

Capítulo 6

Análisis de resultados

En este capítulo se describen y se analizan los resultados de fuerzas y desplazamientos obtenidos del análisis dinámico, y se procede a revisar la capacidad y resistencia de los elementos más críticos del puente. Antes sin embargo, es necesario aclarar algunos detalles acerca de las condiciones de apoyo que se aplicaron en el modelo que se explicó en el capítulo anterior.

6.1 Discusión acerca del modelo utilizado

Como se señaló en el capítulo 4, los detalles de anclaje de las vigas I que estaban especificados en los planos, no se colocaron durante la construcción del puente. Inicialmente, el diseño concebía apoyos longitudinalmente fijos en los bastiones y de expansión en la pila, para ambos claros. Sin embargo, durante la inspección realizada se observó que las vigas I no tienen el detalle de anclaje con pernos (fig. 4.12) ni en el bastión ni en pila, sino que ambos extremos descansan sobre almohadillas de neopreno. La resistencia al desplazamiento que brinda el apoyo elastomérico está dado por su módulo de rigidez a cortante, aunque en términos prácticos y dada la magnitud de las fuerzas sísmicas, tales apoyos deberían modelarse como rodillos, debido a que la superestructura tiene poca restricción a desplazamientos grandes. No obstante, tal enfoque no es posible pues el sistema se convertiría en un mecanismo. Por tal motivo, se decidió resolver el problema planteando dos modelos de la estructura, con diferentes condiciones de apoyo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal las vigas están restringidos en ambos tramos, por lo que se modelaron apoyos articulados.

Como se señaló al final del capítulo 5, la convención que se asumió para nombrar a los bastiones es la siguiente:

- Bastión 1: le da soporte a los elementos del tramo 1, es decir a la superestructura a base de vigas pretensadas tipo canaleta.
- Bastión 3: soporta los elementos del claro 2, correspondiente a las vigas I postensadas.

En el modelo 1 se supone que para un instante dado, la dirección del movimiento del terreno debido al sismo es hacia el bastión 3. Bajo tal condición, la superestructura tiende a mantener su estado de reposo según el principio de la inercia, lo que hace que el claro 1 choque con el muro del bastión 1 que lo restringe longitudinalmente, mientras que en el otro extremo se aleja de la pila sin restricción. Consecuentemente, el claro 2 es restringido por la pila, mientras que en el otro extremo se "aleja" del bastión, como se muestra en la figura 6.1.

En este modelo se asignó la rigidez longitudinal completa para el bastión 1 y cero en el bastión 3, cuyo resorte equivalente no se activa debido al apoyo de rodillo especificado que permite desplazamiento longitudinal sin restricción.

El enfoque descrito constituye una simplificación del problema dinámico real, para tratar de aproximar las fuerzas y momentos que se desarrollan en los diferentes componentes estructurales para un instante dado, sin tomar en cuenta los efectos no lineales o la disipación local de energía que se desarrolla durante el impacto entre elementos adyacentes.

El modelo 2 consiste simplemente en suponer la dirección contraria para el movimiento del terreno (fig. 6.2), es decir hacia el bastión 1, dándose una situación dinámica inversa a la explicada para el modelo 1.

Consecuentemente, para el modelo 2 se asignó la rigidez longitudinal completa en el bastión 3, y cero en el otro.

Vale resaltar que el modelo 2 supone un apoyo de rodillo en el bastión 1, cuando en realidad las varillas embebidas en el diafragma de las canaletas ofrecen una cierta resistencia inicial al desplazamiento. La experiencia en terremotos pasados, como el caso de Limón en 1991, demostró la poca eficiencia de estos dispositivos de restricción, que aunque no fallan por cortante puro, pueden hacerlo por la fuerza axial que vence la adherencia entre el concreto y el acero. Además, esta condición de apoyo es más crítica, ya que el bastión 1 no tomaría fuerzas longitudinales, produciendo cortantes mayores en la columna de la pila.

6.2 Caracterización modal

El análisis de respuesta espectral utiliza los modos de vibración de la estructura como una manera de desacoplar las ecuaciones de movimiento que gobiernan su comportamiento dinámico. Mediante este enfoque, la solución de un sistema de N grados de libertad se convierte en la solución de N sistemas de un grado de libertad, cada uno correspondiente a un modo de vibración. Cada modo tiene un período característico que depende únicamente de la masa y rigidez del modelo, y tiene una aceleración asociada según el espectro de respuesta, con la cual se obtienen las fuerzas y desplazamientos en los puntos nodales definidos en el modelo y estos resultados se combinan para obtener la solución total, según el método explicado en el capítulo 5.

Una regla práctica de amplio uso en el análisis dinámico de puentes es retener un número de modos, tal que la masa participativa tanto transversal como longitudinalmente, sea como mínimo un 90% de la masa total.

