

Contenido

1- INTRODUCCIÓN	3
1.1- INTRODUCCIÓN	3
1.2- OBJETIVOS	3
1.2.1- Objetivo general:	3
1.2.2- Objetivos particulares:.....	3
1.3- CONTENIDO DEL INFORME	3
2- ANÁLISIS DE ANTECEDENTES.....	4
2.1- CONCEPTOS BÁSICOS	4
2.2- DIFERENCIAS CONCEPTUALES ENTRE DDBD Y FBD	6
2.2.1- Problemas con los diseños sísmicos actuales (FBD)	6
2.2.2- Dificultades en el diseño sísmico basado en desplazamientos:	9
2.3- APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD A PUENTES (CARACTERÍSTICAS ESPECIALES)	10
2.3.1- Forma de la sección de la pila.....	10
2.3.2- Elección entre Pila de columna simple o multi-columna	12
2.3.3- Conexión entre las pilas y la superestructura monolítica vs soportado por apoyos	12
2.3.4- Interacción entre el suelo y la estructura.....	13
2.3.5- Puentes de múltiples y largos tramos	14
3- METODOLOGÍA.....	15
3.2- PROCESO DE DISEÑO PARA LA RESPUESTA LONGITUDINAL	15
3.2.1- Determinación del desplazamiento de fluencia de la pila:	15
3.2.2- Desplazamiento de diseño para pilas soportadas por zapatas:	17
3.2.3- Desplazamiento de diseño para pilas del tipo Pilote-Columna:.....	19
3.2.4- Amortiguamiento del sistema para respuesta longitudinal	20
3.3- PROCESO DE DISEÑO PARA LA RESPUESTA TRANSVERSAL	22
3.3.1- Perfiles de desplazamiento transversal:.....	22
3.3.2- Amortiguamiento del sistema	23
3.3.3- Proceso de diseño para la respuesta transversal:	24
3.4- OTRAS CONSIDERACIONES NECESARIAS	26
3.4.1- P- Δ check	26
3.4.2- Pilas esviadas	27

Hipótesis	27
Límites.....	28
4 - APLICACIÓN A 2 CASOS REALES:.....	29
4.1- VIADUCTO TROPEZÓN:.....	29
4.1.1- Breve memoria descriptiva:	29
4.1.2- Proceso de diseño para la respuesta longitudinal:.....	30
4.1.3- Respuesta longitudinal del sistema:.....	33
4.1.4- Proceso de diseño para la respuesta transversal:	38
4.2- PUENTE PARAGUAY:.....	45
4.2.1- Breve memoria descriptiva:	45
4.2.2- Proceso de diseño para la respuesta longitudinal (pilote-columna):.....	46
4.2.3- Respuesta longitudinal del sistema (pilote-columna):.....	49
4.2.4- Proceso de diseño para la respuesta longitudinal:.....	51
4.2.5- Respuesta longitudinal del sistema:.....	53
4.2.6- PROCESO DE DISEÑO PARA LA RESPUESTA TRANSVERSAL:	57
5- Conclusiones.....	68
6- Referencias	69
7- Anexos	69

1- INTRODUCCIÓN

1.1-INTRODUCCIÓN

DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) DE LA INFRAESTRUCTURA DE PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO

En la actualidad, el diseño sismorresistente de edificios y puentes en la Argentina y el mundo se basa mayoritariamente en el uso de métodos basados en fuerzas, esto es una consecuencia de cómo se diseña para otro tipo de solicitaciones tales como cargas gravitacionales y de viento.

En este informe se muestran las principales falencias de estos métodos y se presenta un método de diseño basado desplazamientos, como una alternativa racional y práctica para el diseño sismorresistente de estructuras, en particular para este trabajo, infraestructura de puentes.

1.2-OBJETIVOS

1.2.1- Objetivo general:

- Aplicar el método de diseño sísmico basado en desplazamientos para obtener los esfuerzos de diseño de la infraestructura en casos reales, para diferentes emplazamientos.

1.2.2- Objetivos particulares:

- Analizar el proceso de diseño de DDBD aplicado a puentes.
- Encontrar diferencias conceptuales entre el método DDBD y los métodos basados en fuerzas (BFD por sus siglas en inglés) utilizados en los reglamentos de diseño sísmico actuales.
- Dilucidar problemas de aplicación del método DDBD.

1.3-CONTENIDO DEL INFORME

A través de este informe, se busca realizar una breve introducción a la aplicación del método DDBD en el diseño de la infraestructura de puentes.

Se comienza entonces, por una breve explicación del método, donde se resaltan los puntos fundamentales, hipótesis, límites, etc. del método, como así también las premisas básicas de diseño sismoresistente.

Luego se sigue con la metodología de diseño del DDBD aplicado al diseño de puentes, se fijan los puntos principales a tener en cuenta y los pasos para obtener los esfuerzos debidos al sismo tanto en dirección transversal como longitudinal.

Por último se presentan dos casos reales de puentes, ubicados en dos zonas sísmicas diferentes, para los cuales se obtienen los desplazamientos característicos y posteriormente sus respectivos esfuerzos de diseño. De aquí se desprenderán las conclusiones correspondientes a la aplicación del método.

2- ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

2.1- CONCEPTOS BÁSICOS

El DDBD lo propuso por primera vez Priestley en 1993, como una herramienta de diseño basado en el desempeño de las estructuras ante un sismo. El método varía su aplicación y desarrollo según el tipo de estructura a analizar, ya sea esta un sistema aporticado, de tabiques, un puente, etc.

Sin embargo, el razonamiento básico para la aplicación del diseño es siempre el mismo: determinar un desplazamiento de diseño y un sistema equivalente inelástico de un grado de libertad (SDOF), que tendrá un comportamiento lineal a partir de una rigidez efectiva (secante). A partir de éstos, determinar la sollicitación sísmica de diseño en la base de la estructura real.

Sucintamente, los pasos a seguir para la aplicación son los siguientes:

Determinación del desplazamiento de diseño: Se calcula un desplazamiento máximo para la estructura Δ_d , que estará compuesto usualmente por una porción elástica y otra plástica:

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p$$

En sistemas de múltiples grados de libertad estará representado por un promedio ponderado de los desplazamientos máximos (éste promedio es para un equivalente de un sistema de un grado de libertad como se ve en la figura) de cada GDL según la masa m_i de cada uno de ellos involucrada en el primer modo de vibración:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \times \Delta_i^2}{\sum m_i \times \Delta_i}$$

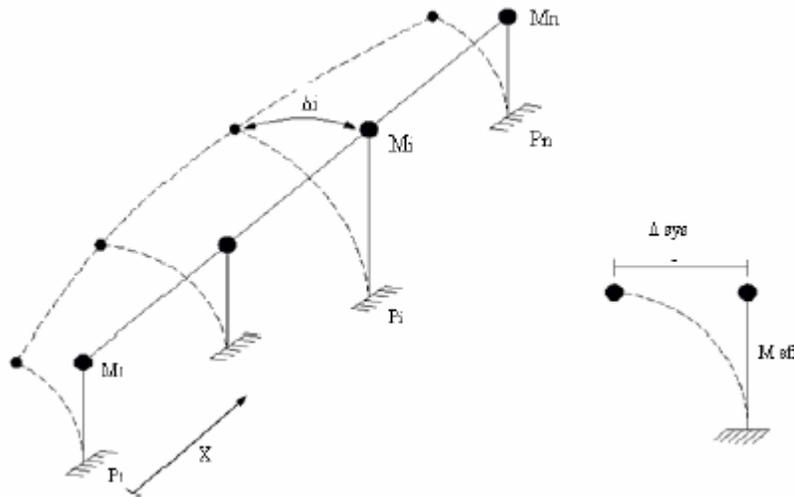


Figura 1

Usualmente, se toman como parámetros para definir el desplazamiento máximo, la resistencia de los materiales de la estructura, o un valor de deformación que limite el daño estructural o no estructural que me asegure una cierta "performance" de mi construcción.

Para definir esto, se toma el valor de desplazamiento de la masa crítica, y a partir de este se determina una deformada inelástica para el resto de las masas restantes mediante un factor de forma. La ubicación y valor del desplazamiento de la masa crítica depende del tipo de construcción analizada y del sistema estructural elegido para la misma.

Caracterización del SDOF: se debe determinar la altura efectiva H_e , la masa total involucrada en el primer modo de vibración m_e . Los mismos se calculan en base a los desplazamientos totales de cada piso, siendo las fórmulas generales, respectivamente:

$$m_e = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i}{\Delta_d}$$

$$H_e = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i}$$

Donde m_i es la masa asociada a cada grado de libertad, Δ_i es el desplazamiento de cada masa, y H_i es la altura de cada masa.

Determinación del período equivalente de la estructura T_e : para obtener este valor se debe determinar primero el amortiguamiento equivalente ξ de la estructura que depende de la ductilidad de mi estructura:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

y del sistema estructural utilizado (pórtico, tabique, hormigón pretensado, etc), que define la regla histerética a utilizar para determinar la energía amortiguada.

Este amortiguamiento se utiliza luego para disminuir el espectro de desplazamientos elástico para obtener el inelástico, mediante la fórmula:

$$R_\mu = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^\alpha$$

Donde α varía según la velocidad de la onda sísmica.

A partir de ahí, y con Δ_d , puedo sacar del espectro T_e .

Cálculo de la rigidez equivalente K_e del SDOF: esta representa la rigidez secante luego de la deformación inelástica, y es la que se utiliza para determinar el corte basal.

La fórmula depende de la masa y el período de la forma:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

Obtención del corte basal V_B : con el desplazamiento y la rigidez ya obtenidos, simplemente calculo el corte como

$$V_B = K_e \times \Delta_d$$

Luego el corte se distribuye según las características estructurales y geométricas de la construcción, y permitirá el diseño de las rótulas plásticas que deberá ser complementado con el diseño por capacidad correspondiente.

Todo lo anteriormente expuesto puede verse en la siguiente imagen, donde se caracteriza básicamente la aplicación del método para un edificio aporticado de cuatro pisos:

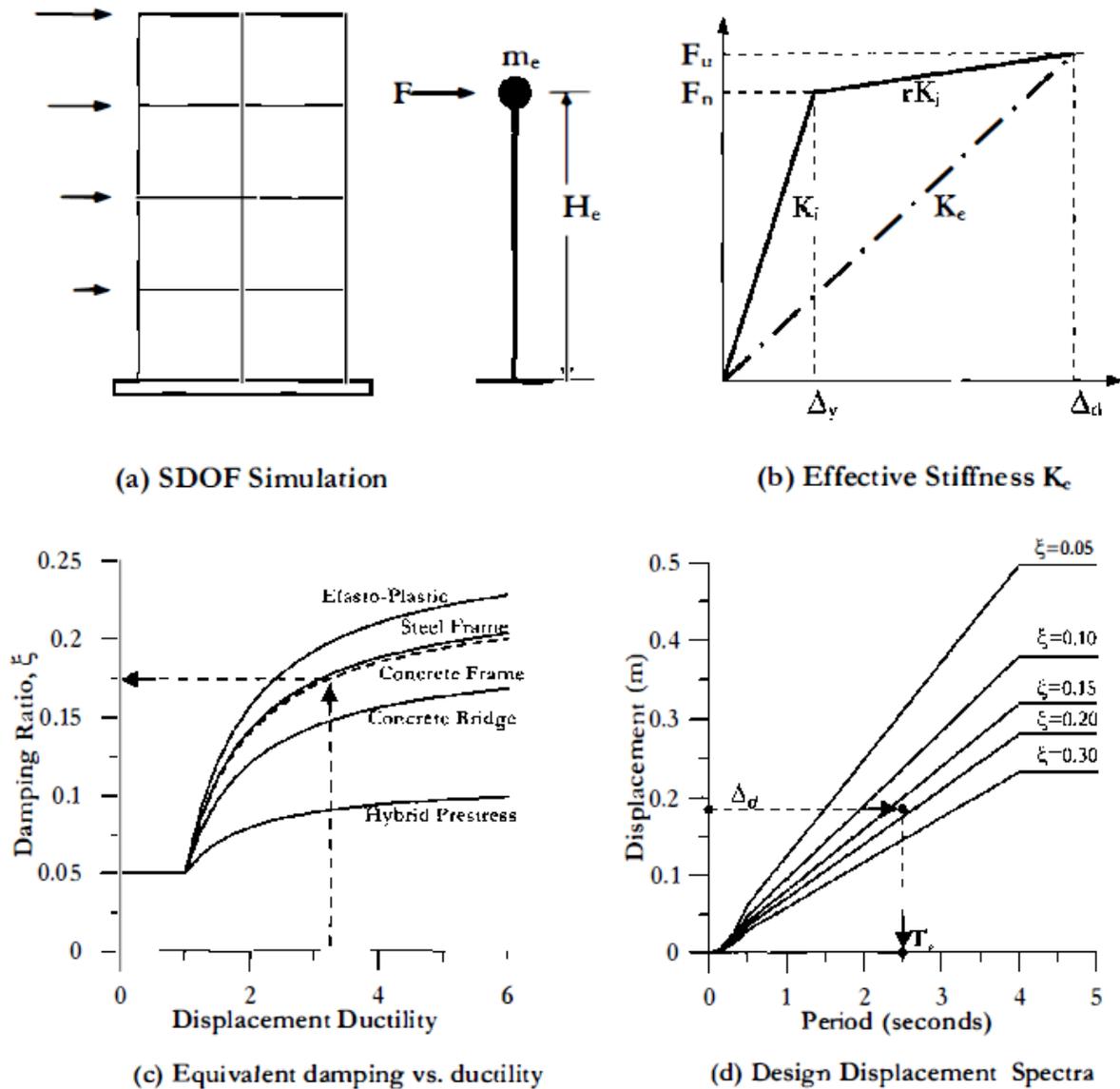


Figura 2

Figura 3: Aplicación básica del ddbd

En la figura (a) puede apreciarse el SDOF, y a su derecha la representación bilineal de la curva fuerza-desplazamiento, donde K_i representa la rigidez elástica y rK_i la porción plástica. K_e es la rigidez secante usada en la representación del SDOF.

En los gráficos en la parte inferior, vemos el amortiguamiento total representado según el tipo de estructura y la ductilidad, y los espectros inelásticos de desplazamiento disminuidos según el amortiguamiento aplicado.

2.2- DIFERENCIAS CONCEPTUALES ENTRE DDBD Y FBD

2.2.1- Problemas con los diseños sísmicos actuales (FBD)

El diseño sismorresistente se ha basado tradicionalmente en fuerzas (FBD), esto es una consecuencia de cómo se diseña para otro tipo de solicitaciones tales como cargas gravitacionales y de viento. No obstante, es ampliamente reconocido que la resistencia que se da a la estructura tiene menor importancia en el diseño sismorresistente. Si la estructura tiene menor resistencia que la demandada por las cargas gravitacionales, la estructura colapsa, sin embargo, si la resistencia es menor que la demandada por el sismo, la estructura fluye, dañándose, disipando energía y si ha sido diseñada adecuadamente no colapsa.

