.99	117.16	108.30	173.61	199.94	208.99	211.55
COJ	145.36	97.84	140.99	117.16	108.30	173.61	199.94	208.99	211.55
NOI	3304.13	2112.26	2910.13	2574.38	2431.34	3633.32	4187.60	4387.67	4442.92
NOJ	1341.44	1243.19	1340.64	1047.73	913.62	1592.33	1825.56	1889.52	1899.52
4									
AXI	190.91	126.45	173.55	141.90	128.20	196.46	227.81	238.59	241.03
AXJ	190.91	126.45	173.55	141.90	128.20	196.46	227.81	238.59	241.03
COI	38.58	41.44	31.64	30.03	27.23	38.00	43.27	44.46	44.15
COJ	38.58	41.44	31.64	30.03	27.23	38.00	43.27	44.46	44.15
NOI	1341.44	1243.19	1340.64	1047.73	913.62	1592.33	1825.56	1889.52	1899.52
NOJ	1952.63	1914.76	1566.67	1656.02	1581.49	2005.10	2295.41	2384.62	2383.85
5									
AXI	0.11	0.12	0.12	0.14	0.12	0.08	0.05	0.02	0.01
AXJ	0.11	0.12	0.12	0.14	0.12	0.08	0.05	0.02	0.01
COI	26.69	23.29	28.97	28.22	23.75	33.80	39.13	41.36	42.20
COJ	26.69	23.29	28.97	28.22	23.75	33.80	39.13	41.36	42.20
NOI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
NOJ	508.46	443.68	551.86	537.56	452.41	643.93	745.49	787.81	803.91
6									
AXI	223.64	207.94	226.19	160.37	131.69	259.99	303.87	315.78	317.21
AXJ	223.64	207.94	226.19	160.37	131.69	259.99	303.87	315.78	317.21
COI	157.90	157.36	141.20	146.51	135.58	185.40	216.41	226.98	228.64
COJ	157.90	157.36	141.20	146.51	135.58	185.40	216.41	226.98	228.64
NOI	508.46	443.68	551.86	537.56	452.41	643.93	745.49	787.81	803.91
NOJ	3175.21	3228.44	2734.99	2851.08	2668.51	3580.78	4158.68	4346.01	4363.85
7									
AXI	224.32	207.32	227.09	161.20	132.52	261.69	305.89	317.92	319.40
AXJ	224.32	207.32	227.09	161.20	132.52	261.69	305.89	317.92	319.40
COI	86.71	83.19	61.43	59.31	53.89	73.60	83.42	86.08	85.88
COJ	86.71	83.19	61.43	59.31	53.89	73.60	83.42	86.08	85.88
NOI	3175.21	3228.44	2734.99	2851.08	2668.51	3580.78	4158.68	4346.01	4363.85
NOJ	4771.85	4784.37	3858.31	3953.63	3746.78	4986.79	5753.53	5992.36	6004.48
8									
AXI	239.44	219.40	240.28	173.81	138.77	281.76	330.78	344.25	344.00
AXJ	239.44	219.40	240.28	173.81	138.77	281.76	330.78	344.25	346.00
COI	931.96	841.39	796.36	825.70	788.06	1043.43	1206.22	1262.68	1271.29
COJ	931.96	841.39	796.36	825.70	788.06	1043.43	1206.22	1262.68	1271.29
NOI	8961.89	9276.06	7328.96	7445.51	6791.04	9467.03	11047.66	11527.92	11555.07
NOJ	9877.54	7471.91	9118.32	8961.84	8716.61	11893.51	13691.35	14344.34	14485.09
9									
AXI	243.29	217.71	244.69	178.05	142.36	290.01	340.68	354.76	356.71
AXJ	243.29	217.71	244.69	178.05	142.36	290.01	340.68	354.76	356.71
COI	1013.06	928.30	887.44	921.73	875.93	1164.23	1348.27	1412.34	1422.39
COJ	1013.06	928.30	887.44	921.73	875.93	1164.23	1348.27	1412.34	1422.39
NOI	9877.54	7471.91	9118.32	8961.84	8716.61	11893.51	13691.35	14344.34	14485.09
NOJ	27224.44	23406.68	24258.91	24857.11	23875.57	31800.61	36725.61	38480.84	38798.09
10									
AXI	903.84	785.70	600.20	598.60	565.05	743.48	853.22	886.85	888.47
AXJ	903.84	785.70	600.20	598.60	565.05	743.48	853.22	886.85	888.47
COI	52.06	52.55	48.28	43.64	26.97	61.27	75.12	79.24	79.91
COJ	52.06	52.55	48.28	43.64	26.97	61.27	75.12	79.24	79.91
NOI	2457.82	2669.57	2152.82	2026.10	1571.47	2760.61	3319.54	3483.49	3501.38
NOJ	1915.02	1228.77	1540.46	1369.05	806.55	1891.18	2300.82	2427.55	2456.02
11									
AXI	767.29	520.91	393.43	386.44	371.38	454.97	511.98	530.38	530.94
AXJ	767.29	520.91	393.43	386.44	371.38	454.97	511.98	530.38	530.94
COI	21.30	17.98	22.68	21.60	11.73	24.44	30.00	31.83	32.32
COJ	21.30	17.98	22.68	21.60	11.73	24.44	30.00	31.83	32.32
NOI	1515.02	1228.77	1540.46	1369.05	806.55	1891.18	2300.82	2427.55	2456.02
NOJ	1736.73	1625.49	1926.88	1892.45	1006.05	1739.48	2143.71	2286.46	2329.63
CAB	256.37	179.22	262.97	203.73	187.33	317.86	368.23	384.24	387.60
CAB	234.18	266.38	226.39	174.56	136.28	259.58	305.73	317.58	318.24