Para ambos modelos, el programa SEISAB se corrió reteniendo 20 modos de vibración, aunque con 13 se cumplía con la regla del 90%. En las tablas 6.1 y 6.2 se resumen las características vibratorias para los primeros 6 modos de vibración. Los valores absolutos de los factores de participación de cada modo no se incluyen, sin embargo los valores relativos que reporta el programa permiten determinar el aporte relativo de uno respecto a otro, en la respuesta del puente en una dirección determinada.

Tabla 6.1 : Características vibratorias del modelo 1

Modo	Período (s)	Aceleración espectral(g)	Factor Longitudinal	Factor Vertical	Factor Transversal
1	1.048	0.53	5.144	-0.088	0
2	0.556	0.82	0	0	5.139
3	0.414	0.91	0.128	4.039	0
4	0.207	0.94	0	0	1.421
5	0.185	0.91	0	2.235	0
6	0.169	0.89	2.159	0	0

Tabla 6.2 : Características vibratorias del modelo 2

Modo	Período (s)	Aceleración espectral(g)	Factor Longitudinal	Factor Vertical	Factor Transversal
1	0.644	0.77	3.242	0.042	0
2	0.556	0.82	0	0	5.139
3	0.414	0.91	0	4.048	0
4	0.207	0.94	0	0	1.421
5	0.192	0.92	2.159	0	0
6	0.191	0.92	-0.130	2.117	0

Como puede verse, la respuesta del puente para ambos modelos está contenida en mayor grado en los dos primeros modos de vibración. El primer modo, también llamado fundamental, es de tendencia longitudinal con un pequeño componente vertical. El segundo prácticamente corresponde a vibración transversal pura.

6.3 Revisión de desplazamientos

Debido a que se utilizó un análisis modal, donde la respuesta corresponde a la combinación de la respuesta individual para cada modo, el programa reporta magnitudes absolutas positivas tanto para los desplazamientos como para las fuerzas. Eso implica que el desplazamiento relativo entre componentes estructurales adyacentes podría tomarse tanto de alejamiento como de acercamiento. Por tal motivo, es importante interpretar los resultados según la configuración del modelo utilizado

6.3.1 Desplazamientos en los bastiones

En la tabla 6.3 y 6.4 se desglosan los resultados para cada modelo. Se observa que los desplazamiento más grandes se obtienen a partir del espectros de respuesta recomendado por CALTRANS, y los mas bajos para el espectro derivado a partir de las relaciones de atenuacion

de Youngs. Consecuentemente con las conexiones especificadas en cada uno, los desplazamientos relativo claro-bastion se determinan en el modelo 1 para el bastión 1, y en modelo 2 para el bastion 3

Los resultados para el desplazamiento longitudinal relativo del claro 1 respecto al bastion 3 va desde 7 cm (Youngs) hasta 15 cm (CALTRANS). Considerando que el banco de asiento tiene una longitud de 45 cm, y que el punto de apoyo se modeló en línea de centro, el desplazamiento máximo permitido sería de 22.5 cm. Los resultados del análisis indican la posibilidad de que el claro de vigas 1 pierda soporte en el bastión y se desplome debido a la ausencia de un dispositivo que limite su traslación longitudinal. Además, si se presentan deformaciones grandes de tipo inelástico en la masa de suelo que soporta el bastión, los desplazamientos relativos esperados podrían ser aún mayores.

Puede notarse que los desplazamientos longitudinales del bastión 1, donde en este caso se concentró la rigidez completa son sumamente bajos, pero cumplen con el algoritmo que se explicó en el capítulo 5, ya que la fuerza no supera la resistencia de la masa de suelo.

Tabla 6.3 : Desplazamientos máximos en bastiones según modelo 1 (cm)

DESCRIPCION	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
LONGITUDINAL			
Bastión 1	0.067	0.062	0.063
Claro 1	0.067	0.062	0.063
TRANSVERSAL			
Bastión 1	0.2	0.2	0.2
Claro 1	0.2	0.2	0.2
LONGITUDINAL			
Bastión 3	0.6	0.6	0.62
Claro 2	6.9	11	15
TRANSVERSAL			
Bastión 3	0.26	0.29	0.3
Claro 2	0.26	0.29	0.3

Muchos investigadores, como Chopra y Goel (ref. 61) consideran que el valor de 7.7 ksf asumido por CALTRANS para la resistencia pasiva última del suelo podría ser demasiado alta. Sin embargo, actualmente el comportamiento dinámico de los bastiones sigue siendo un campo de investigación complejo y no resta más que adaptarse a las metodologías existentes, o realizar estudios específicos del suelo donde se encuentra el puente lo cual queda fuera del alcance de este trabajo

Tabla 6.4 : Desplazamientos máximos en bastiones según modelo 2 (cm)

DESCRIPCION	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
LONGITUDINAL			
Bastión 1	0.81	0.8	0.84
Claro 1	5.1	7.3	8.4
TRANSVERSAL			
Bastión 1	0.2	0.2	0.2
Claro 1	0.2	0.2	0.2
LONGITUDINAL			
Bastión 3	0.21	0.21	0.21
Claro 2	0.21	0.21	0.21
TRANSVERSAL			
Bastión 3	0.26	0.29	0.3
Claro 2	0.26	0.29	0.3

6.3.2 Desplazamientos en las conexiones pila-superestructura

En la tabla 6.5 aparece un resumen de los desplazamientos relativos pila-superestructura obtenidos del análisis. Se omiten en cada modelo los desplazamientos relativos correspondientes a conexiones definidas como articulaciones, debido a que su valor es cero.