Por otro lado, los métodos de diseño basado en fuerzas, usado convencionalmente en los códigos actuales, basan sus formulaciones en un comportamiento elástico de la estructura.

Las fuerzas que se aplican en la estructura corresponden a la respuesta elástica de la misma utilizando un espectro de aceleraciones para obtenerlas. Este último, a su vez, se basa en estimaciones elásticas de la rigidez. Luego esas fuerzas se dividen por un factor de reducción que representa la capacidad de ductilidad de la estructura. Las fuerzas reducidas se aplican directamente a la estructura, que conserva sus características elásticas, y luego se verifica que los desplazamientos no superen las derivas límites impuestas por el código utilizado.

Algunos de los problemas más notables provenientes de la aplicación de estos métodos de diseño son:

Uso de la rigidez elástica para definir el comportamiento de la estructura: este parámetro no se conoce al comienzo del proceso de diseño (hay un predimensionado que da alguna noción de la misma, pero sin certeza). Esto genera que el cálculo del período efectivo, y por ende del corte basal, contengan un margen de error significativo.

La distribución del corte basal, en los FBD se realiza en base a la rigidez elástica. Esto es ilógico, porque plantea que todas las rótulas plásticas van a formarse simultáneamente y para el mismo desplazamiento, en desmedro de sus distintas rigideces.

El error en este último punto, surge porque el FBD considera una rigidez EI constante, y por lo tanto la curvatura de fluencia ϕ_y es directamente proporcional al momento resistente M_N :

$$EI \cdot \phi_y = M_N$$

Distintos estudios demuestran que la curvatura es prácticamente independiente de la resistencia de la sección, por lo que lógicamente, resistencia y rigidez serán constantes. En la figura pueden verse primero el planteo actual, y luego lo que el DDBD expresa.

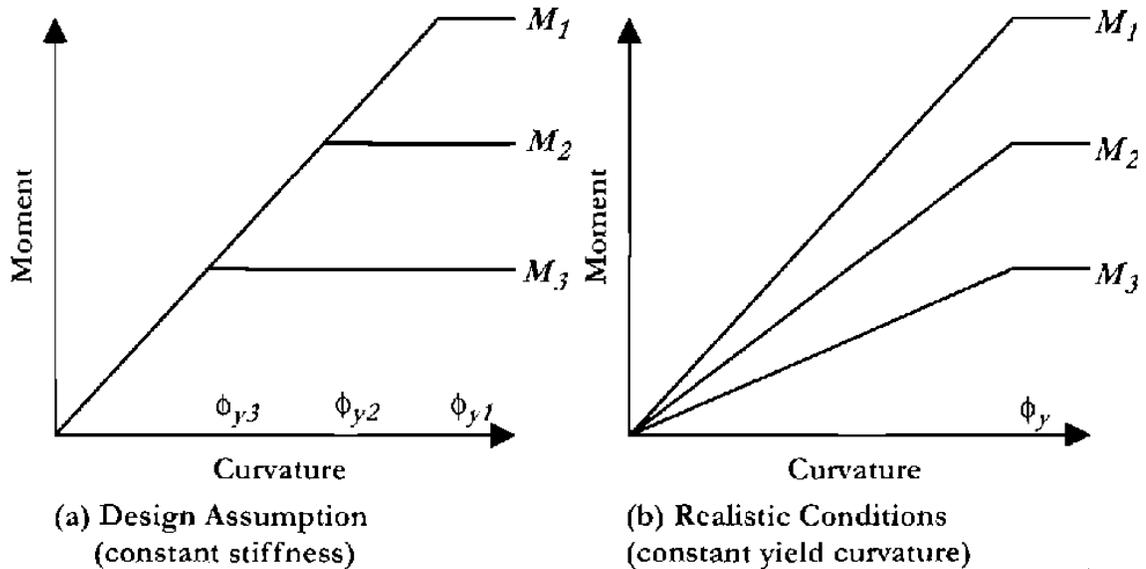


Figura 4: Curvatura de fluencia según FBD y DDBD

La rigidez no será constante, y mucho menos igual a la elástica, ya que primero se fisurará la sección, variando para siempre la rigidez inicial, además de la reducción que se dará luego de cada incursión en el campo plástico.

Lo planteado anteriormente se traduce directamente a corte-desplazamiento, por lo que la suposición de que el desplazamiento de fluencia es función de la resistencia al corte es errónea. Las rótulas se formaran en distintos momentos, y la fuerza se irá redistribuyendo a medida que aparezcan nuevas rótulas, así como la rigidez de los elementos se irá degradando para cada ciclo de carga.

Factores de reducción de resistencia constantes para cada tipo estructural: En DBF se utilizan factores de reducción de resistencia R , para reducir la demanda elástica de resistencia, induciendo así demanda de ductilidad en la estructura. Por lo tanto, la magnitud de los factores R está relacionada fundamentalmente con la capacidad de ductilidad atribuida a la estructura o a un sistema estructural. En los códigos de DBF se presentan valores de R que varían dependiendo del tipo de estructura, implicando que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño.

En un simple ejemplo se puede demostrar que este planteo es incorrecto. Suponiendo que se tienen dos pilas de puente de igual sección transversal, pero de 3m de altura la primera y de 8m la segunda, tal como se aprecia en la figura.

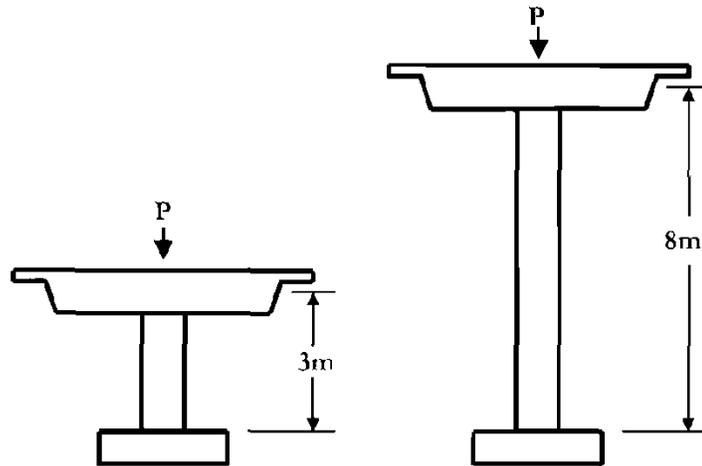


Figura 5

Si se utilizan los conceptos que más adelante se verán, el desplazamiento de fluencia se puede estimar como:

$$\Delta_y = \phi_y \cdot H^2 / 3$$

Con H igual a la altura efectiva, y el desplazamiento plástico es:

$$\Delta_p = \phi_p \cdot L_p \cdot H$$

La ductilidad de cada estructura será entonces:

$$\mu = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_p}{\phi_y H}$$

Donde ϕ_p es la curvatura en zona plástica y L_p es la longitud de la rótula plástica en la base, que está poco relacionada a la altura de la pila.

Tomando diámetro de armadura longitudinal igual para las dos pilas, que deriven en una longitud de anclaje de 30 cm, y el mismo tipo de acero, la fórmula resulta:

$$\mu = 1 + 3 \frac{\phi_p (0,08 \cdot H + 0,30)}{\phi_y H}$$

De aquí se desprende que la ductilidad de la columna flexible será mayor que la de la columna corta, por ende haciendo inválido el planteo de que para un mismo tipo de estructura se aplica un mismo coeficiente de reducción.

El FBD no suele tener en cuenta los efectos de la fundación: la fundación tiene incumbencia directa en la determinación de los desplazamientos de fluencia de la estructura, y no está contemplado en los FBD.

En el DDBD esto se aplica con la inclusión de los desplazamientos de la fundación en el cálculo del desplazamiento de fluencia y de diseño; e inclusión del amortiguamiento de la misma en la determinación de los esfuerzos.

2.2.2- Dificultades en el diseño sísmico basado en desplazamientos:

Ya vimos cuales son las ventajas de aplicar éste método frente a los métodos basados en fuerzas. Ahora veremos algunos problemas relacionados con la aplicación del DDBD:

- Se requiere de experiencia por parte del diseñador respecto del comportamiento de la estructura para determinar la distribución de los esfuerzos dentro de la misma. Esto se da tanto para distribuir el corte basal, como también para determinar las relaciones de las resistencias flexionales de las vigas en edificios.
- Se requiere y se asume alto nivel de regularidad y simetría en las estructuras, como así también uniformidad en las secciones de los elementos estructurales, tanto en altura como en planta.
- En puentes, se tienen en cuenta sólo algunos tipos de suelo (arena y arcilla)

Sin embargo, a medida que éste método se vaya difundiendo, los códigos evolucionarán a manera de tratar de abarcar la mayor cantidad de casos posibles, como así también tratar de evitar ambigüedades dentro del proceso de diseño.

2.3- APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD A PUENTES (CARACTERÍSTICAS ESPECIALES)

Los puentes son generalmente estructuras simples, que tienen un número de elementos estructurales (pilas, estribos, tableros) reducido. Por otra parte, normalmente son muy irregulares, con alturas de columnas distintas, longitudes de tablero diferentes y algunas veces con curvaturas tanto en el plano vertical como horizontal de la superestructura. Como la estructura en estos casos está dictada en menor medida por la arquitectura, el diseñador debe tener en cuenta las consecuencias estructurales que devienen de la tipología que se utilice.

2.3.1- Forma de la sección de la pila

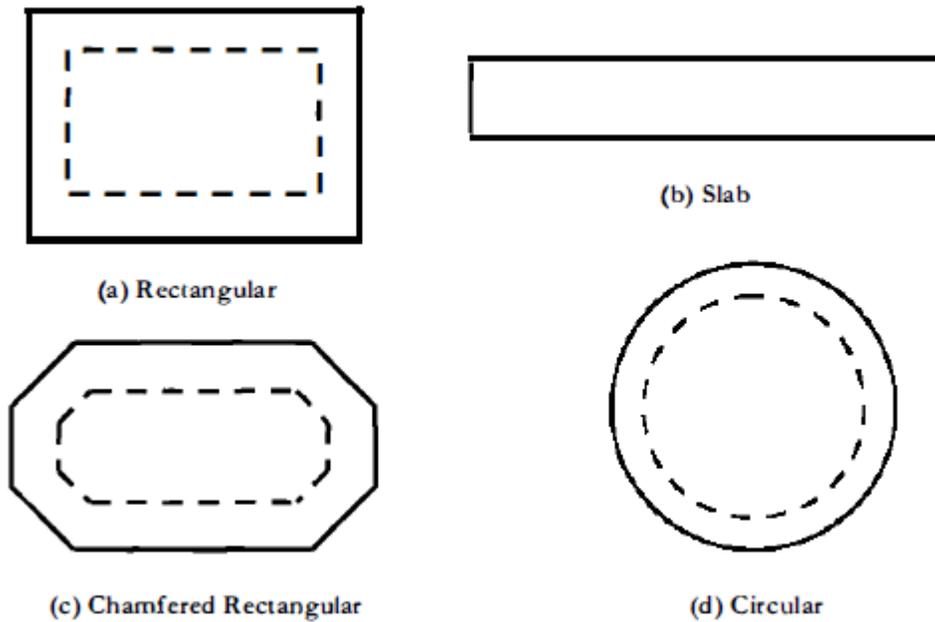


Figura 6

En la figura anterior se muestran las secciones comúnmente adoptadas para las columnas de puentes, generalmente se suele optar por las secciones rectangular o circular, con la variante de sección hueca en ambos casos.

También se elegirá para el diseño el número de columnas, donde puede darse el caso que se use una única columna por pila o varias.

Las columnas rectangulares, a pesar de ser de uso común en puentes, son menos convenientes que las circulares por la dificultad de proveer una adecuada restricción al pandeo de las barras con el refuerzo transversal. Las columnas circulares en cambio, confinadas por zunchos, son fáciles de construir y tienen la ventada de tener una resistencia a la flexión omnidireccional.

Otro problema que presentan las columnas rectangulares, es que bajo la respuesta sísmica diagonal, perderá el recubrimiento para menores intensidades de sismo que respondiendo para en las direcciones principales ya que la profundidad de la zona de compresión deberá ser mayor para proveer la compresión necesaria.

Con la sección con chaflanes, se tiene la ventaja de que se pueden confinar las barras longitudinales con series de espirales, con la ventaja constructiva similar a la expresada anteriormente con columnas circulares.

Cuando para la respuesta longitudinal de un puente de relativamente pocos tramos, tenemos que los estribos toman la mayor parte de los esfuerzos, se opta por la sección b) de la figura. Esta sección se comporta como un tabique para la dirección transversal y para la respuesta longitudinal debido a su flexibilidad, significa que contribuye poco en este sentido. Debido a esta flexibilidad, que también permite los desplazamientos térmicos, significa que generalmente no sea necesario proveer confinamiento para la respuesta longitudinal.

En el caso que se tengan puentes de tramos largos y pilas altas, se puede optar por columnas de sección hueca. Estas tienen la ventaja de reducir la cantidad de concreto vertida, por ende reduciendo la respuesta inercial de las pilas.

Se ha demostrado que para columnas circulares huecas, en simulaciones sísmicas, con toda la armadura longitudinal y transversal ubicada en una simple capa cerca de la cara exterior, proveen una excelente respuesta histerética para deformaciones unitarias de la parte comprimida menores a 0,006. Para deformaciones mayores, una pérdida en el recubrimiento implicaría un incremento en la profundidad del eje neutro, aumentando la deformación en la cara interna de la columna, perdiendo dicho recubrimiento y resultando en una implosión.

2.3.2- Elección entre Pila de columna simple o multi-columna

Esta elección no puede realizarse de manera independiente de escoger la conexión entre las pilas y la superestructura (que se detalla en el punto contiguo). Para estructuras soportadas por apoyos, la elección de columna simple parece atractiva, ya que las características propias de la columna (resistencia y rigidez) se pueden diseñar iguales en direcciones ortogonales. La ubicación y la performance de la rótula plástica se sabrán con un buen grado de certeza.

Pilas conformadas por varias columnas son más apropiadas para conexiones monolíticas entre la superestructura y las pilas, y cuando el ancho de la superestructura es grande, resultando en potenciales grandes excentricidades de las cargas vivas para pilas de columna única.