TABLA 2
MOVIMIENTO VERTICAL

VEL.M/S	50	100	200	300	500	1000	2000	5000	EN FACE
1									
AXI	11.57	16.20	14.51	11.27	5.43	5.50	5.30	3.29	2.04
AXJ	11.57	16.20	14.51	11.27	5.43	5.50	5.30	3.29	2.04
COI	17.14	20.09	16.15	13.01	14.30	15.97	15.52	15.00	14.97
COJ	17.14	20.09	16.15	13.01	14.30	15.97	15.52	15.00	14.97
MOI	207.56	242.72	194.82	157.11	173.09	193.64	188.26	181.94	181.57
MOJ	821.04	942.48	774.28	623.57	684.70	764.29	743.19	718.34	716.54
2									
AXI	162.81	206.15	174.29	135.00	130.66	134.66	130.92	126.66	124.16
AXJ	162.81	206.15	174.29	135.00	130.66	134.66	130.92	126.66	124.16
COI	95.08	133.45	114.48	87.41	64.42	55.35	51.13	48.02	44.85
COJ	95.08	133.45	114.48	87.41	64.42	55.35	51.13	48.02	44.85
MOI	1645.70	2269.65	1947.24	1489.72	1160.63	1039.71	979.49	931.80	882.83
MOJ	1324.18	1893.07	1620.18	1235.86	850.29	692.67	616.24	563.18	512.89
3									
AXI	82.78	113.66	97.04	74.32	55.87	51.98	47.37	40.92	37.66
AXJ	82.78	113.66	97.04	74.32	55.87	51.98	47.37	40.92	37.66
COI	145.95	186.84	158.13	122.94	115.49	117.20	113.76	110.01	107.54
COJ	145.95	186.84	158.13	122.94	115.49	117.20	113.76	110.01	107.54
MOI	2354.69	3086.36	2628.90	2029.79	1802.40	1765.49	1704.92	1645.09	1596.10
MOJ	1816.05	2249.46	1880.23	1478.12	1484.03	1568.59	1527.29	1478.29	1456.93
4									
AXI	185.44	238.39	186.95	131.54	118.81	129.66	130.84	128.76	130.63
AXJ	185.44	238.39	186.95	131.54	118.81	129.66	130.84	128.76	130.63
COI	38.30	45.46	37.28	29.84	32.36	35.94	35.04	33.87	33.67
COJ	38.30	45.46	37.28	29.84	32.36	35.94	35.04	33.87	33.67
MOI	1816.05	2249.46	1880.23	1478.12	1484.03	1568.59	1527.29	1478.29	1456.93
MOJ	937.60	1053.75	822.75	681.32	800.99	961.67	932.89	896.51	903.41
5									
AXI	0.23	0.21	0.22	0.16	0.20	0.34	0.32	0.20	0.14
AXJ	0.23	0.21	0.22	0.16	0.20	0.34	0.32	0.20	0.14
COI	28.03	29.60	29.13	22.84	26.90	31.82	33.10	34.13	34.37
COJ	28.03	29.60	29.13	22.84	26.90	31.82	33.10	34.13	34.37
MOI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MOJ	534.05	563.95	554.91	435.07	512.40	606.09	630.56	650.12	654.69
6									
AXI	292.42	377.85	292.86	209.91	189.84	195.33	200.95	206.68	211.52
AXJ	292.42	377.85	292.86	209.91	189.84	195.33	200.95	206.68	211.52
COI	45.09	54.72	36.47	31.81	32.34	33.12	34.27	35.82	36.80
COJ	45.09	54.72	36.47	31.81	32.34	33.12	34.27	35.82	36.80