Tabla 6.5: Desplazamientos relativos máximos pila-superestructura en la dirección longitudinal (cm)

MODELO	DESCRIPCION	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
1	Pila-claro 1	6.9	11	15
2	Pila-claro 2	5	7.2	8.2

Aquí también se puede apreciar que el puente es vulnerable a sufrir falla por desbancamiento de la superestructura. El desplazamiento relativo entre el claro 1 y la pila toma valores hasta de 15 cm según el espectro de CALTRANS, lo cual es excesivo tomando en cuenta que la longitud del banco de asiento para el claro 1 en la pila es de sólo 17,5 cm medido desde línea de centro hasta el borde. Al igual que como se comentó más arriba, los desplazamientos relativos esperados podrían ser mayores si la pila se deforma en el rango inelástico.

6.4 Revisión de la columna de la pila

Las características geométricas y el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de la columna en la pila central se describieron claramente en la sección 4.5.2.

6.4.1 Flexocompresión

Para revisar la capacidad de la columna en flexocompresión, se desarrollaron dos diagramas de interacción, uno para cada dirección ortogonal, según la convención que se muestra en la figura 6.3. El criterio para falla en el concreto se tomó como una deformación de 0,003, y para el acero un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

Los diagramas de interacción respectivos se muestran en las figuras 6.4 y 6.5. Se aprecia claramente que la capacidad de la sección respecto al eje Y es casi el doble que respecto al eje X. Es decir, la columna es más vulnerable a la condición de sismo longitudinal.

Para revisar la capacidad de la columna, se realizó además un análisis estático del puente para determinar las fuerzas axiales y los momentos debido al peso propio de la estructura. Por ser un puente de baja intensidad de tránsito, no se consideró un porcentaje para la carga viva. En las tabla 6.6 y 6.7 se resumen momentos elásticos máximos para la columna, obtenidos del análisis dinámico de los dos modelos. Los momentos en la columna debido al peso propio son despreciables respecto a los inducidos por el sismo.

Tabla 6.6: Momentos elásticos máximos en columna debidos a sismo en la dirección longitudinal (en Ton m)

Localización	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
Extremo superior	140	230	300
Extremo inferior	580	950	1200

Tabla 6.7: Momentos elásticos máximos en columna debidos a sismo en la dirección transversal (en Ton m)

Localización	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
Extremo superior	280	420	440
Extremo inferior	960	1400	1500

Del análisis por carga muerta, se desprende que la carga axial en la columna en su extremo superior corresponde a 160 Ton, mientras que en el extremo inferior aumenta a 200 Ton, debido al peso propio de la columna. Con estas fuerzas axiales y los momentos elásticos de las tablas 6.6 y 6.7 se procedió a entrar a los diagramas de interacción generados y revisar la columna en ambas direcciones. No se utilizó un enfoque de flexocompresión biaxial.

Tabla 6.8 : Capacidades máximas para momento en la columna con base en los diagramas de interacción (Ton m)

Localización/Dirección	Transversal	Longitudinal
Extremo superior	1330	740
Extremo inferior	1370	760

Del análisis de los datos anteriores, puede inferirse que en dirección longitudinal, la capacidad en flexocompresión en el extremo inferior se excede para los momentos obtenidos según el Código Sísmico (CSCR) y CALTRANS, en 25 % y 58 % respectivamente, mientras que para Youngs se mantiene por debajo del límite. Para el caso transversal, la situación se repite, pues en la base de la columna, los momentos estimados según CSCR y CALTRANS superan la capacidad nominal de la columna en 2 % y 9 % respectivamente, por lo que la situación es menos crítica que en la dirección longitudinal.

En ambos casos, debido a que la carga axial en la columna es menor a la correspondiente a la condición balanceada, el tipo de falla estaría gobernado por la fluencia del acero antes que el aplastamiento del concreto se produzca. En ese caso podría esperarse la formación de una rótula plástica en la base de la columna, siempre y cuando el confinamiento en esa zona fuera adecuado.