2.3.3- Conexión entre las pilas y la superestructura monolítica vs soportado por apoyos

En la figura siguiente se muestran los dos tipos de conexiones normalmente utilizados:

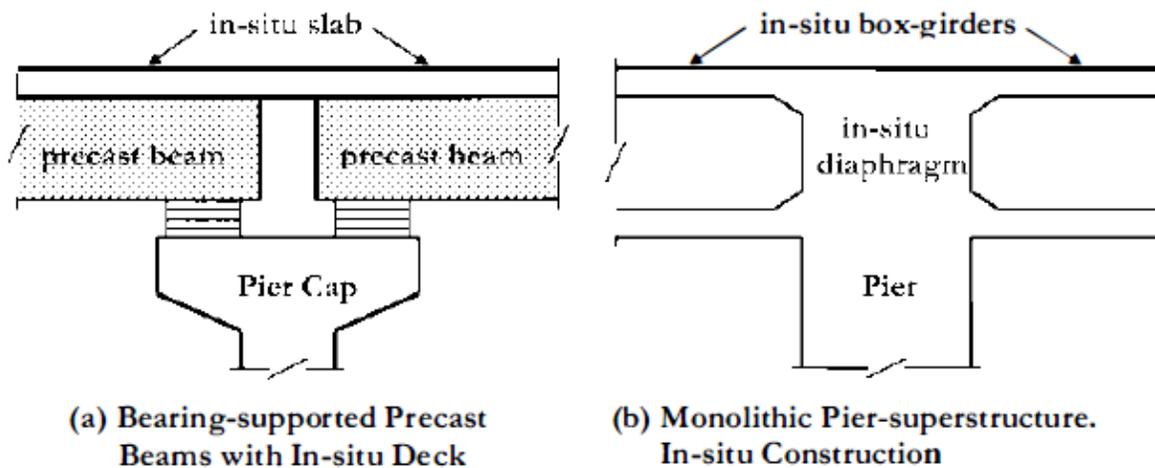


Figura 7

Por un lado tenemos la conexión monolítica (b), la cual, debido a sus características, proporciona redundancia adicional de disipación de energía, debido a que se pueden formar rótulas tanto en el borde superior como inferior de las columnas, al menos bajo la respuesta longitudinal. En el caso de pilas de varias columnas, esta ventaja se extiende a la respuesta transversal.

Una gran desventaja que presenta este tipo de conexión, es que los momentos que se generan en el borde superior de la pila, se transmiten al tablero, sumándose a los momentos que se generan por las cargas muertas y vivas sobre el mismo, debiendo tener que aumentar los costos de construcción de la superestructura.

Por el otro lado, encontramos el tipo de conexión a través de apoyos. Estos tienen la ventaja de minimizar los problemas asociados con la transferencia de momentos a la superestructura.

Generalmente éste es el tipo de conexión que se elige para proveer resistencia sísmica por medio de aislación sísmica. Los desplazamientos de estos tipos de conexión generalmente serán mayores que para conexiones monolíticas.

2.3.4- Interacción entre el suelo y la estructura

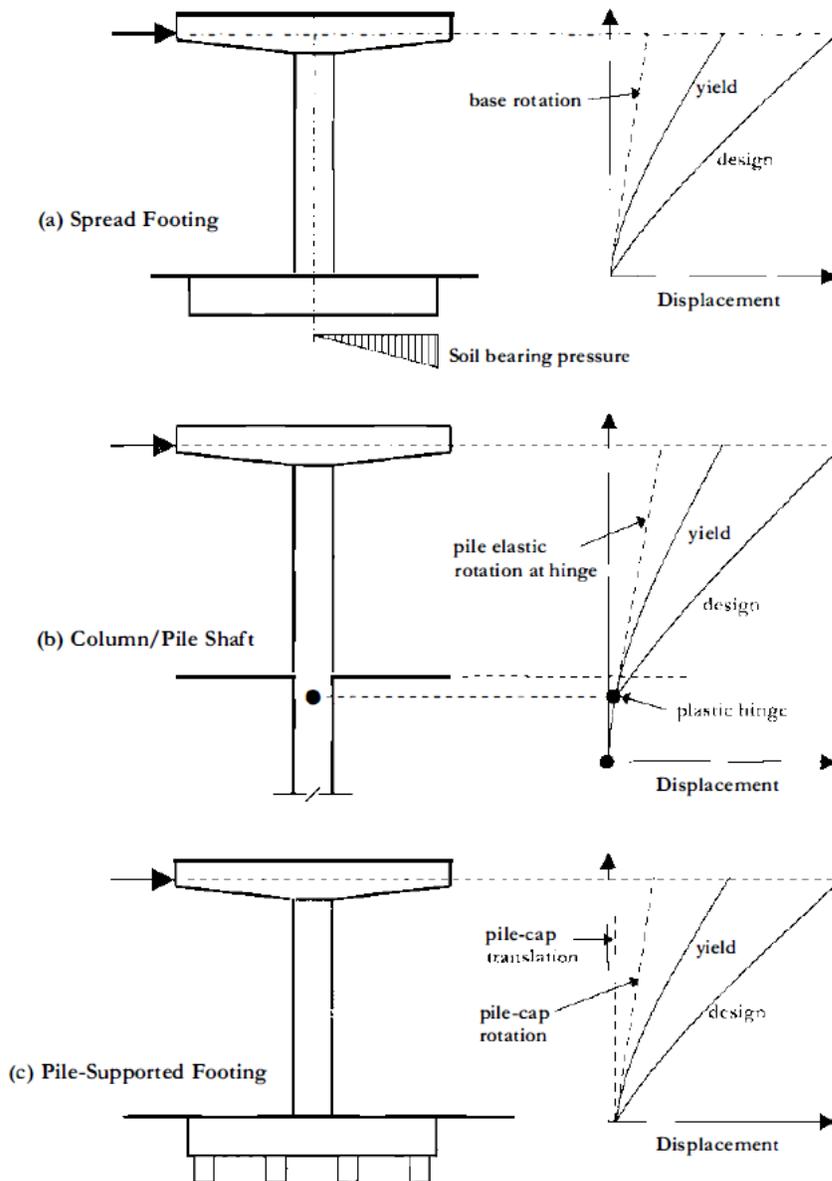


Figura 8

Normalmente se requiere que los puentes crucen ríos y valles, donde las condiciones de fundación están lejos de ser las ideales. Como consecuencia, la interacción entre el suelo y la estructura requieren una consideración especial.

En la figura anterior se detallan tres de las condiciones de fundación más comunes.

La primera imagen (a), representa una pila soportada por zapata corrida, aquí se debe considerar la influencia que tiene en el amortiguamiento equivalente y la ductilidad, que se verán afectadas por la variación de la rigidez en la fundación que se puede dar al elevarse parcialmente alguno de los lados de la zapata debido a esfuerzos flexionales en la pila. Se puede considerar como criterio de diseño que al menos un 50% de la zapata permanezca en contacto con el suelo de fundación.

La segunda imagen (b) , representa un diseño en donde la columna de la pila continúa dentro del suelo de fundación convirtiéndose en pilote. En el ejemplo la pila y columna tienen idénticas dimensiones y el mismo refuerzo longitudinal y transversal. Los momentos máximos ocurrirán a una cierta distancia (generalmente 2 veces el diámetro o menos) dentro del suelo de fundación.

El tercer caso (c) representa una zapata soportada por pilotes, que generalmente se comporta de manera similar a la zapata del caso (a) , aunque debido a que tiene pilotes, probablemente el suelo tenga menor rigidez y resistencia que dicho caso, y puede que la traslación horizontal de la punta de los pilotes sea significativa.

2.3.5- Puentes de múltiples y largos tramos

Muchos puentes tienen longitud considerable, a menudo varios kilómetros. Se debe decidir si es realista asumir que los esfuerzos de diseño son coherentes y en fase.

Normalmente los puentes se diseñaran para la respuesta transversal como sub-estructuras independientes, normalmente entre juntas de movimiento, representando los tramos siguiente y anterior con rigideces y resistencias simplificadas. Cuando esto último se adopte, sería preferente que hubiera un solapamiento entre las sub-estructuras que se calculan.

3- METODOLOGÍA

3.2- PROCESO DE DISEÑO PARA LA RESPUESTA LONGITUDINAL

La respuesta longitudinal de puentes rectos está simplificada por el hecho que, exceptuando para puentes muy largos, el desplazamiento de diseño va a resultar el mismo para todas las pilas.

El problema principal para el diseño longitudinal, va a ser entonces encontrar los desplazamientos de fluencia para cada pila, como así también su amortiguamiento viscoso y combinarlos para obtener los parámetros del diseño por desplazamiento.

3.2.1- Determinación del desplazamiento de fluencia de la pila:

Lo primero que debemos realizar, es obtener la curvatura de fluencia de la pila. Que, en el caso de columnas circulares viene dado por la ecuación:

$$\phi_y = 2,25 \frac{\epsilon_y}{D}$$

Que es aplicable tanto para columnas sólidas como huecas. La única limitación que se debe tener en cuenta para columnas huecas, es que esta curvatura no puede superar el valor de $0,006 \text{ m}^{-1}$ para la cual se da la rotura del recubrimiento.

Continuamos entonces con el calculo del desplazamiento de fluencia, que viene dado por la ecuación:

$$\Delta y = C_1 \phi_y (H + L_{sp})^2$$

Donde:

Δy = desplazamiento de fluencia de la pila

C_1 = constante que depende de los vínculos extremos

H = altura de la pila

L_{sp} = Longitud de penetración de las deformaciones

Encontramos diferentes casos a considerar si tenemos en cuenta los tipos de restricciones en los extremos de la pila:

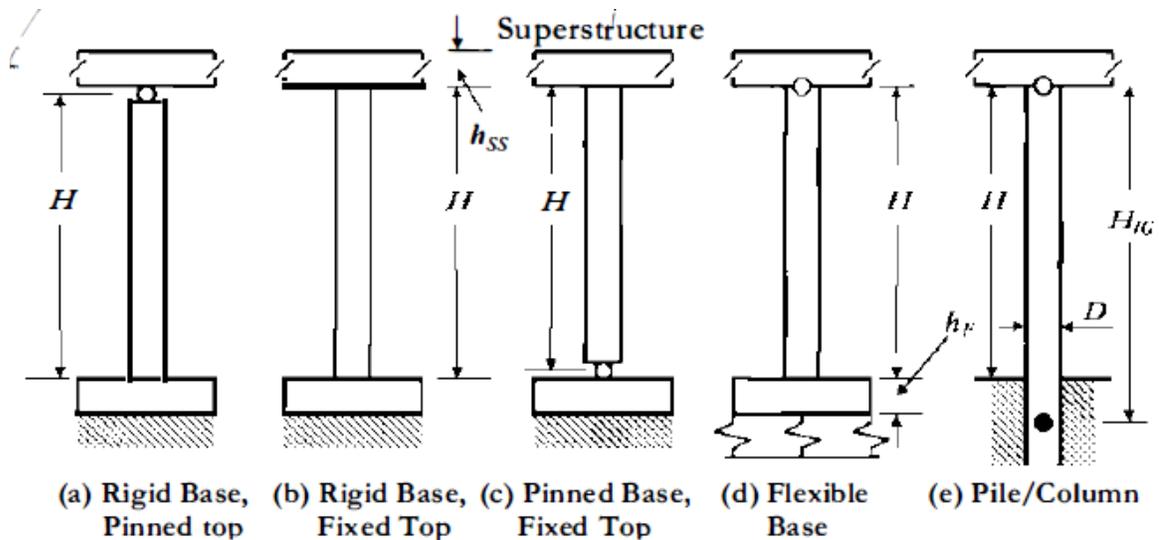


Fig.10.5 Possible Fixity Conditions for Longitudinal Response

Figura 9

En la figura anterior podemos encontrar 5 diferentes casos de conexiones entre la pila y superestructura y la fundación:

- Base rígida y conexión con la superestructura articulada,
- Base rígida y empotramiento de la pila en la superestructura,
- Base articulada y empotramiento en la superestructura,
- Base flexible y conexión tanto articulada como empotrada con la superestructura,
- Y por último, pila del tipo pilote-columna.

Según sea el caso van a ser los valores que se van a adoptar en la ecuación del desplazamiento de fluencia, hacemos hincapié en los casos más comunes de fundaciones:

Para bases rígidas:

$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times db_l$ (por cada lado de la pila restringido al giro, es decir si tiene conexión rígida a la super estructura $L_{sp} = 0,044 \times f_{ye} \times db_l$)

Dónde:

f_{ye} = tensión de fluencia

db_l = diámetro de las barras longitudinales de la pila.

$C_1 = 1/3$ (para cabeza de la pila articulada)

$C_1 = 1/6$ (para cabeza de la pila empotrada en la superestructura)

Pilote-Columna:

En este caso, obtengo H_{ig} que reemplaza a H en la ecuación del desplazamiento de fluencia ($L_{sp} = 0$ si es articulada la conexión entre pila y superestructura) y a C_1 de los gráficos siguientes:

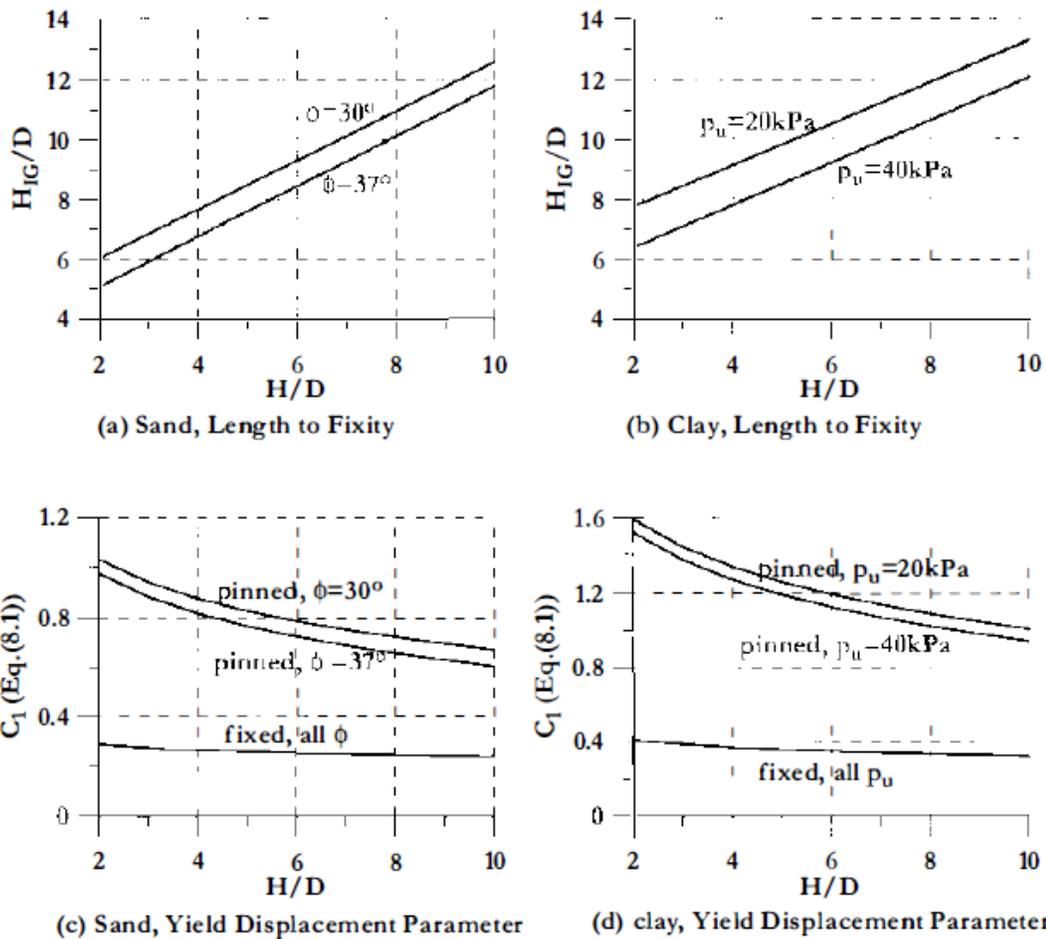


Fig.10.6 Data for Yield Displacement Calculations for Pile/Columns (after [S4])

Figura 10

Donde se tendrá en cuenta para ingresar a los gráficos:

- La relación Altura/Diámetro (H/D)
- El tipo de suelo, (los gráficos y las expresiones están hechas solamente para arena y arcilla)
- El tipo de conexión entre la pila y la superestructura.