MOI	534.05	563.95	554.91	435.07	512.40	606.09	630.56	650.12	654.69
MOJ	1202.25	1458.08	985.74	842.53	898.49	949.05	917.28	907.76	930.18
7									
AXI	292.89	378.69	293.81	210.48	189.75	195.18	200.85	206.62	211.48
AXJ	292.89	378.69	293.81	210.48	189.75	195.18	200.85	206.62	211.48
COI	51.38	62.30	42.46	33.90	34.18	37.36	38.29	39.35	40.27
COJ	51.38	62.30	42.46	33.90	34.18	37.36	38.29	39.35	40.27
MOI	1202.25	1458.08	985.74	842.53	898.49	949.05	917.28	907.76	930.18
MOJ	2167.46	2637.71	1780.29	1477.30	1558.56	1611.37	1613.42	1641.72	1687.44
8									
AXI	308.31	397.58	311.74	219.75	192.43	204.54	213.57	220.61	226.76
AXJ	308.31	397.58	311.74	219.75	192.43	204.54	213.57	220.61	226.76
COI	186.85	262.93	184.73	163.92	123.53	119.95	104.39	103.18	109.91
COJ	186.85	262.93	184.73	163.92	123.53	119.95	104.39	103.18	109.91
MOI	4730.50	5801.73	4149.29	3328.29	3423.83	3475.14	3427.57	3460.01	3537.59
MOJ	4118.16	5801.14	4909.06	3685.05	2412.59	1931.33	1701.05	1554.10	1443.99
9									
AXI	310.58	401.75	316.53	222.84	191.52	203.31	212.52	219.53	225.69
AXJ	310.58	401.75	316.53	222.84	191.52	203.31	212.52	219.53	225.69
COI	197.71	279.07	197.61	175.96	134.65	131.54	112.69	104.88	110.92
COJ	197.71	279.07	197.61	175.96	134.65	131.54	112.69	104.88	110.92
MOI	4118.16	5801.14	4909.06	3685.05	2412.59	1931.33	1701.05	1554.10	1443.99
MOJ	6057.77	9118.33	7461.32	5954.90	3403.00	2558.09	1611.55	779.81	534.21
10									
AXI	353.43	438.05	294.31	236.61	243.10	251.73	262.38	273.16	283.44
AXJ	353.43	438.05	294.31	236.61	243.10	251.73	262.38	273.16	283.44
COI	45.84	60.66	49.80	34.76	26.17	22.30	22.25	22.89	23.63
COJ	45.84	60.66	49.80	34.76	26.17	22.30	22.25	22.89	23.63
MOI	1909.19	2440.95	1888.56	1400.99	1210.26	1163.36	1183.80	1219.82	1253.49
MOJ	1430.60	1977.89	1699.06	1277.28	714.35	426.19	380.06	382.79	400.26
11									
AXI	156.55	200.16	135.64	113.09	104.26	98.51	114.29	142.26	155.30
AXJ	156.55	200.16	135.64	113.09	104.26	98.51	114.29	142.26	155.30
COI	18.15	25.34	21.96	17.50	10.04	4.99	2.95	1.67	1.08
COJ	18.15	25.34	21.96	17.50	10.04	4.99	2.95	1.67	1.08
MOI	1430.60	1977.89	1699.06	1277.28	714.35	426.19	380.06	382.79	400.26
MOJ	1498.59	2030.24	1692.43	1437.58	1032.36	753.40	642.44	585.72	558.05
CAB	288.42	381.68	303.33	220.60	186.54	180.75	180.53	182.07	184.03
CAB	290.93	365.69	278.45	197.42	192.30	208.91	220.62	231.10	238.24