Para evaluar tal condición, se revisó el refuerzo transversal de la columna. Debido a los niveles de deformación esperados en una zona de rótula plástica, el refuerzo longitudinal puede estar sujeto a fluencia alternante de compresión y tensión, lo cual puede provocar el pandeo lateral de las barras. Se consideran dos tipos de pandeo. El primero implica pandeo sobre una longitud igual al espaciamiento vertical del refuerzo transversal. En el documento ATC-32 (ref. 37), editado en 1996, recomiendan en el artículo 8.21.1 que la separación máxima en las zonas de rótulas plásticas no debe exceder la menor de las siguientes condiciones:

- 1) Un quinto de la dimensión menor de la sección transversal.
- 2) Seis veces el diámetro nominal del refuerzo longitudinal
- 3) 20 cm (8 pulg).

Considerando que la dimensión menor de la sección es 110 cm y que el refuerzo longitudinal lleva 42 varillas # 10, rige la condición 2, para una separación de 19 cm. El refuerzo transversal de la columna no cumple con esta condición, debido a que está constituido por aros #4 separados 30 cm a todo lo largo del elemento.

La otra forma de pandeo considera que éste se da sobre una longitud mayor que el espaciamiento del refuerzo transversal y ocurre cuando el espaciamiento es pequeño pero la razón volumétrica de confinamiento es inadecuada para proveer la restricción lateral necesaria al refuerzo longitudinal. Priestley, Seible y Calvi (ref. 43) han demostrado que la razón

volumétrica mínima para cumplir con esta condición esta dada por la siguiente relación, para acero grado 60

$$\rho_s = 0.00013n_b \quad (\text{Ec. 6.1})$$

donde n_b es el número de varillas longitudinales en la columna

Para la columna en cuestión, esta razón volumétrica mínima es igual 0.00546. Evaluando el refuerzo transversal utilizado, se obtuvo una razón de 0.0012, menor a la recomendada. Además vale también mencionar que en la sección del núcleo de la columna donde el aro es paralelo a los lados rectos el efecto de confinamiento es menos efectivo por carecer el aro de curvatura en el punto de contacto con la varilla.

Por lo anterior, se puede concluir que la región considerada no es apta para desarrollar rotaciones inelásticas significativas sin que el refuerzo longitudinal sufra pandeo, lo cual confirma la vulnerabilidad de la columna de la pila por efecto de la flexocompresión.

6.4.2 Cortante

Los resultados del análisis para el cortante en la columna se detallan en la tabla 6.9. Se revisó para la base de la columna, pues para todos los casos constituye la sección más crítica.

Tabla 6.9 : Cortantes máximos en la base de la columna (Ton)

Descripción	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
Longitud. +0.3 Trans.	66	110	140
Transversal+0.3 Long.	100	150	160

Actualmente hay amplia divergencia respecto a la estimación de la resistencia a cortante en miembros de concreto reforzado, particularmente para el caso en que la influencia de la carga axial y la ductilidad a flexión es considerada.

Se decidió utilizar el enfoque desarrollado más recientemente por Priestley, quien determinó que las ecuaciones sugeridas por el ACI 318-95 para resistencia a cortante no proveen una buena estimación de la resistencia en columnas. Para niveles bajos de ductilidad, estas relaciones tienden a ser excesivamente conservadoras. Por otro lado, el enfoque de Priestley provee mejores predicciones de la capacidad a cortante, y consiste en expresar la capacidad nominal en cortante V_n como

$$V_n = V_c + V_l + V_p \quad (\text{Ec. 6.2})$$

donde V_c es el cortante tomado por el concreto, V_l es el cortante tomado por los mecanismos de armadura y V_p es la resistencia a cortante que aporta la compresión axial.

El cortante tomado por el concreto viene dado por

$$V_c = v_c A_e \quad (\text{Ec. 6.3})$$

donde v_c es el esfuerzo cortante nominal asumido constante sobre el área efectiva A_e . El procedimiento recomienda tomar v_c como $0.29\sqrt{f'_c}$ (MPa) para regiones de poca ductilidad y A_e como un 80% de la sección gruesa

El cortante soportado por el mecanismo de armadura esta dado para secciones rectangulares por la relación:

$$V_s = A_v f_y D \cot \theta / s \quad (\text{Ec. 6.4})$$

donde A_v es el área de refuerzo transversal y f_y es su esfuerzo de fluencia. El ángulo θ representa la inclinación del agrietamiento, que para regiones con confinamiento limitado puede ser tomado como 30° . D es la dimensión larga del núcleo de concreto, medida de centro a centro del aro periférico. Como la columna analizada en este caso no es rectangular, se utilizara un D_{ef} efectivo igual a $0.8 D$. Finalmente, s es la separación de los aros. V_p se toma como un 20% de la fuerza axial.

Tomando en cuenta los factores anteriores, se obtuvo una capacidad a cortante de la sección igual a 388 Ton, por lo que comparando con los valores de la tabla 6.9, se concluye que este tipo de falla no debería presentarse.

Adicionalmente se calculó la capacidad a cortante según el ACI 318-95, y se obtuvo un valor de 228 Ton, que sin embargo sigue siendo suficiente para soportar los cortantes que aparecen en la tabla 6.9.