3.2.2- Desplazamiento de diseño para pilas soportadas por zapatas:

Como habíamos dicho anteriormente, en el diseño longitudinal para todas las pila, el desplazamiento va a ser normalmente el mismo para un puente recto. Cuando en edificios es normal que el desplazamiento de diseño esté dado por la deriva, esto es raro que se dé en las pilas de puentes.

A continuación se detallan los pasos para el cálculo del desplazamiento de diseño para pilas soportadas por zapatas:

1º) Para la columna crítica, se eligen diámetro y separación de los estribos y se obtiene la cuantía volumétrica:

$$\rho_v = \frac{4 Ab}{D' s}$$

2º) Se determina la resistencia a compresión del hormigón confinado con el siguiente gráfico:

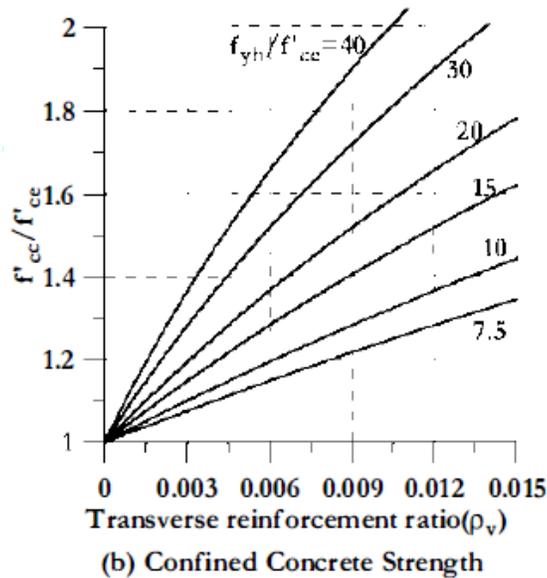


Figura 11

F_{yh} = Tensión de fluencia de los estribos

f'_{ce} = Resistencia esperada del Hormigón (se recomienda adoptar $f'_{ce} = 1,3 f'_c$)

f'_{cc} = Resistencia del Hormigón confinado

3º) Determino deformación unitaria para control de daño por compresión:

$$\varepsilon_{dc} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Donde ε_{su} es la deformada última de los estribos.

4º) Se determina la relación de fuerza axial:

$$\frac{P}{f'_{ce} Ag}$$

5º) Se determina un estimativo de la profundidad del eje neutro:

$$\frac{c}{D} = 0,2 + \frac{0,65 P}{(f'_{ce} Ag)}$$

NOTA: a pesar de que generalmente no se sabrá de antemano el refuerzo longitudinal ni tampoco la carga axial, la profundidad del eje neutro no se verá muy afectada por una baja variación de estos parámetros y generalmente no se deberá iterar para obtener la solución.

6º) Determino la curvatura límite de estado crítico, siendo la misma, la menor de:

$$\phi_{ls,c} = \frac{\epsilon_{dc}}{c}$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\epsilon_{ds}}{d - c}$$

7º) Determino la longitud de la rótula plástica:

$$L_p = K L_c + L_{sp} \geq 2 L_{sp}$$

Con:

$$K = 0,2 (f_u / f_{ye} - 1) \leq 0,08$$

$$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl}$$

L_c = Distancia del punto crítico al punto de inflexión

8º) Determino el desplazamiento de diseño:

$$\Delta d = \Delta y + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H$$

3.2.3- Desplazamiento de diseño para pilas del tipo Pilote-Columna:

La mayor parte de la sección anterior aplica a esta sección, sin embargo hay algunos parámetros que se verán afectados. Vemos a continuación el proceso de cálculo:

A) Se determina la altura H_{ig} de la profundidad de la rotula plástica que se forma dentro del suelo. Para ello usamos el gráfico que vimos antes para obtener el desplazamiento de fluencia para este tipo de pilas.

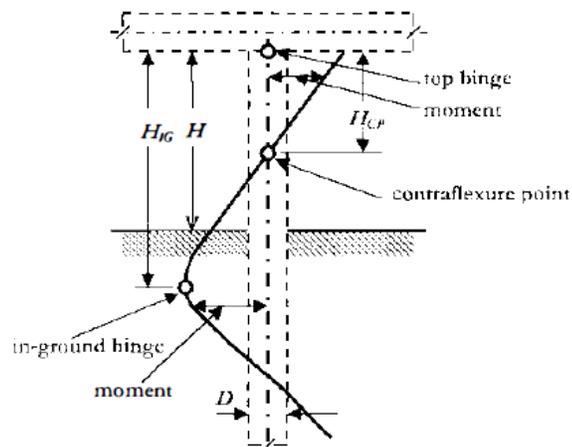


Figura 12

B) Se siguen los pasos 1 al 6 del proceso de diseño para respuesta longitudinal para pilas soportadas por zapatas.

C) Se determina la longitud de la rótula plástica:

- Para una conexión articulada entre la columna y la superestructura, se requiere de giro en el suelo y se aplica la siguiente ecuación con $H_{cp} = 0$:

$$L_p/D = 1 + 0,1(H - H_{cp})/D < 1,6$$

- Para un vínculo de empotramiento entre la columna y la superestructura, la rótula en el suelo no es crítica y gobierna la rotación de la rótula plástica en el punto superior. Se aplica la ecuación para pilas soportadas por zapatas:

$$L_p = K L_c + L_{sp} \geq L_{sp}$$

En este caso, $L_c = H_{cp}$ (se observa en la figura anterior)

H_{cp} / H_{ig} toma los valores de 0,52 para arena ó 0,57 para arcilla.

Los demás valores se toman de la misma manera que para la sección anterior.

D) Desplazamiento de diseño:

Nuevamente las expresiones van a ser diferentes según el tipo de conexión entre la pila y la superestructura:

Conexión articulada:

$$\Delta d = \Delta y + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p H_{ig}$$

Conexión empotrada:

$$\Delta d = \Delta y + C_3(\phi_{ls} - \phi_y)L_p H_{ig}$$

Donde el valor de C_3 será:

Para arena: 1,68

Para arcilla: 1,54

3.2.4- Amortiguamiento del sistema para respuesta longitudinal

a) Amortiguamiento de un solo miembro, cabeza empotrada y soporte por zapatas:

Si el borde superior e inferior de la columna tienen la misma resistencia flexional, el cálculo de la ductilidad se puede hacer directamente, como se venía realizando. El amortiguamiento se calcula con la expresión:

$$\epsilon_t = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

Si por algún motivo, son diferentes, las rótulas se formarían a destiempo, como vemos en el siguiente gráfico:

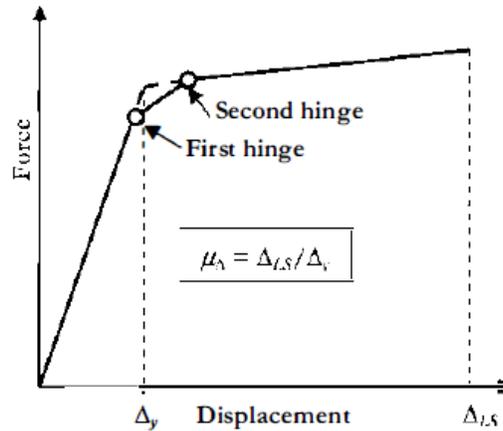


Figura 13

Se usa entonces el Δy de la intersección de las 2 rectas extremas para calcular la ductilidad μ .

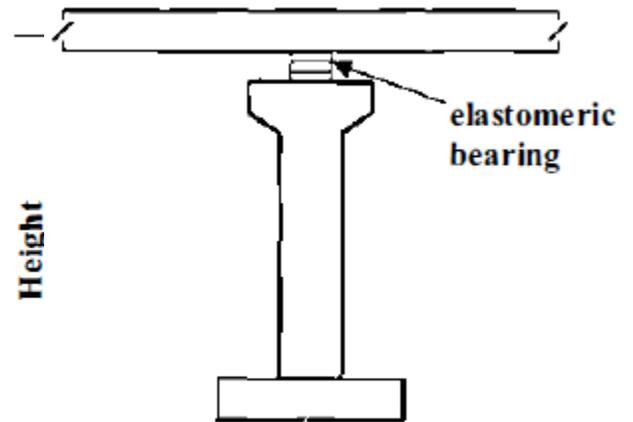
b) Vínculo articulado entre la pila y la superestructura:

Si el desplazamiento longitudinal entre la pila y la superestructura no puede darse, nuevamente el calculo del desplazamiento es directo como se calculo antes.

Sin embargo es muy probable que la superestructura sea soportada a través de un cojinete y por ende su desplazamiento sea mayor que el del borde superior de la pila.

Por ende el amortiguamiento equivalente será:

$$\xi_e = \frac{\epsilon_p (\Delta y_s + \Delta p) + \epsilon_B \Delta B}{\Delta y_s + \Delta P + \Delta B}$$



(a) Structure

c) Amortiguamiento pila-columna:

Figura 14

En este tipo de estructuras tenemos amortiguamiento adicional por el comportamiento inelástico del suelo. Se usan luego las ecuaciones siguientes:

$$\text{sand, pinned head, } \phi = 30^\circ: \xi_p = \xi_{el} \cdot \mu^{-0.313} + 0.094 + 0.112 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right)$$

$$\text{sand, pinned head, } \phi = 37^\circ: \xi_p = \xi_{el} \cdot \mu^{-0.315} + 0.085 + 0.104 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right)$$

$$\text{sand, fixed head, } \phi = 30^\circ: \xi_p = \xi_{el} \cdot \mu^{-0.313} + 0.024 + 0.102 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{sand, fixed head, } \phi = 370: \quad \xi_p &= \xi_{el} \cdot \mu^{-0.313} + 0.020 + 0.096 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) \\ \text{clay, pinned head, 20kPa:} \quad \xi_p &= \xi_{el} \cdot \mu^{-0.313} + 0.158 + 0.094 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) \\ \text{clay, pinned head, 40kPa:} \quad \xi_p &= \xi_{el} \cdot \mu^{-0.313} + 0.137 + 0.109 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) \\ \text{clay, fixed head, 20kPa:} \quad \xi_p &= \xi_{el} \cdot \mu^{-0.313} + 0.067 + 0.081 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) \\ \text{clay, fixed head, 40kPa:} \quad \xi_p &= \xi_{el} \cdot \mu^{-0.313} + 0.056 + 0.087 \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) \end{aligned}$$

Se recomienda utilizar $\xi_{el} = 2-3\%$.

d) Amortiguamiento del sistema:

$$\xi_{sys} = \frac{\sum V_i \xi_i}{\sum V_i}$$

Para distribuir el corte, se suele adoptar que todas las columnas tienen la misma resistencia flexional y por ende, se reparte de manera inversamente proporcional a las alturas de las pilas.

3.3- PROCESO DE DISEÑO PARA LA RESPUESTA TRANSVERSAL

La respuesta transversal de puentes de varios tramos, es más compleja que la respuesta longitudinal. Por lo tanto se requiere de un análisis diferente. Sin embargo, a pesar de ser más complejo, más adelante se verá que suele ser el menos crítico.

Se presentan las siguientes cuestiones especiales para el diseño por desplazamiento para la respuesta transversal:

- Perfil de desplazamiento transversal;
- Amortiguamiento efectivo del sistema.

3.3.1- Perfiles de desplazamiento transversal:

Los perfiles de desplazamiento para la respuesta transversal de puentes, están fuertemente ligados al grado de restricción que proveen los estribos a la super estructura, se presentan a continuación 6 posibles perfiles:

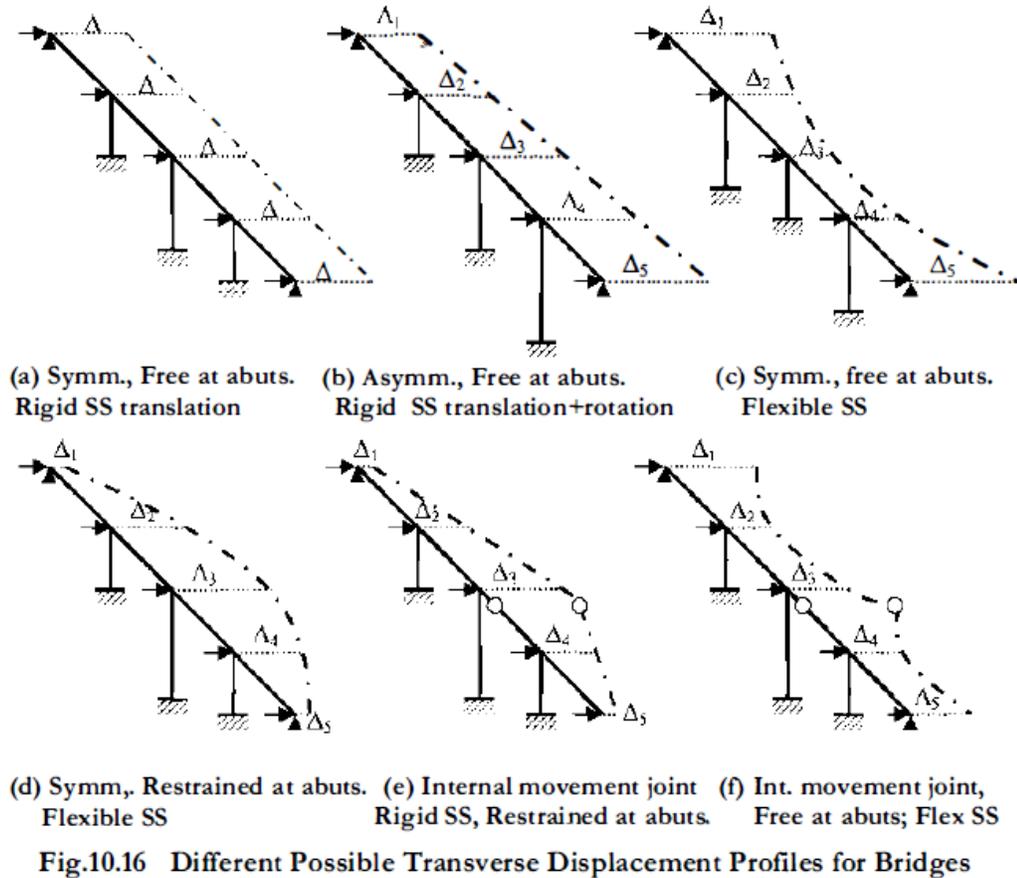


Figura 15

En el caso a) b) y e) observamos que la superestructura es rígida, y se dan diferentes perfiles de desplazamientos acordes a la simetría del puente y de si presentan libertad de movimiento los apoyos extremos (estribos).