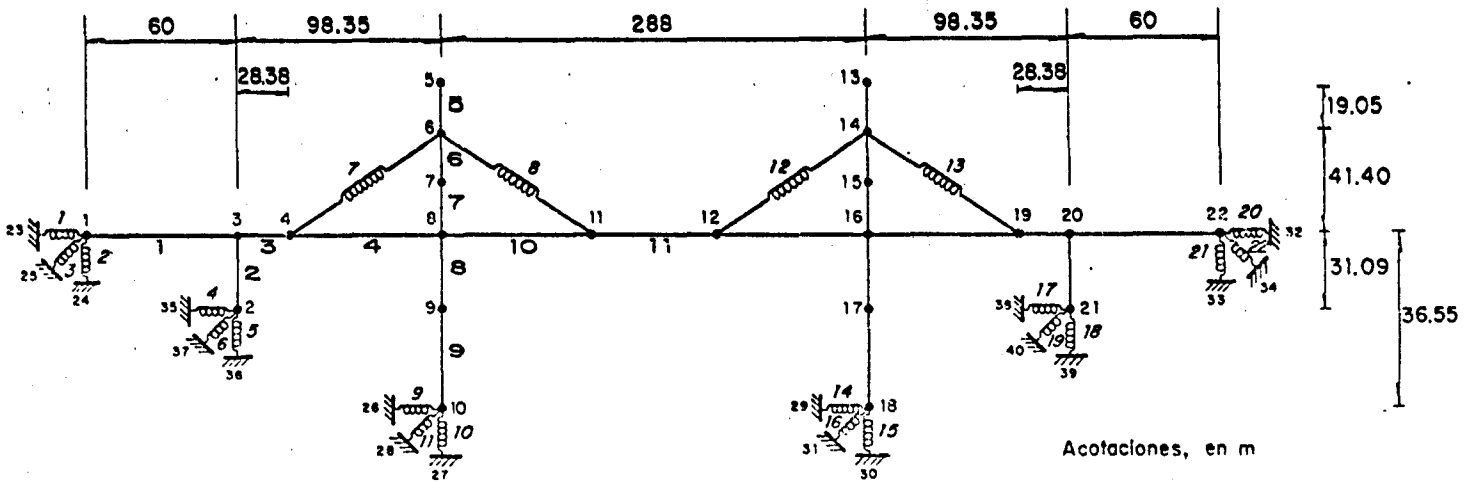


Fig 1. Modelo simplificado del puente Coatzacoalcos II

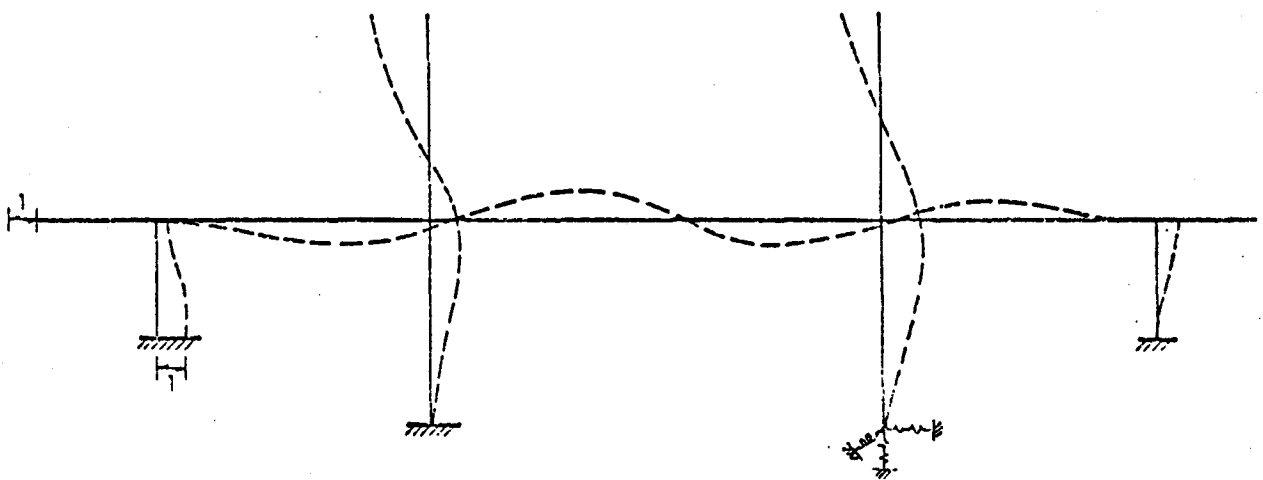


Fig 2. Configuración debida a desplazamiento horizontal unitario dado en los apoyos 1 y 2