6.5 Revisión de la placa de fundación de la pila

La capacidad soportante del suelo en el sitio de colocación de la pila se tomó del reporte del Laboratorio de Materiales del Ministerio de Obras Públicas y Transportes efectuado durante el anteproyecto del puente. Tal documento especifica una resistencia permisible de 25 Ton/m^2 . Como no se especifica el factor de seguridad, se asumió un valor típico de 3, lo que resulta en una capacidad última del suelo de 75 Ton/m^2 .

Para revisar los esfuerzos en el suelo se desarrollaron dos diagramas de interacción, tanto para la dirección longitudinal como la transversal, según el procedimiento recomendado por el "Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges" (ref 2.1). A continuación se muestran los diagramas generados.

Para calcular los momentos en la base de la placa se tomaron los valores para la base de la columna (Tabla 6.6 y 6.7) y se adicionó el momento producido por el cortante en la base de la columna con un brazo de palanca de 0.90 m, que es el espesor de la placa. Además a la carga axial de 200 Ton registrada en la base de la columna se debe agregar el peso propio de la placa que corresponde a 59.4 Ton. No se sabe con certeza el espesor de la capa de suelo que cubre la

placa, pero se estimó como 3 m, con un peso típico de 1.8 Ton.m³, para un peso del suelo de 137 Ton. En total, la carga axial corresponde a 396.4 Ton. En la tabla 6.10 aparecen los momentos en la base de la placa.

Tabla 6.10: Momentos elásticos máximos en la base de la placa (Ton m)

Localización	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
Longitudinal	639.4	1049	1326
Transversal	1050	1535	1644

Con base en los diagramas de interacción y una fuerza axial de 396.4 Ton, la capacidad en momento de la placa es de 880 Ton m y 800 Ton m, en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. Por tanto, se concluye que los momentos transmitidos por la placa al suelo puede resultar excesivos y provocar pérdida de soporte de la pila.

La resistencia al volcamiento se revisó para la condición transversal que es la más crítica. La capacidad de resistencia al volcamiento viene dada por la siguiente ecuación:

$$M_f = \frac{(P_c + W_f)}{2} (l_f - a) \quad (\text{Ec. 6.5})$$

donde a es el ancho de la zona de compresión entre el suelo y la placa dada por la relación.

$$a = (P_c + W_f) / b_f f_b \quad (\text{Ec. 6.6})$$

El largo de la placa es l_f y b_f es el ancho, f_b es la capacidad última del suelo, W_f es el peso de la placa, P_c , V_c y M_c son la carga axial, cortante y momento en la base de la columna.

El cálculo para la placa de la pila en la dirección transversal da un valor de M_f de 880 Ton m, inferior a los momentos sobre la placa en la dirección transversal definidos en la tabla en la tabla 6.10. Esta situación, donde la capacidad de resistencia al volcamiento es menor que la resistencia a flexión de la columna no necesariamente indica una respuesta inadecuada aunque el análisis indique la necesidad de ductilidad en la columna. La separación de parte de la base de la placa del suelo por el efecto de volcamiento actúa como una forma de asilamiento en la base, limitando la demanda sísmica de la estructura. Sin embargo, existe la posibilidad de que la pila se vuelva inestable y colapse, si los desplazamientos resultantes son excesivos y no pueden ser tolerados por el sistema estructural completo del puente.

6.6 Revisión de conexiones

6.6.1 Llaves de cortante

La restricción transversal para el claro de vigas I está dada tanto en bastion como en pila por llaves de cortante idénticas. El detalle del refuerzo se mostró en la figura 4.15. CALTRANS recomienda utilizar el concepto de transferencia de cortante por fricción para el diseño y evaluación de llaves o dispositivos similares. Este concepto es apropiado para considerar la transferencia del cortante a través de un plano dado, tal como una grieta existente o potencial, una interfase entre materiales diferentes o entre dos concretos colados en diferentes tiempos. Cuando el agrietamiento empieza, las superficies tienden a deslizarse y por ende a separarse una pequeña distancia. Las varillas que cruzan la interfase ejercen un efecto de "grapa" y permiten que el cortante se transmita por fricción. (ver figura 6.8)

La resistencia nominal a cortante según este enfoque viene dada por :

$$V_n = \mu A_s f_y \quad (\text{Ec. 6.7})$$

Donde A_s es el área total del refuerzo que cruza la interfase, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero y μ es el coeficiente de fricción entre las superficies. Para concreto colado monolíticamente este coeficiente tiene un valor recomendado de 1.4, pero para concretos colados en diferentes momentos como el caso de las llaves del puente Nosara, se recomienda usar un valor 0.6

De acuerdo con la ecuación 6.7, la resistencia nominal para las llaves es 115 Ton. En la tabla 6.11 se muestran los cortantes máximos para la llave en cada apoyo

Tabla 6.11 : Cortantes transversales máximos en llaves (Ton)

Descripción	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
Llave en bastion 3	41.3	52.7	55
Llave en pila	58.1	85.14	88.9

Comparando los valores de la tabla 6.11 con la capacidad nominal de las llaves se concluye que el refuerzo es adecuado para resistir la demanda sísmica para los tres casos analizados.