Los otros 3 casos presentan condiciones similares pero para una superestructura flexible.

3.3.2- Amortiguamiento del sistema

Las pilas probablemente lleven diferentes esfuerzos de corte, tengan diferentes ductilidades de diseño y estén sometidas a diferentes desplazamientos. Las fuerza de inercia tomada por la superestructura van a tener normalmente bajo amortiguamiento, pero cualquier desplazamiento en los estribos, muy probablemente tenga asociado un gran amortiguamiento.

La ecuación generalizada de amortiguamiento efectivo es:

$$\xi_e = \frac{\sum V_i \Delta_i \xi_i}{\sum V_i \Delta_i}$$

En esta ecuación se asume que los desplazamientos han sido establecidos de antemano, ya sea como estimación inicial o como el perfil final y también que las pilas están todas compuestas por columnas circulares con diámetros iguales para todas.

Se pueden obtener las expresiones para casos particulares, si asumimos que la fracción del total de fuerza inercial que la superestructura entrega a los estribos es "x" y que las pilas están

todas diseñadas con el mismo refuerzo vertical, y por ende la misma resistencia flexional por lo que el corte que tome cada una será inversamente proporcional a su altura.

Si los desplazamientos laterales en los estribos son pequeños comparados con los de las pilas, se puede asumir entonces que la superestructura tiene un amortiguamiento del 5% y que su desplazamiento es igual al del sistema Δ_d . El amortiguamiento equivalente luego será:

$$\xi_e = \frac{x\Delta_d \times 0.05 + (1-x) \left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \xi_i \right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}{x\Delta_d + (1-x) \left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}$$

Si en cambio, los desplazamientos en los estribos son suficientemente grandes, debido a apoyos elastoméricos flexibles o al desplazamiento de la estructura misma, la expresión pasa a ser:

$$\xi_e = \frac{x(\Delta_d - \Delta_a) \xi_{ss} + x\Delta_a \xi_a + (1-x) \left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \xi_i \right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}{x(\Delta_d - \Delta_a) + x\Delta_a + (1-x) \left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}$$

Donde ahora se deben considerar los desplazamientos de la superestructura y los estribos por separado, en este caso se recomienda adoptar un valor de 2% para el amortiguamiento de la superestructura.

3.3.3- Proceso de diseño para la respuesta transversal:

En muchos casos se requiere de un proceso iterativo, reincorporando 2 hipótesis iniciales:

- La carga que transporta la superestructura a los apoyos extremos (estribos)
- El perfil de desplazamientos

Se detallan a continuación los pasos para determinar los esfuerzos de diseño:

1- Se estima la fracción de fuerza lateral "x" que la superestructura lleva hacia los apoyos extremos. Generalmente se realiza en base a la experiencia, sin embargo se pueden adoptar los valores de $x=0,5$ para apoyos restringidos y $x=0$ para apoyos no restringidos.

2- Se estima el perfil inicial de desplazamientos. Esto involucra elegir la forma de la deformada (forma inelástica) y determinar el estado límite de desplazamiento de las pilas.

Si se tienen los extremos restringidos para el movimiento lateral, se elige una forma parabólica o sinusoidal.

3- se determina el desplazamiento de diseño para el sistema de 1 grado de libertad con la ecuación:

$$\Delta_d = \frac{\sum (m_i \Delta_i^2)}{\sum (m_i \Delta_i)}$$

4- Se determina la masa efectiva del sistema:

$$m_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i)}{\Delta d}$$

Se debe incluir en esta ecuación el peso contribuyente de la pila (normalmente se adopta 1/3 de la altura de la pila).

5- Se determinan los desplazamientos de fluencia de todas las pilas, con las ecuaciones vistas anteriormente.

Posteriormente se calculan la ductilidad y amortiguamiento viscoso.:

$$\mu_i = \Delta_i / \Delta y$$

$$\varepsilon_i = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

Se debe considerar que si los desplazamientos pertenecen al campo elástico, se adoptará $\xi_i = 0,05$.

6- Se determinan las relaciones de las fuerzas que toma cada pila. Si se asume que todas las pilas tienen un mismo refuerzo longitudinal, el corte se distribuirá de manera inversa a las alturas de cada pila. Si alguna de las pilas se espera que tenga respuesta elástica, la fuerza se distribuirá con el factor de reducción μ_i / H_i en vez de $1 / H_i$ con $\mu_i < 1$.

7- Se determina el amortiguamiento del sistema, se usan las ecuaciones vistas en el inciso anterior.

8- Se determinan el período efectivo, rigidez efectiva y corte basal total.

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m_e}{T_e^2}$$

$$V_{base} = K_e \times \Delta d$$

9- Distribución de las fuerza basal con la expresión:

$$F_i = \frac{V_{base} (m_i \Delta_i)}{\sum(m_i \Delta_i)}$$

10- Se estima la rigidez para cada apoyo y pila, teniendo en cuenta la suposición inicial de "x".

Conocidos V_i de cada elemento y Δ_i , el cálculo de la rigidez es directo $K_i = V_i / \Delta_i$.

11- Se analiza la estructura bajo las fuerzas laterales F_i para estimar los desplazamientos críticos de pila y apoyo para estimar los desplazamientos críticos de pila y apoyo.

12- El desplazamiento de la pila o apoyo crítico se compara con el desplazamiento de estado límite. Si el análisis indica que excede este desplazamiento, entonces la suposición de x está errada, la fracción que la superestructura lleva hacia los estribos es muy alta. Más fuerza deben tomar las pilas, por lo que aumentará su rigidez y luego la rigidez efectiva. Si el desplazamiento es menor, x es demasiado pequeño y se debe aumentar; si el desplazamiento fuera mayor, se procede de manera inversa.

Se debe iterar hasta obtener el valor de x que hace iguales los desplazamientos de modelo y de diseño.

13- Se utiliza el nuevo valor de x y de perfil de desplazamientos para comenzar desde el paso 3 al 12. Proceso que se repetirá hasta obtener la convergencia.

3.4- OTRAS CONSIDERACIONES NECESARIAS

3.4.1- P- Δ check

El P- Δ check dentro del método DDBD, es comparativamente directo respecto del diseño basado en fuerzas, debido a que el desplazamiento de diseño se conoce desde un primer momento. El DDBD se basa en la rigidez efectiva para el desplazamiento máximo, cuando los momentos P- Δ son significativos, es la rigidez correspondiente a la sección degradada y al desplazamiento de diseño la que debe cumplir con los requerimientos de esta rigidez (ver figura siguiente).

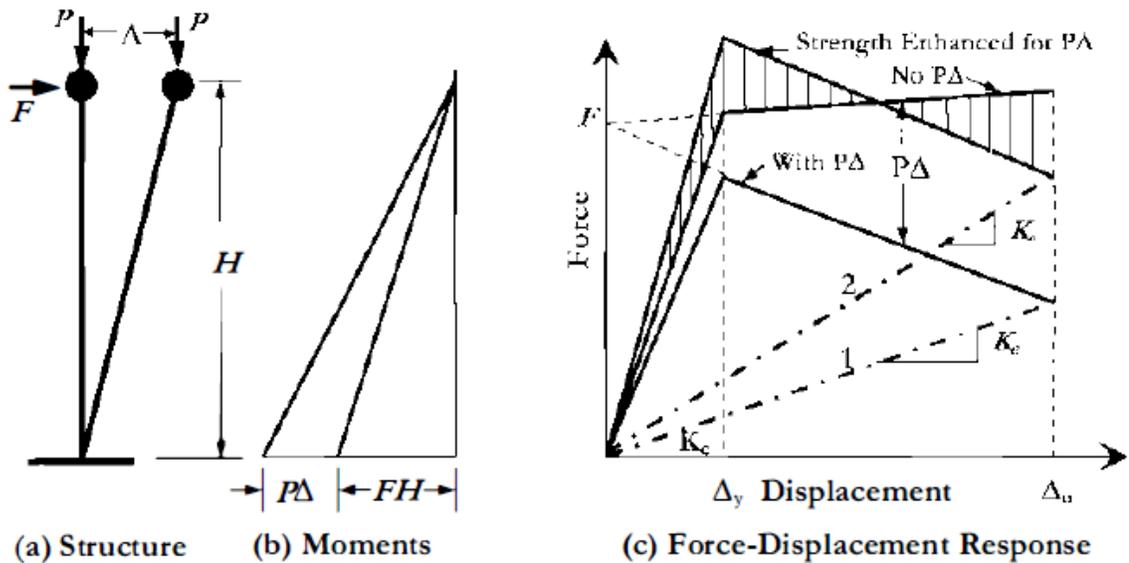


Figura 16

La resistencia a momento inicial requerida, correspondiente al desplazamiento cero, está dada por la ecuación:

$$M_B = K_e \Delta_d H + C P \Delta_d$$

Notar que es más consistente definir el efecto P- Δ con términos del momento en la base que en su equivalente de fuerza lateral (F). En consistencia con la filosofía del diseño por desplazamiento sería lógico pensar que C tome como valor la unidad. Sin embargo, analizando

varios ciclos histeréticos se llegó a la conclusión de que más energía se va a absorber para un desplazamiento y resistencia degradada finales, que para un diseño en el que los efectos P-Δ no son requeridos, particularmente para respuestas de materiales como el hormigón.

Luego, para analizar la importancia que tienen los momentos P-Δ, se utiliza el coeficiente de estabilidad:

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{\max}}{M_D}$$

En el caso de estructuras de hormigón, se tendrá en cuenta este efecto, solo si el coeficiente es superior a 0,10; tomando en este caso un coeficiente C = 0,5.

3.4.2- Pilas esviadas

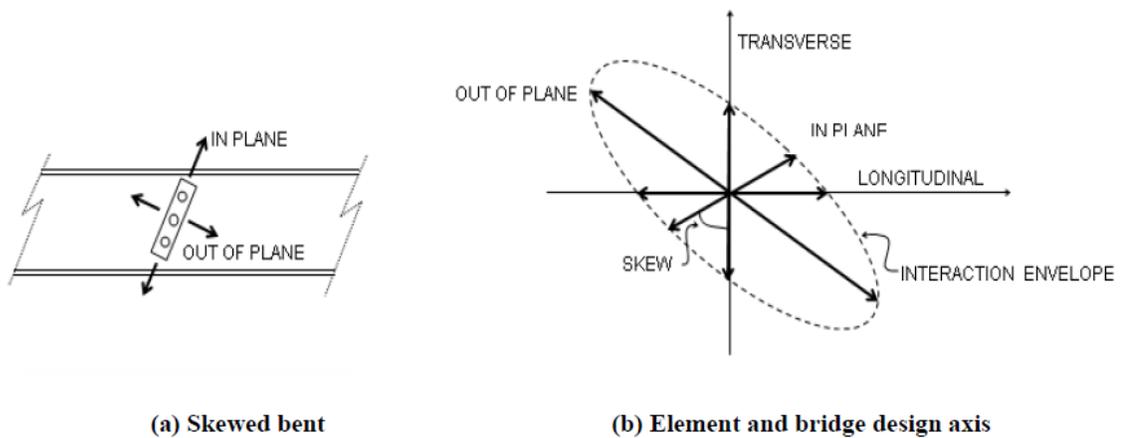


Figura 17

Los efectos debidos a la esviación de las pilas, se puede considerar en DDBD determinando la proyección de cualquier parámetro de respuesta, tales como Δy (desplazamiento de fluencia), Δd (desplazamiento de diseño), Hs (altura de corte) y demás, respecto de las direcciones principales longitudinal y transversal del puente. Dicha determinación se puede hacer usando una función de interacción elíptica con los planos de respuesta en el plano y fuera del plano de la pila, con las ecuaciones que se ven a continuación:

$$r_{P_T} = r_{P_{IN}} + skew \frac{r_{P_{OUT}} - r_{P_{IN}}}{90}$$

$$r_{P_L} = r_{P_{OUT}} + skew \frac{r_{P_{IN}} - r_{P_{OUT}}}{90}$$

Dónde rp son los parámetros de respuesta (response parameters), skew es el ángulo de desvío con respecto de la dirección longitudinal . Luego los subíndices IN y OUT representan la respuesta en el plano y fuera del plano respectivamente y los subíndices L y T representan las proyecciones de dichos parámetros en las direcciones transversales y longitudinales principales del puente.

Hipótesis

4 - APLICACIÓN A 2 CASOS REALES:

4.1- VIADUCTO TROPEZÓN:

4.1.1- Breve memoria descriptiva:

Para el primer caso de estudio, se extrajeron los datos del proyecto “Cierre avenida de Circunvalación A019”, ubicado en la ciudad de Córdoba, en el tramo “Distribuidor Ruta Provincial Nº5 – Distribuidor Avenida Spilimbergo”, sección “Variante Pueyrredón – Distribuidor Av. Colón”.

Corresponden los cálculos siguientes para los dos viaductos paralelos de Avenida Colón sobre la Avenida de Circunvalación A019 a la Ciudad de Córdoba, correspondientes al denominado Intercambiador Vial en tres (3) niveles “Tropezón”.

El viaducto está conformado por seis (6) luces parciales: dos (2) luces extremas de 30.35 m de longitud y cuatro (4) tramos intermedios con luces parciales de 25.50 m, resultando una longitud total de viaducto de 162.7 m ($30.35\text{ m} + 4 \times 25.50\text{ m} + 30.35\text{ m}$) y una sección transversal de 12.70 m de ancho total.

Las pilas típicas de los viaductos de Avenida Colón están constituidas por un pórtico transversal de cuatro (4) columnas de 1.50 m de diámetro, vinculadas en el nivel superior por una viga dintel que tendrá una sección rectangular de 2.00 m de ancho y 1.50 m de altura.

El tablero de cada viaducto presenta una sección transversal con un ancho total de 12.70 m, con un ancho total de calzada de 10.50 m formado por tres carriles de circulación de 3.50 m de ancho, con sobrecanchos de 0.50 m del lado interno y 1.00 m del lado externo, y defensas vehiculares de 0.35 m de ancho en ambos laterales.

La estructura de los tableros de los viaductos consiste en un sistema de seis (6) vigas de sección “doble te”, pretensadas en banco y fabricadas en taller, de 1.57 m de altura separadas cada 2.20 m, simplemente apoyadas, vinculadas transversalmente con una losa superior de tablero y dos vigas transversales extremas de hormigón armado.

En la Figura siguiente se puede apreciar la sección transversal del tablero.