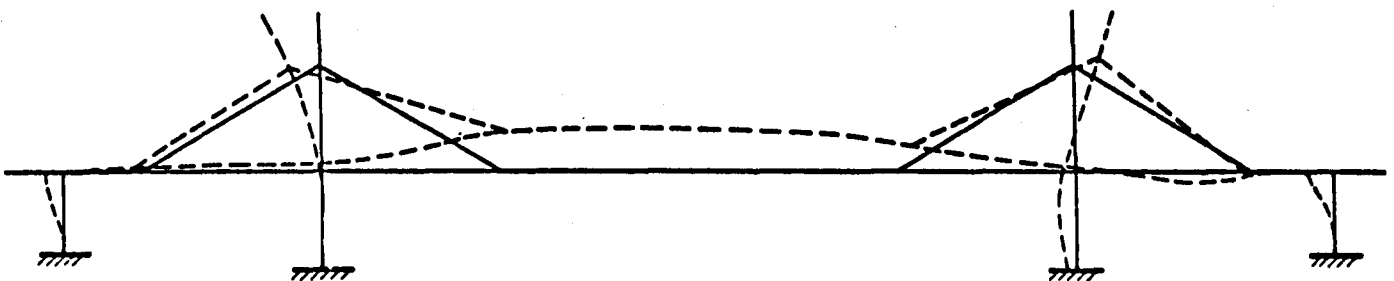


Fig 3. Configuración del modo 1

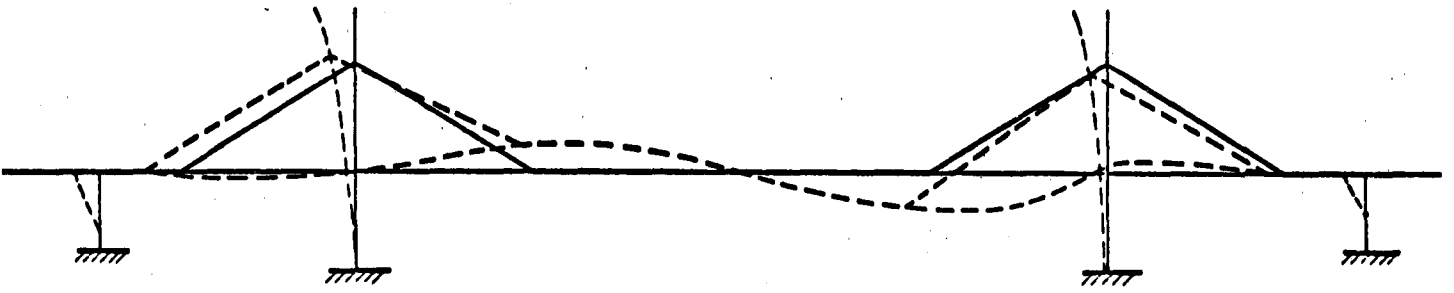


Fig 4. Configuración del modo 2

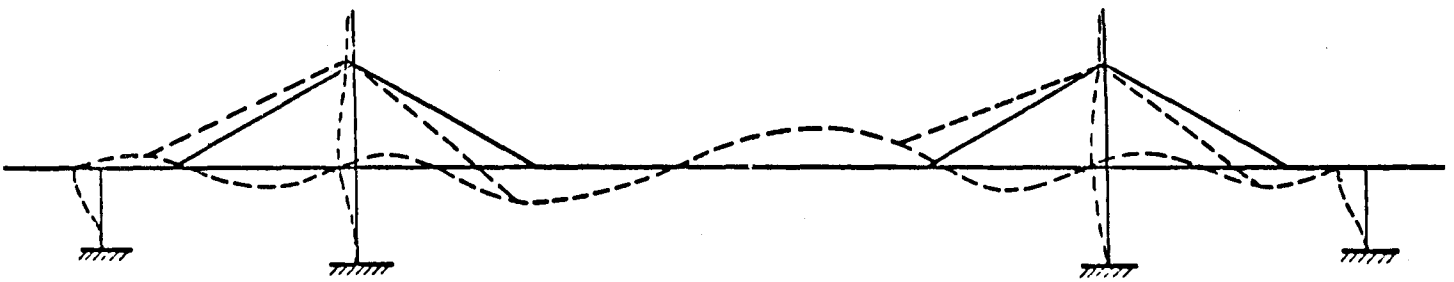