6.6.2 Dovelas

En el bastión 1 donde se apoyan las vigas tipo canaleta están colocadas cuatro varillas # 6 actuando como anclajes embebidos en el diafragma que une las vigas. Para evaluar la capacidad de estos anclajes se utilizó la ecuación desarrollada por Potyondy (ref. 6.1) que la relaciona con la resistencia a la compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia de los pernos o varillas y de su diámetro, de la siguiente manera (en unidades inglesas):

$$P_u = 1.45 n^{2.3} u d (f_c' f_y)^{0.5} \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Donde P_u : capacidad última del anclaje a la carga transversal.

n : número de varillas en la unidad de anclaje

u : 1 para varillas lisas y 1.23 para estriadas

d : diámetro de la varilla

f_c' : resistencia a la compresión del concreto

f_y : esfuerzo de fluencia en el acero

Evaluando para el sistema de anclaje del puente se tiene una capacidad de 21.3 Ton, la cual es menor a los cortantes longitudinales que se registran en la tabla 6.12, por lo que es muy probable que el sistema de anclaje falle.

Tabla 6.12 : Cortantes en el sistema de anclaje del bastión 1

Descripción	YOUNGS	CSCR	CALTRANS
Longitud. +0.3 Transv.	31.1	29.6	28.9
Transversal + 0.3 Longit.	13.8	15	15.1

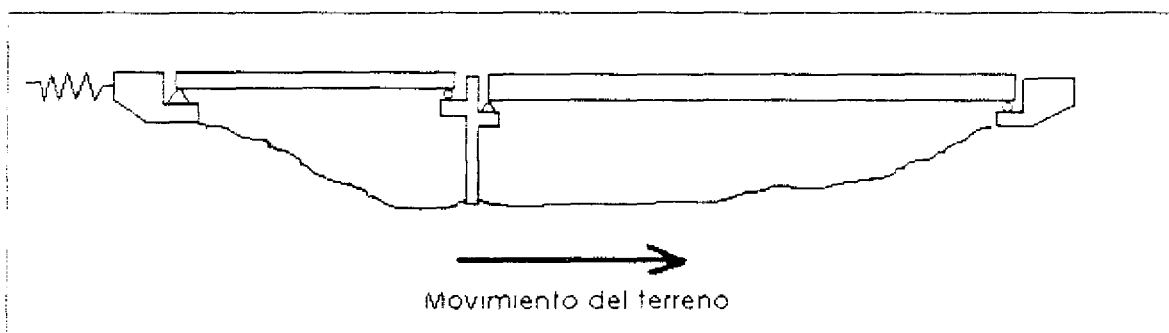


Figura 6.1: Esquema del modelo longitudinal 1.

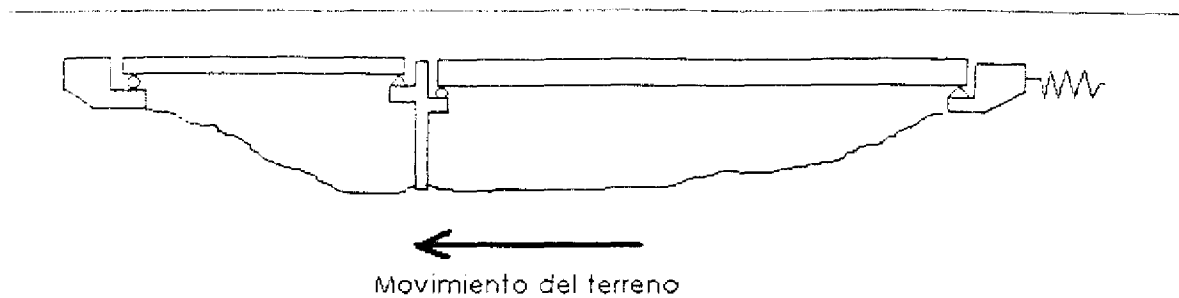


Figura 6.2 : Esquema del modelo longitudinal 2.