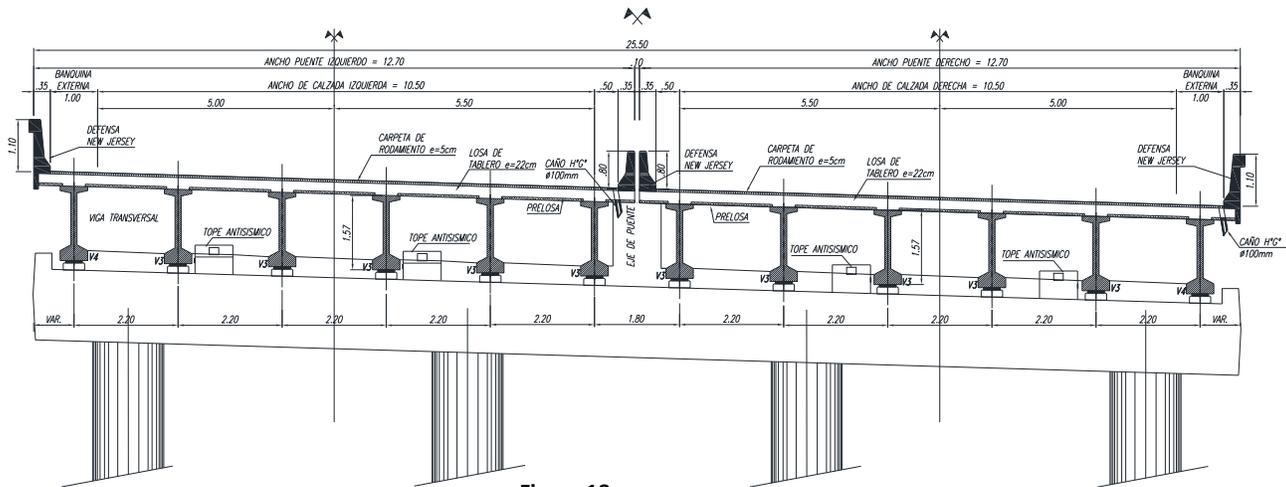


Figura 18

Figura X. Sección transversal del tablero

Para las acciones sísmicas, se consideró:

Los viaductos se encuentran emplazados en la zona caracterizada como *Zona 1* por el Reglamento INPRES - CIRSOC 103 (1991) que corresponde a una baja peligrosidad sísmica. Según su destino y funciones, se clasifica dentro del grupo "A" por cumplir funciones esenciales en caso de ocurrencia de sismos destructivos. El factor de riesgo para el grupo A es 1,3 y los suelos se clasifican como del tipo II (suelo intermedio). De acuerdo a estas características se define el sismo de diseño. En la Figura 8 se muestra el espectro de diseño incorporado como función en el modelo global y en la Tabla 1 se presentan los parámetros del espectro.

Zona Sísmica	Suelo	as	b	T ₁	T ₂
1	2	0.09	0.27	0.30	0.80

Tabla 1. Parámetros del espectro de diseño.

4.1.2- Proceso de diseño para la respuesta longitudinal:

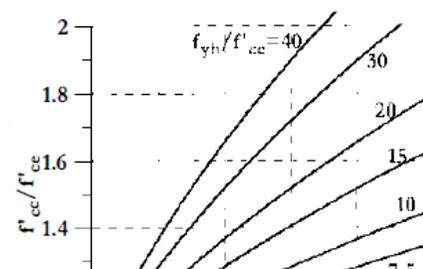
PILA CRÍTICA: PILA 3, DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO:

1) Desplazamiento de fluencia de la pila:

$$\delta_y = 2,25 \frac{\varepsilon_y}{D} = 2,25 \frac{0,005}{1,50m} = 7,5 \times 10^{-3}m^{-1}$$

Luego con:

$$H = 7,39 \text{ m}$$



$$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl} = 0,022 \times (420 \text{ MPa} \times 1,1) \times 32 \text{ mm} = 325 \text{ mm}$$

$$\Delta y = C_1 \phi y (H + L_{sp})^2 = 1/3 \times 7,5 \times 10^{-3} \times (7,39 + 0,325)^2$$

$$\Delta y = 0,149 \text{ m} = 149 \text{ mm}$$

2) Desplazamiento de diseño:

$$1^\circ - \rho_v = \frac{4 Ab}{D' s} = \frac{4 (\pi \times 6^2)}{1320 \times 100} = 3,427 \times 10^{-3}$$

$$2^\circ - f_y h / f'_{ce} = 420 / 26 = 16,15 \quad (\text{con } f'_{ce} = 1,30 \times f'_c)$$

Ingresando al gráfico siguiente con los anteriores parámetros obtengo:

$$f'_{cc} = 30,7 \text{ Mpa (resistencia de Hormigón confinado a compresión)}$$

3º - Deformación unitaria para control de daño por compresión:

$$\varepsilon_{dc} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_v f_y h \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} = 0,004 + \frac{1,4 \times 3,427 \times 10^{-3} \times 420 \times 0,12}{30,7}$$

$$\varepsilon_{dc} = 0,01146$$

4º - Proporción de esfuerzo axial:

$$\frac{P}{f'_{ce} A_g} = \frac{407 \text{ tn}}{2600 \text{ tn/m}^2 (\pi \times 0,75^2)} = 0,0886$$

5º - Obtengo un estimativo de la profundidad del eje neutro:

$$\text{Con } \rho_l = 0,0182$$

Ingresando al gráfico de la derecha:

$$c / D = 0,24 \rightarrow c = 0,36 \text{ m}$$

6º - Curvaturas límites:

$$\phi_{ls,c} = \frac{\varepsilon_{dc}}{c} = \frac{0,01146}{0,36} = 0,0318 \text{ m}^{-1} \rightarrow \text{Limitante}$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\varepsilon_{ds}}{d - c} = \frac{0,06}{1,36 - 0,36} = 0,06 \text{ m}^{-1}$$

7º - Determinación de la longitud de la rótula plástica:

$$L_p = K L_c + L_{sp} \geq 2 L_{sp}$$

$$K = 0,2 (f_u / f_{ye} - 1) \leq 0,08$$

$$\text{Con } f_u / f_{ye} = 1,35$$

$$K = 0,07$$

$$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl} = 0,022 \times (420 \text{ MPa} \times 1,1) \times 32 \text{ mm} = 325 \text{ mm}$$

$$L_c = \text{Distancia del punto crítico al punto de inflexión} = 7,39 \text{ m}$$

$$L_p = 0,07 \times 7,39 + 0,325 = 0,842 \text{ m}$$

8º - Desplazamiento de diseño:

$$\Delta d = \Delta y + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H$$

$$\Delta d = 0,092 + (0,0318 - 7,5 \times 10^{-3}) 0,842 \times 7,39$$

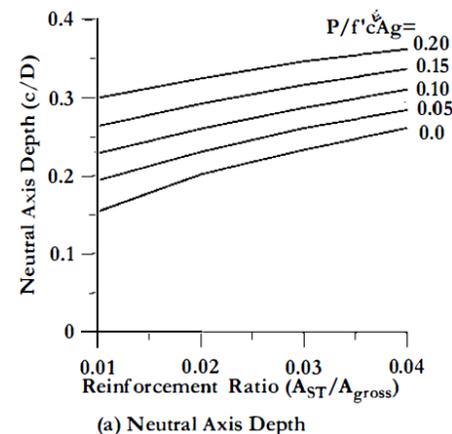


Figura 20

$$\Delta d = 0,243 \text{ m}$$

4.1.3- Respuesta longitudinal del sistema:

Para la primera iteración, consideramos conexión articulada entre la pila y la super estructura.

A continuación vemos el perfil longitudinal del puente en cuestión:

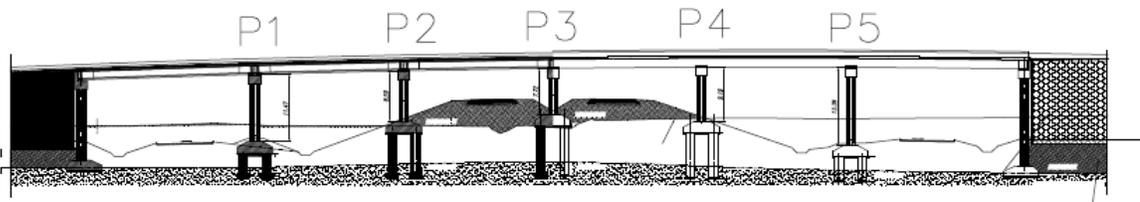


Figura 21

Donde las longitudes de los tramos 1 al 6 (cuyo orden en el plano es de izquierda a derecha) en metros son:

Tramo 1	29,70
Tramo 2	25,50
Tramo 3	25,50
Tramo 4	25,50
Tramo 5	25,50
Tramo 6	29,70

Y las alturas de las pilas en metros son:

P1	11,47
P2	8,59
P3	7,72
P4	9,19
P5	13,38

Parámetros de diseño:

Debido a que en planta tenemos que las pilas están inclinadas en planta con un ángulo de 21° , utilizamos las siguientes expresiones para obtener los desplazamientos proyectados:

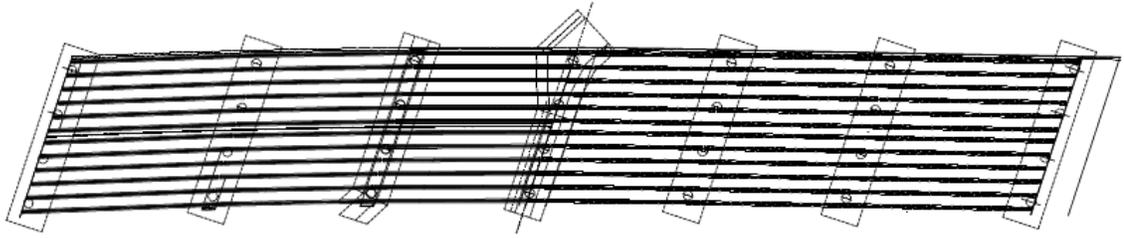
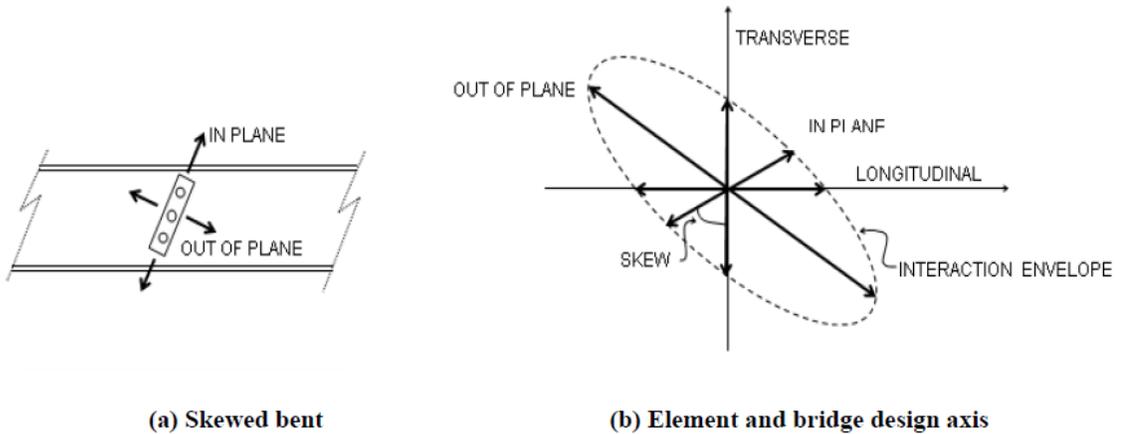


Figura 22



(a) Skewed bent

(b) Element and bridge design axis

Figura 23

$$r_{P_T} = r_{P_{IN}} + skew \frac{r_{P_{OUT}} - r_{P_{IN}}}{90}$$

$$r_{P_L} = r_{P_{OUT}} + skew \frac{r_{P_{IN}} - r_{P_{OUT}}}{90}$$

Dónde r_p son los parámetros de respuesta (response parameters), skew es el ángulo de desvío con respecto de la dirección longitudinal. Luego los subíndices IN y OUT representan la respuesta en el plano y fuera del plano respectivamente y los subíndices L y T representan las proyecciones de dichos parámetros en las direcciones transversales y longitudinales principales del puente.

Siendo esto así, los parámetros de diseño de la pila crítica para la dirección longitudinal del puente son:

PILA 3						
Desvío	Δt (mm)	Δl (mm)	Δy_t (mm)	Δy_l (mm)	Ht (m)	Hl (m)
0	186	243	81	149	8,04	7,72
21	199	230	97	133	7,96	7,79

Los desplazamientos de fluencia de las otras pilas los obtenemos de la misma manera que para la pila crítica:

Por otra parte, los parámetros de diseño de las demás pilas son:

$$\Delta y_l = C_1 \phi y (H + Lsp)^2 \quad \text{con } C_1 = 1/3 \text{ para el desplazamiento longitudinal y}$$

$$\Delta y_t = C_1 \phi y (H + 2Lsp)^2 \quad \text{con } C_1 = 1/6 \text{ para el desplazamiento transversal.}$$

Obtenemos entonces:

	P1	P2	P4	P5
Δy_l (mm)	348	199	226	470
Δy_t (mm)	184	107	121	246

Las alturas de cada pila son:

	P1	P2	P3	P4	P5
Hpl	11,80	8,92	8,045	9,52	13,71
Hpt	12,12	9,24	8,37	9,84	14,03
Hsl (local)	11,80	8,92	8,05	9,52	13,71
Hst (local)	6,06	4,62	4,19	4,92	7,02
Hsl (global)	10,46	7,91	7,14	8,44	12,14
Hst (global)	7,40	5,62	5,09	5,99	8,58

Siendo:

H_p = Altura efectiva

H_s = altura de corte

Tanto transversales (subíndice t) como longitudinales (subíndice l) y para el sistema local de la pila y global (direcciones principales del puente).

En la siguiente tabla, ponemos en resumen los parámetros que utilizaremos proyectados para las direcciones principales del puente:

	P1	P2	P3	P4	P5
Δy_l (mm)	309	177	133	202	417
Δy_t (mm)	222	128	97	146	298
Hsl (altura corte)	10,46	7,91	7,14	8,44	12,14
μ_b	0,74	1,30	1,73	1,14	0,55
ξ	0,05	0,08	0,11	0,07	0,05

Siendo μ_d la ductilidad esperada de cada una de las pilas para el sismo de diseño y ξ el amortiguamiento elastoplástico que se calcula como:

$$\xi = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

Excepto para aquellas pilas que tienen ductilidad menor a 1, y por lo tanto siguen trabajando en el campo elástico, para las cuales tomamos $\xi = 0,05$.

ESTRUCTURA EQUIVALENTE:

Procedemos ahora con el cálculo de los parámetros del sistema equivalente de un grado de libertad.

Comenzamos con el amortiguamiento del sistema, para lo cual aplicamos la siguiente expresión:

$$\xi_{sys} = \frac{\sum V_i \xi_i}{\sum V_i}$$

Asumimos que todas las pilas se van a diseñar para resistir el mismo esfuerzo flector, por ende el valor del corte que tome cada pila será inversamente proporcional a su altura:

	P1	P2	P3	P4	P5
Proporc. Corte	1,16	1,53	1,70	1,44	1
$V_i \times \xi_i$	0,058	0,126	0,186	0,097	0,050

Podemos obtener entonces ξ_{sys} :

$$\xi_{sys} = 0,076$$

Factor de reducción espectral:

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{sys}} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,076} \right)^{0,5} = 0,854$$

Este factor de reducción multiplicado por el espectro de pseudodesplazamientos obtenido del espectro de pseudoaceleraciones del reglamento Cirsoc 103, da como resultado el espectro de pseudodesplazamientos para el amortiguamiento de 0,076 que observamos en rojo en la figura siguiente.