Fig 5. Configuración del modo 3

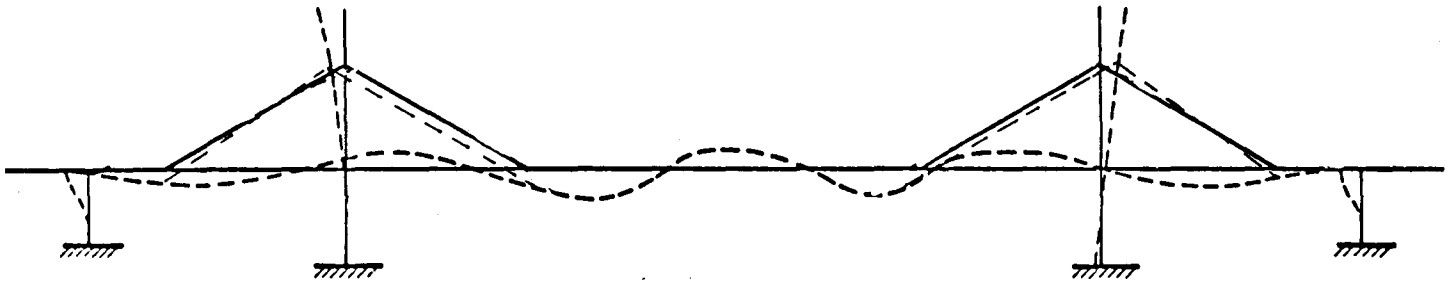


Fig 6. Configuración del modo 4

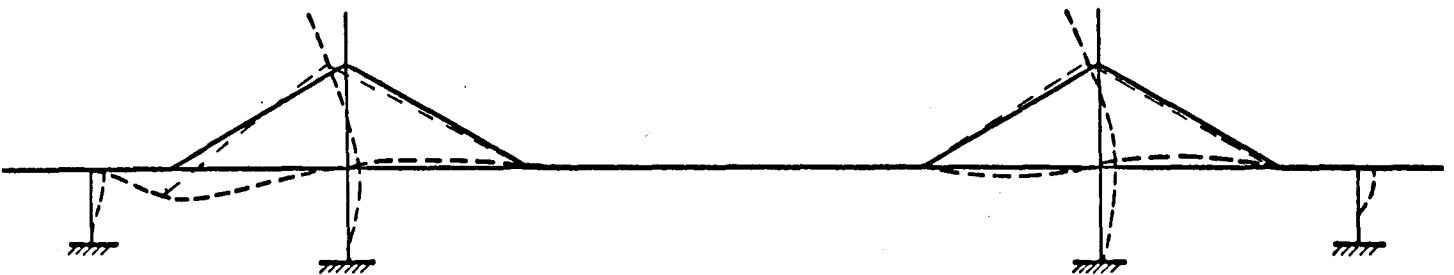


Fig 7. Configuración del modo 5