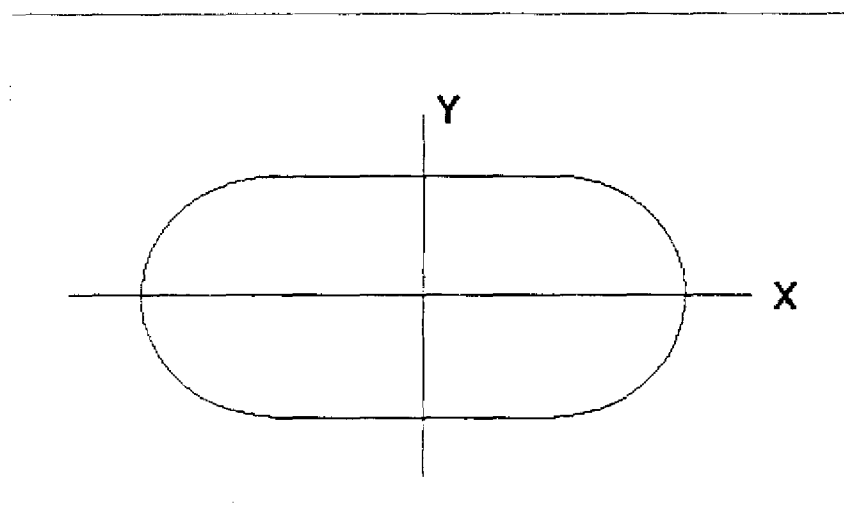


Figura 6.3 : Convención de ejes para la columna .

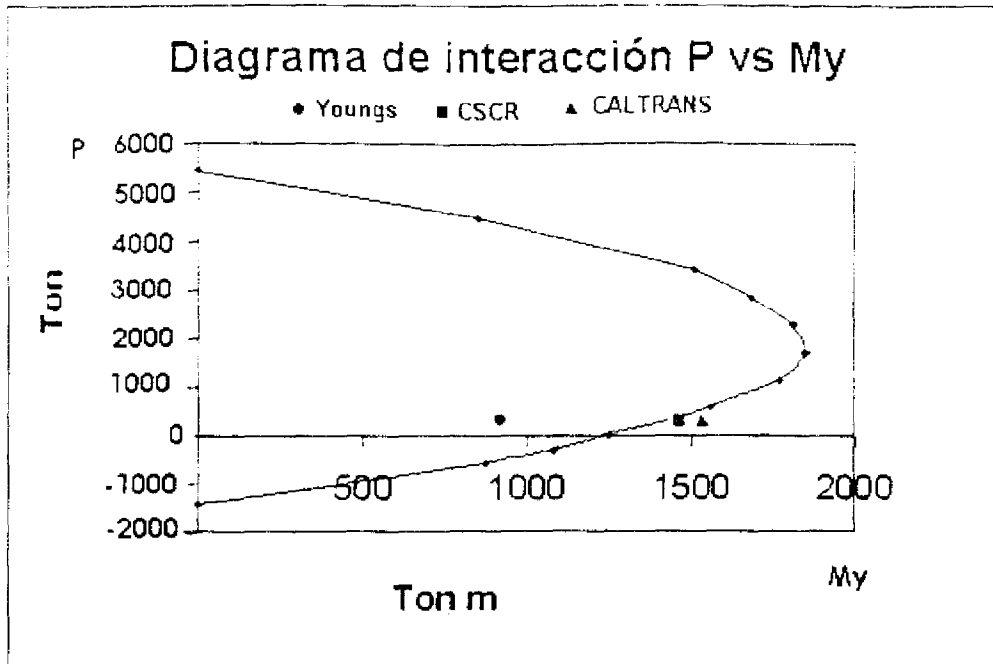


Figura 6.4 : Diagrama de interacción P vs My

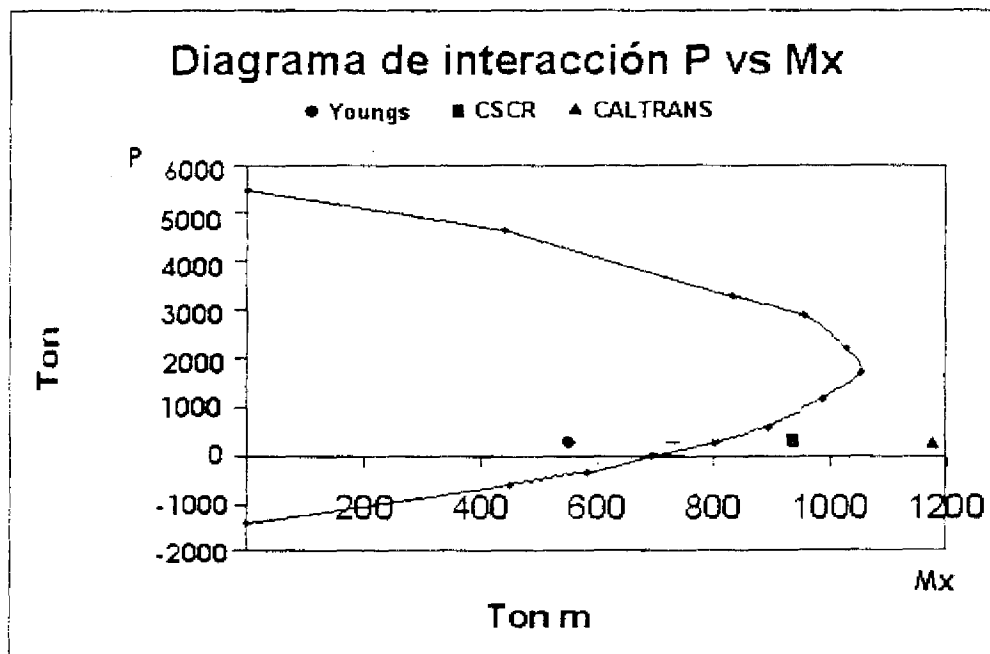


Figura 6.5 : Diagrama de interacción P vs My

Diagrama de interacción placa de pila (Transversal)