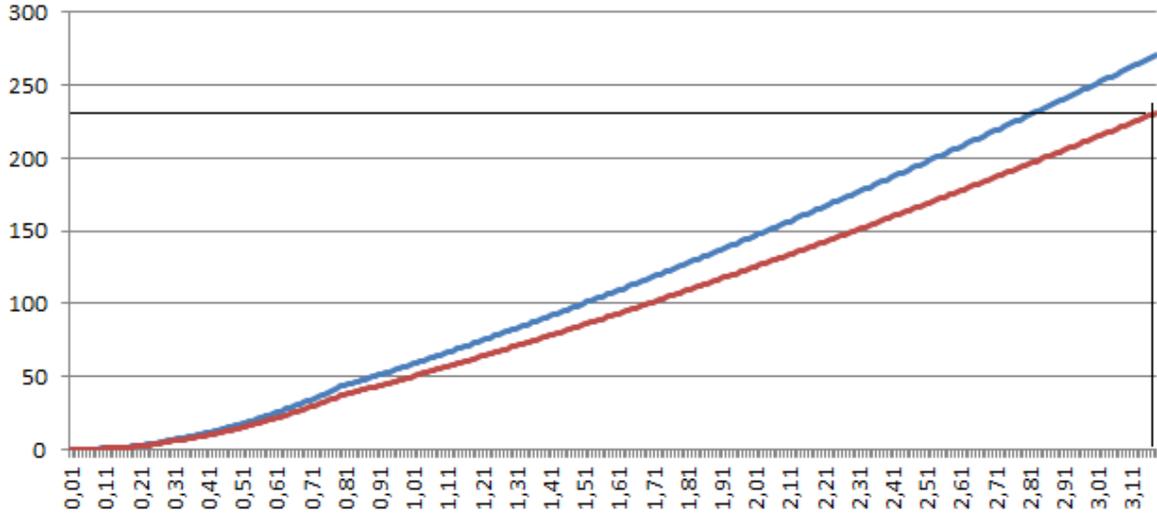


Figura 24

En las abscisas tenemos T (segundos) y en las ordenadas los desplazamientos en milímetros.

Ingresando entonces con nuestro desplazamiento de diseño, 230 mm, obtenemos un período efectivo $T_e = 3,17s$.

Masa efectiva:

Calculamos la masa efectiva, como la masa total del tablero, vigas principales y transversales y también se considera la masa de 1/3 de la altura de las pilas:

Cálculo de masa efectiva		
Carga permanente distribuída	17,16	tn/m
Puntual concentrada (VT)	14,13	tn
P1	64,21	tn
P2	48,09	tn
P3	43,22	tn
P4	51,45	tn
P5	74,91	tn
Longitud puente	162,8	m
Masa efectiva =	3245,08	tn
me x g =	31,82	MN

Rigidez efectiva:

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m_e}{T_e^2} = 12,75 \text{ MN/m}$$

Corte Basal:

$$V_{base} = K_e \times \Delta_d = 12,75 \times 0,230 = 2,93 \text{ MN}$$

Distribución de corte por pila:

	P1	P2	P3	P4	P5
Proporción Corte	1,16	1,53	1,70	1,44	1,00
Corte por pila (MN)	0,498	0,658	0,729	0,617	0,429
Corte por pila (tn)	50,78	67,11	74,32	62,89	43,72
Hs (Altura efectiva de corte)	10,46	7,91	7,14	8,44	12,14
Momento Flector (tnm)	531,00	531,00	531,00	531,00	531,00
Momento Flector por pila (tnm)	132,75	132,75	132,75	132,75	132,75

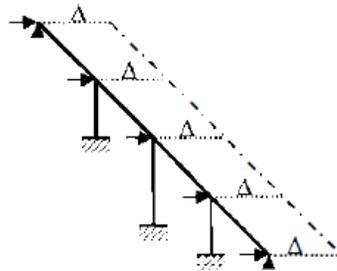
Checkeo P-Δ :

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{max}}{M_D} = \frac{407 \times 0,230}{531} = 0,176$$

Debido a que θ supera 0,10, se deberá sumarle al momento de flector de diseño un 50% más debido a los efectos P-Δ, quedando entonces como valor de diseño: $M_f = 144,45 \text{ tnm}$.

4.1.4- Proceso de diseño para la respuesta transversal:

Como nos encontramos en presencia de una superestructura rígida y regular, adoptamos un perfil de desplazamiento tipo a:



(a) Symm., Free at abuts.
Rigid SS translation

Figura 25

La pila crítica va a ser nuevamente la P3, de la cual obtenemos el desplazamiento de fluencia:

$$\phi_y = 2,25 \frac{\varepsilon_y}{D} = 2,25 \frac{0,005}{1,50m} = 7,5 \times 10^{-3} m^{-1}$$

$$\Delta y = C_1 \phi_y (H + L_{sp})^2 = 1/6 \times 7,5 \times 10^{-3} \times (7,39 + 2 \times 0,325)^2$$

$$\Delta y = 0,081 \text{ m} = 81 \text{ mm}$$

La curvatura de estado límite, para el concreto es:

$$\phi_{ls,c} = \frac{\epsilon_{dc}}{c} = \frac{0,01146}{0,36} = 0,0318 \text{ m}^{-1}$$

Y obtenemos el desplazamiento de diseño para el plano transversal de la pila:

$$L_p = K L_c + L_{sp} \geq 2 L_{sp}$$

$$K = 0,2 (f_u / f_{ye} - 1) \leq 0,08$$

$$\text{Con } f_u / f_{ye} = 1,35$$

$$K = 0,07$$

$$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl} = 0,022 \times (420 \text{ MPa} \times 1,1) \times 32 \text{ mm} = 325 \text{ mm}$$

$$L_c = \text{Distancia del punto crítico al punto de inflexión} = 7,39/2 \text{ m} = 3,695 \text{ m}$$

$$L_p = 0,07 \times 3,695 + 0,325 = 0,584 \text{ m}$$

Desplazamiento de diseño:

$$\Delta d = \Delta y + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H$$

$$\Delta d = 0,081 + (0,0318 - 7,5 \times 10^{-3}) 0,584 \times 7,39$$

$$\Delta d = 0,186 \text{ m}$$

Estos son los desplazamientos de diseño y de fluencia en el plano transversal en el sistema local de la pila.

Debemos entonces transformarlos a desplazamientos en el sistema principal, para lo cual realizamos el mismo procedimiento que para la respuesta longitudinal:

Desvío	Δt (mm)	Δl (mm)	Δy_t (mm)	Δy_l (mm)	Ht (m)	HI (m)
0	186	243	81	149	8,04	7,72
21	199	230	97	133	7,96	7,79

Los demás elementos asumimos que se van a desplazar con la misma magnitud que la pila 3.

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD:

Teniendo en cuenta las longitudes de los tramos, podemos sacar las longitudes tributarias y las masas que corresponden con cada elemento:

Tramo 1	29,7
Tramo 2	25,5
Tramo 3	25,5
Tramo 4	25,5
Tramo 5	25,5
Tramo 6	29,7

	L tribut. (m)	Masa (tn)	Peso inercial: (kN)
M _{E1}	14,85	269,0	2637,1
M _{P1}	27,60	566,1	5550,5
M _{P2}	25,50	513,9	5039,1
M _{P3}	25,50	509,1	4991,3
M _{P4}	25,50	517,3	5072,0
M _{P5}	27,60	576,8	5655,4
M _{E2}	14,85	269,0	2637,1

Obtenemos el desplazamiento de diseño para el sistema equivalente de un grado de libertad:

$$\Delta_d = \frac{\sum(mi\Delta i^2)}{\sum(mi\Delta i)} = 199 \text{ mm}$$

MASA EFECTIVA PARA EL SISTEMA DE 1 GRADO DE LIBERTAD:

Se calcula entonces la masa efectiva para el sistema de un grado de libertad, utilizando la expresión:

$$m_e = \frac{\sum(mi \Delta i)}{\Delta d}$$

Cálculo de masa efectiva		
Carga permanente distribuída	17,16	tn/m
Puntual concentrada (VT)	14,13	tn
1/3 de P1	64,21	tn
1/3 de P2	48,09	tn
1/3 de P3	43,22	tn
1/3 de P4	51,45	tn
1/3 de P5	74,91	tn

CALCULO DE LA MASA EFECTIVA			
Elemento	P inerc (KN)	Δi (mm)	P x Δi
M _{E1}	2637,1	199	524785,6
M _{P1}	5550,5	199	1104544,2
M _{P2}	5039,1	199	1002777,6
M _{P3}	4991,3	199	993275,3
M _{P4}	5072,0	199	1009333,7
M _{P5}	5655,4	199	1125422,0
M _{E2}	2637,1	199	524785,6
		Me (tn)	3221,1

Me = 3221,1 tn

DUCTILIDAD DE LAS PILAS Y AMORTIGUAMIENTO POR PILA:

DUCTILIDAD				
	Δ_D	Δ_{YT}	μ_D	ξ
P1	199	222	0,90	0,05
P2	199	128	1,55	0,10
P3	199	97	2,06	0,12
P4	199	146	1,37	0,09
P5	199	298	0,67	0,05

PROPORCIÓN DE CORTE POR ELEMENTO:

Proporción de corte por elem.		
Elem.	Hst	Proporción
E1	-	0
P1	7,40	0,23
P2	5,62	0,17
P3	5,09	0,16
P4	5,99	0,18
P5	8,58	0,26
E2	-	0

AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE DEL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD:

Utilizamos la siguiente expresión para calcular el amortiguamiento del sistema:

$$\xi_e = \frac{x(\Delta_d - \Delta_a)\xi_{ss} + x\Delta_a\xi_a + (1-x)\left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \xi_i\right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}{x(\Delta_d - \Delta_a) + x\Delta_a + (1-x)\left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i\right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}$$

Considerando el amortiguamiento de la superestructura igual a 2% y el de los estribos de 5%:

Amortiguamiento del sistema					
	1/H _i	Δ _i (m)	ξ	Δ _i x 1 / H _i	Δ _i x 1 / H _i x ξ
P1	0,135	0,199	0,05	0,027	0,0013
P2	0,178	0,199	0,10	0,035	0,0035
P3	0,197	0,199	0,12	0,039	0,0048
P4	0,167	0,199	0,09	0,033	0,0029
P5	0,117	0,199	0,05	0,023	0,0012
Σ	0,793			0,16	0,0138

Dd (m)	0,199
ξ _{ss}	0,02
ξ _a	0,05
Da (m)	0,199

$$\xi_e = 0,087$$

DETERMINACIÓN DEL PERÍODO EFECTIVO, RIGIDEZ Y CORTE BASAL:

Factor de reducción espectral:

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{sys}}\right)^{0,5} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,087}\right)^{0,5} = 0,809$$

Con esto obtenemos el espectro de pseudodesplazamientos para el amortiguamiento de 0,087:

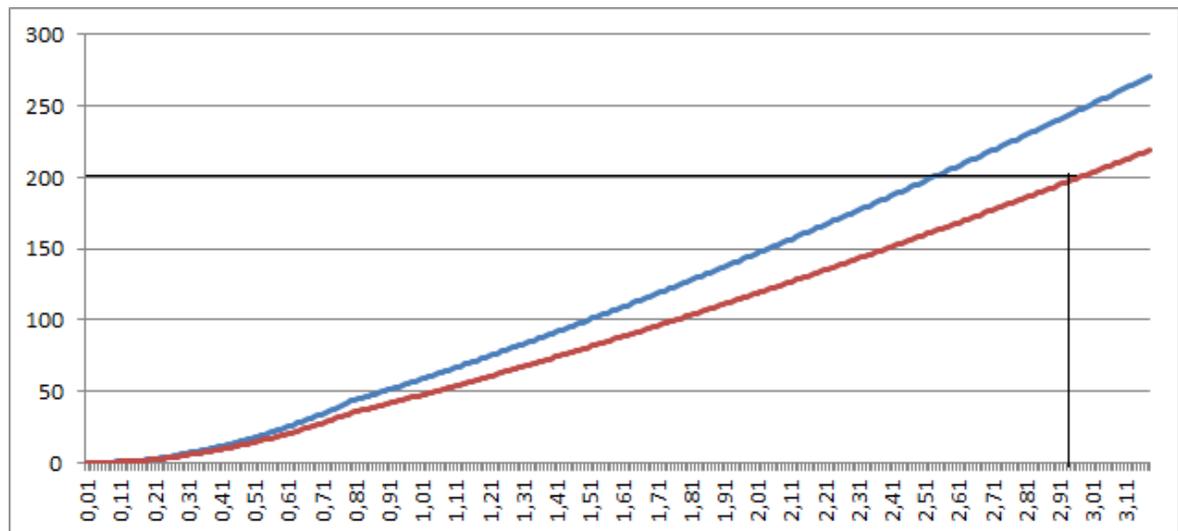


Figura 26

Ingresando entonces con el desplazamiento de diseño (199mm) obtenemos que nuestro período de respuesta para el sistema de 1 grado de libertad es de 2,97 s.

La rigidez efectiva será luego:

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m e}{T e^2} = 14416,05 \text{ KN/m}$$

El corte basal será entonces:

$$V_{\text{base}} = 14416,05 \times 0,199 = 2868,79 \text{ KN}$$

DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS:

DISTRIBUCIÓN FUERZAS INERCIALES				
	mi (tn)	Δ_i (m)	mi x Δ_i	Fi (KN)
E1	269,0	0,199	53,52	239,54
P1	566,1	0,199	112,65	504,18
P2	513,9	0,199	102,27	457,72
P3	509,1	0,199	101,30	453,39
P4	517,3	0,199	102,94	460,72
P5	576,8	0,199	114,78	513,71
E2	269,0	0,199	53,52	239,54
		Σ	640,99	2868,79

RIGIDECES EFECTIVAS DE CADA ELEMENTO:

RIGIDECES EFECTIVAS estimadas				
	Fi (KN) (col.)	Δ_i (m)	Ki (KN / m)	Ki (tn / m)
E1	0,00	0,199	0,00	0,00
P1	488,90	0,199	2456,76	250,56
P2	643,33	0,199	3232,83	329,71
P3	711,20	0,199	3573,87	364,49
P4	603,61	0,199	3033,21	309,35
P5	421,75	0,199	2119,35	216,15
E2	0,00	0,199	0,00	0,00

Observamos a continuación la deformada del modelo numérico adoptado:

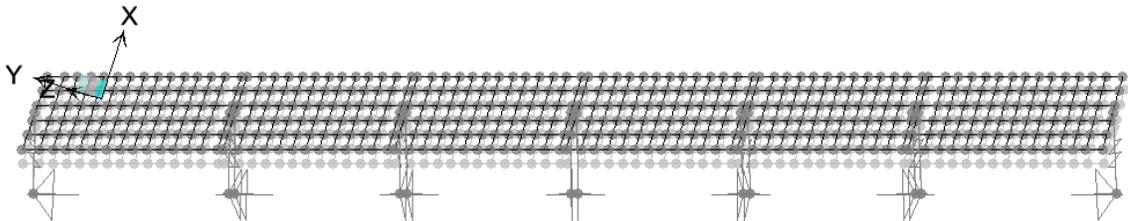


Figura 27

Observamos que el desplazamiento es el predicho anteriormente, por lo que no se requiere realizar más iteraciones.