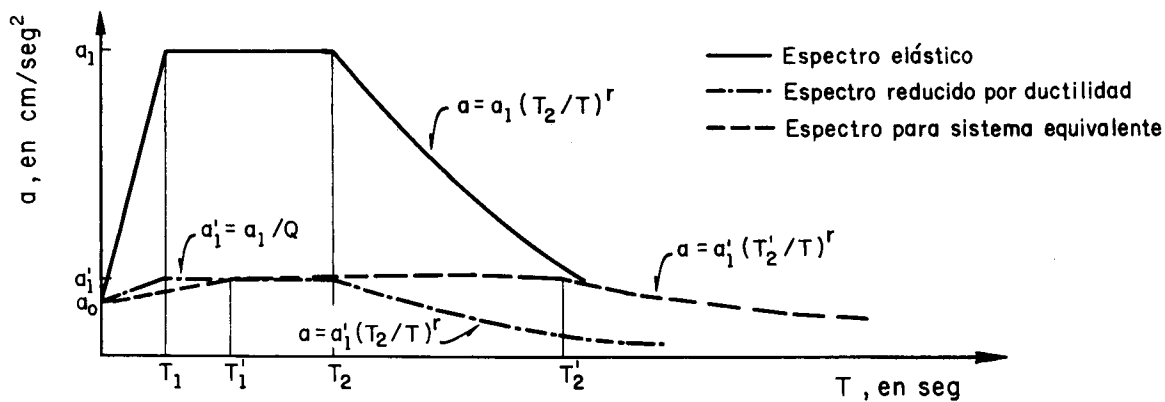


Fig 8. Spectros para diseño de estructuras inelásticas

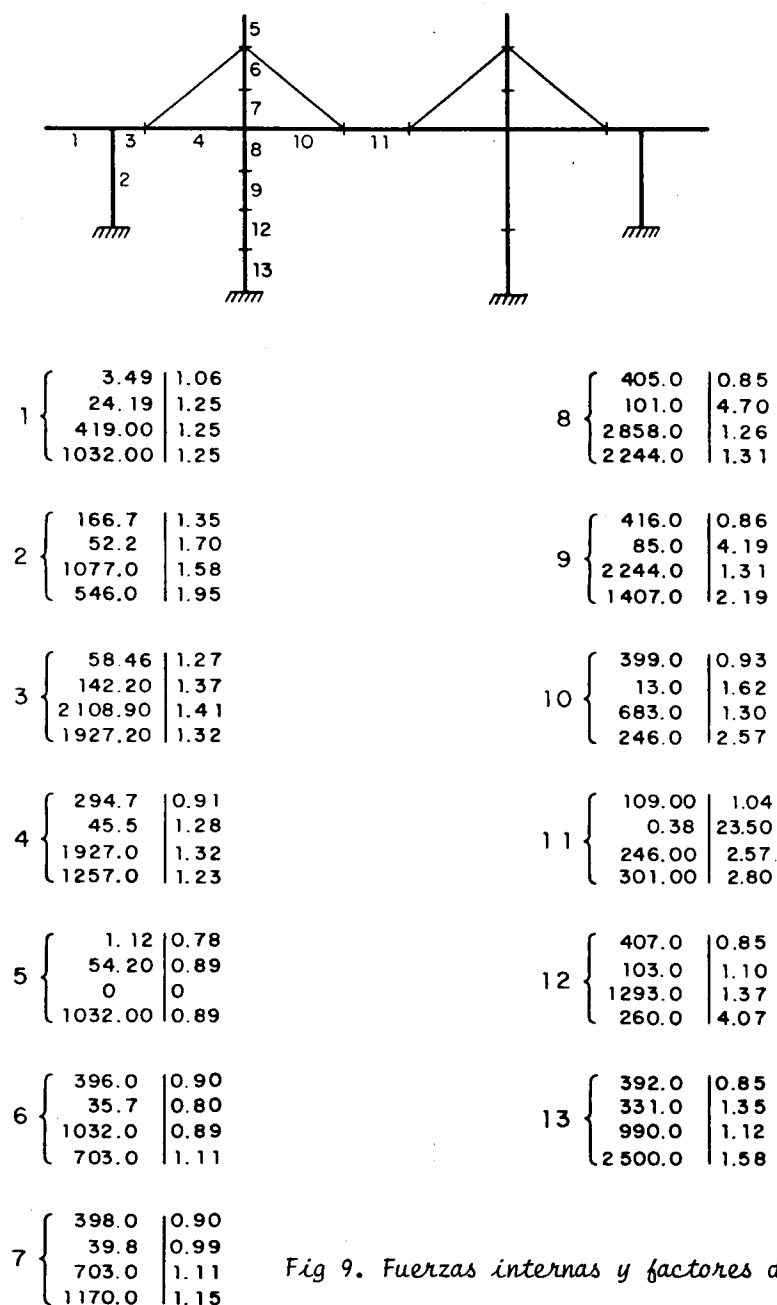


Fig 9. Fuerzas internas y factores de amplificación