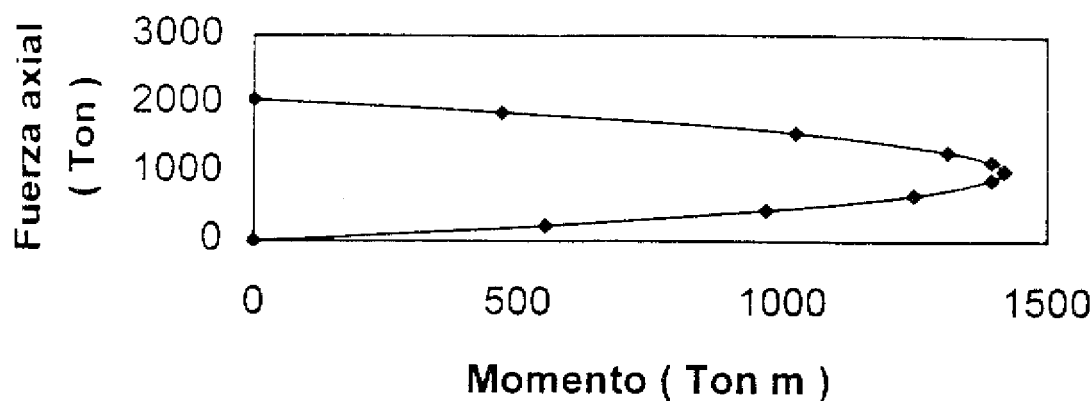


Figura 6.6 : Diagrama de interacción para placa en pila en la dirección transversal.

Diagrama de interacción placa de pila (Longitudinal)

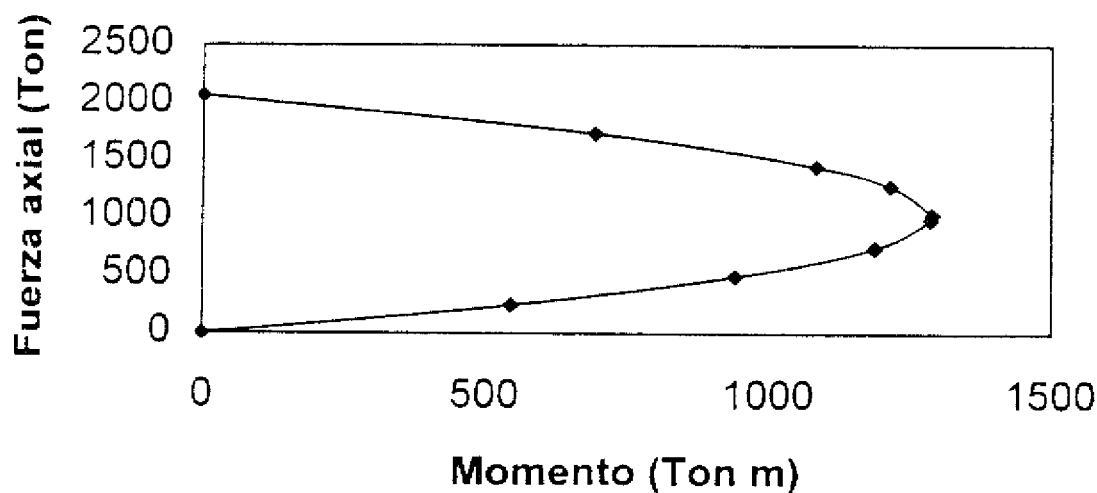


Figura 6.7 : Diagrama de interacción para placa en pila en la dirección longitudinal.

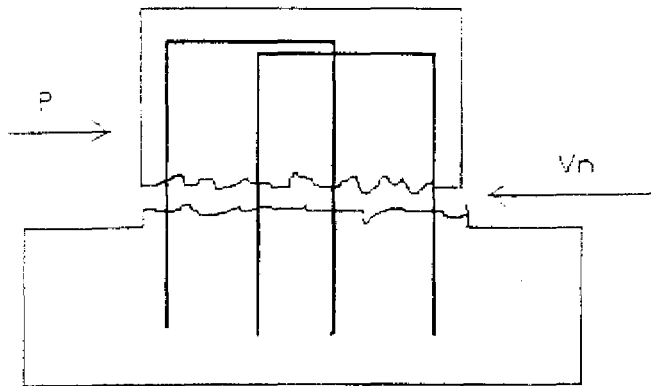


Figura 6.8 : Mecanismo de transferencia de cortante por fricción.