Finalmente, obtenemos los esfuerzos que derivan en cada pila, extraídos del modelo, son:

ESFUERZOS FINALES			
	Fi (tn)	Mi	Mi (col)
P1	49,88	369,02	92,26
P2	65,64	369,04	92,26
P3	72,56	369,02	92,25
P4	61,56	368,88	92,22
P5	43,04	369,11	92,28

Se utilizarán entonces para el diseño por capacidad, los valores de Momento otorgados por el diseño longitudinal que, recordamos, eran $M_d = 144,45$ tnm.

4.2- PUENTE PARAGUAY:

4.2.1- Breve memoria descriptiva:

El puente que se estudia a continuación corresponde al Proyecto de Duplicación del Puente Paraguay sobre la Ruta Nacional N° 9, Tramo Jujuy - Yala, Provincia de Jujuy.

El diseño del puente respeta los gálibos, rasante y altura de paquete estructural indicados en los Planos de Anteproyecto para Licitación, resultando un puente de 224.0 m de longitud total, formado por 8 tramos de 28.0 m de longitud entre ejes de pila y la junta extrema en cada estribo.

Las pilas del puente están constituidas por tres columnas de 1.80 m de diámetro, con una viga superior de bancada de 1.40 x 2.00 m para el apoyo de las vigas del tablero. Las pilas están fundadas en forma indirecta por medio de tres pilotes de 2.50 m de diámetro que poseen una longitud necesaria para alcanzar la cota de fundación fijada en cota 1366 m para las pilas 1, 2 y 3; 1362 m para las pilas 4 y 5 ; 1363 para la pila 6; y 1365 m para la pila 7, o hasta penetrar al menos 4 metros en el macizo rocoso.

El tablero del puente está constituido por 5 vigas premoldeadas postensadas en una sola etapa de 1.60 m de altura, con una losa superior de 0.20 m de espesor. La viga postensada es de hormigón tipo H-30 y el resto del tablero de hormigón H-21. El diseño del tablero se completa con las defensas de hormigón tipo media New Jersey de h=0.85 m, vereda, baranda peatonal, losa de continuidad que vincula dos tableros en el eje de pilas, juntas de dilatación elásticas, losas de aproximación, carpeta de rodamiento y desagües de calzada y extremos de puente según Plano tipo DNV J-6710-I.

En la figura siguiente se puede ver un corte transversal del puente en cuestión.

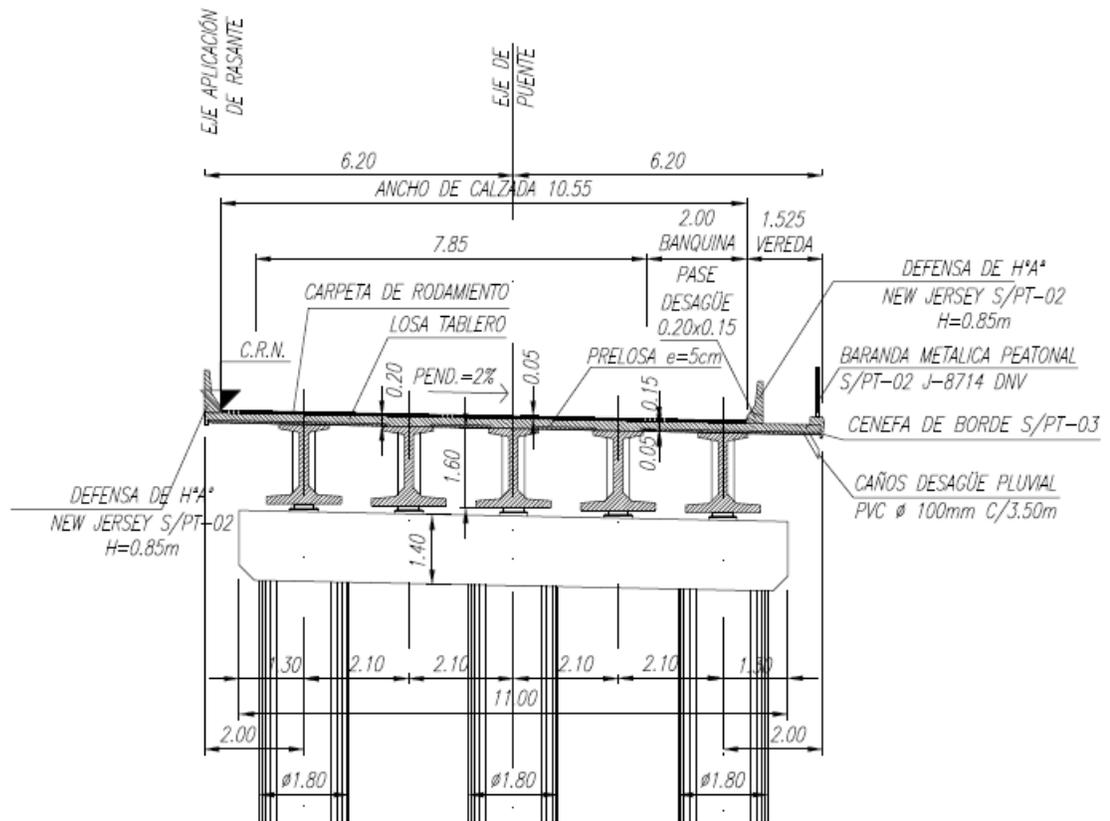


Figura 28

Los parámetros que se tomaron para las solicitaciones debidas al sismo fueron las siguientes:

Zona Sísmica	Suelo	as	b	T ₁	T ₂
3	1	0,25	0,75	0,2	0,35

Que son los parámetros que corresponden al emplazamiento del puente según el Reglamento INPRES - CIRSOC 103 (1991).

4.2.2- Proceso de diseño para la respuesta longitudinal (pilote-columna):

1º APROXIMACIÓN: Infraestructura conectada de manera articulada a la superestructura.

PILA CRÍTICA: PILA 3, DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO:

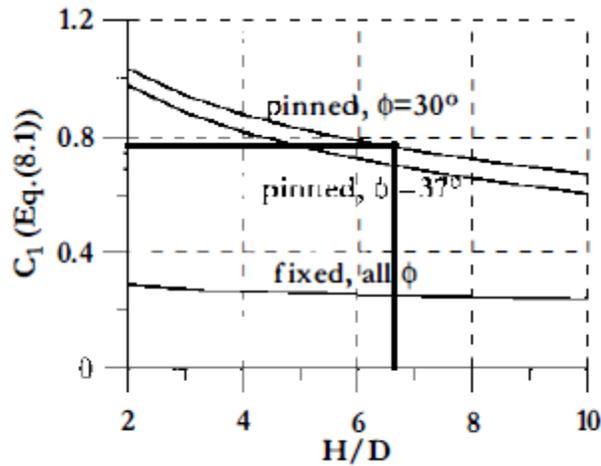
2) Curvatura de fluencia de la pila:

$$\phi_y = 2,25 \frac{\epsilon_y}{D} = 2,25 \frac{0,005}{1,80m} = 6,25 \times 10^{-3}m^{-1}$$

Luego tomo:

H = 12,00 m = Hig (en este caso, por la brusca disminución del diámetro de la columna respecto del pilote).

Para obtener C1, tengo como datos: H/D = 6,67 y $\phi_{suelo} = 30^\circ$.



(c) Sand, Yield Displacement Parameter

Figura 29

Obtengo entonces C1 = 0,70

$$\Delta y = C_1 \phi y (Hig)^2 = 0,70 \times 6,25 \times 10^{-3} \times (12)^2$$

$$\Delta y = 0,630 \text{ m} = 630 \text{ mm}$$

2) Desplazamiento de diseño:

$$1^\circ - \rho_v = \frac{4 Ab}{D's} = \frac{4 (\pi \times 6^2)}{1700 \times 100} = 2,66 \times 10^{-3}$$

$$2^\circ - f_{yh} / f'_{ce} = 420 / 26 = 16,15 \quad (\text{con } f'_{ce} = 1,30 \times f'_c)$$

Ingresando al gráfico siguiente con los anteriores parámetros obtengo:

$f'_{cc} = 29,9 \text{ Mpa}$ (resistencia de Hormigón confinado a compresión)

3º - Deformación unitaria para control de daño por compresión:

$$\epsilon_{dc} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} = 0,004 + \frac{1,4 \times 2,66 \times 10^{-3} \times 420 \times 0,12}{29,9}$$

$$\epsilon_{dc} = 0,0103$$

4º - Proporción de esfuerzo axial:

$$\frac{P}{f'_{ce} Ag} = \frac{592 \text{ tn}}{2600 \text{ tn/m}^2 (\pi \times 0,90^2)} = 0,0895$$

5º - Obtengo un estimativo de la profundidad del eje neutro:

Con $\rho_1 = 0,0085$

Ingresando al gráfico de la derecha:

$$c / D = 0,225 \rightarrow c = 0,405 \text{ m}$$

6º - Curvaturas límites:

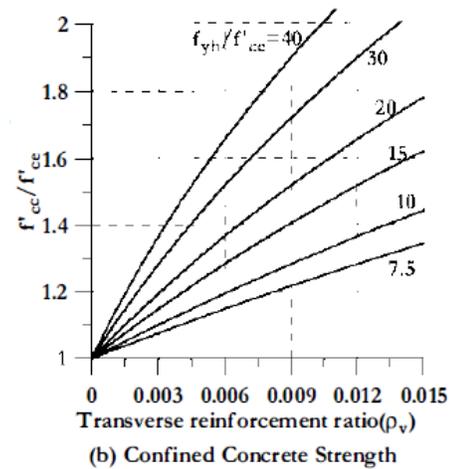


Figura 30

$$\phi_{ls,c} = \frac{\epsilon_{dc}}{c} = \frac{0,0103}{0,405} = 0,0254 \text{ m}^{-1} \rightarrow \text{Limitante}$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\epsilon_{ds}}{d - c} = \frac{0,06}{1,72 - 0,41} = 0,046 \text{ m}^{-1}$$

7º - Determinación de la longitud de la rótula plástica:

$$L_p/D = 1 + 0,1(H - H_{cp})/D < 1,6$$

Con $H_{cp} = 0$ para conexión articulada con la superestructura:

$$L_p = 2,88 \text{ m}$$

8º - Desplazamiento de diseño:

$$\Delta d = \Delta y + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p H$$

$$\Delta d = 0,63 + (0,046 - 6,25 \times 10^{-3})2,88 \times 12,00$$

$$\Delta d = 1,99 \text{ m}$$

NOTA: Se debe notar que tanto los desplazamientos de fluencia como de estado límite de diseño son muy grandes, y los efectos P-Δ resultarán probablemente excesivos, por lo tanto es probable que no sean los desplazamientos de diseño que se utilicen.

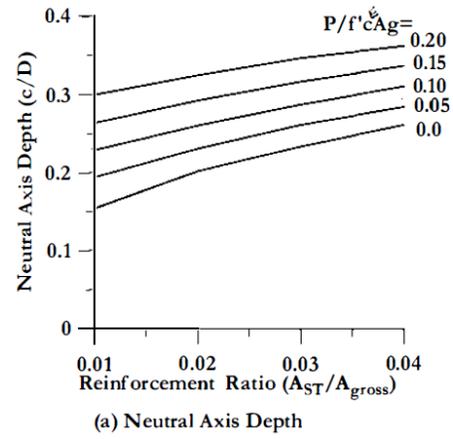


Figura 31

4.2.3- Respuesta longitudinal del sistema (pilote-columna):

A continuación vemos el perfil longitudinal del puente en cuestión:

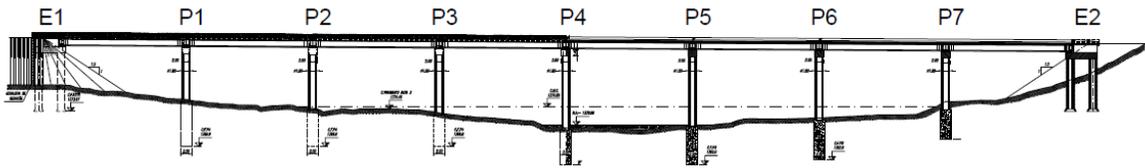


Figura 32

Las longitudes de los tramos es igual en todos los casos: 28,00 m

Y las alturas de las pilas en metros son:

P1	12,00
P2	13,78
P3	14,63
P4	17,90
P5	17,02
P6	15,22
P7	12,81

Parámetros de diseño:

Los desplazamientos de fluencia de las otras pilas los obtenemos de la misma manera que para la pila crítica:

Desplazamientos de fluencia:					
	H	C1	ϕy	Δy	μ
P1	12,00	0,70	0,00625	0,631	3,16
P2	13,78	0,67		0,794	2,51
P3	14,63	0,66		0,876	2,27
P4	17,90	0,61		1,219	1,63
P5	17,02	0,62		1,123	1,77
P6	15,22	0,65		0,935	2,13
P7	12,81	0,69		0,703	2,83

Con el desplazamiento de fluencia dado por la ecuación:

$$\Delta y_l = C_1 \phi y (Hig)^2 \quad \text{con } C_1 = 1,137 - 0,230 \ln (H / D)$$

Ahora calculamos el amortiguamiento de cada elemento:

Amortiguamiento		
	μ	ξ
P1	3,16	0,15
P2	2,51	0,13
P3	2,27	0,13
P4	1,63	0,10
P5	1,77	0,11
P6	2,13	0,12
P7	2,83	0,14

Siendo μ_d la ductilidad esperada de cada una de las pilas para el sismo de diseño y ξ el amortiguamiento elastoplástico que se calcula como:

$$\xi = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

ESTRUCTURA EQUIVALENTE:

Procedemos ahora con el cálculo de los parámetros del sistema equivalente de un grado de libertad.

Comenzamos con el amortiguamiento del sistema, para lo cual aplicamos la siguiente expresión:

$$\xi_{sys} = \frac{\sum V_i \xi_i}{\sum V_i}$$

Asumimos que todas las pilas se van a diseñar para resistir el mismo esfuerzo flector, por ende el valor del corte que tome cada pila será inversamente proporcional a su altura, calculamos entonces el amortiguamiento del sistema:

	Proporc. V (Vi)	Vi x ξ	$\xi_{sys} =$
P1	0,67	0,098	0,126
P2	0,77	0,104	
P3	0,82	0,106	
P4	1,00	0,105	
P5	0,95	0,106	
P6	0,85	0,106	

P7	0,72	0,101
Sumatoria	5,77	0,73

Factor de reducción espectral:

$$R_{\xi} = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{sys}} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,126} \right)^{0,5} = 0,693$$

Este factor de reducción multiplicado por el espectro de pseudodesplazamientos obtenido del espectro de pseudoaceleraciones del reglamento Cirsoc 103, da como resultado el espectro de pseudodesplazamientos para el amortiguamiento de 0,126 que observamos en rojo en la figura siguiente.

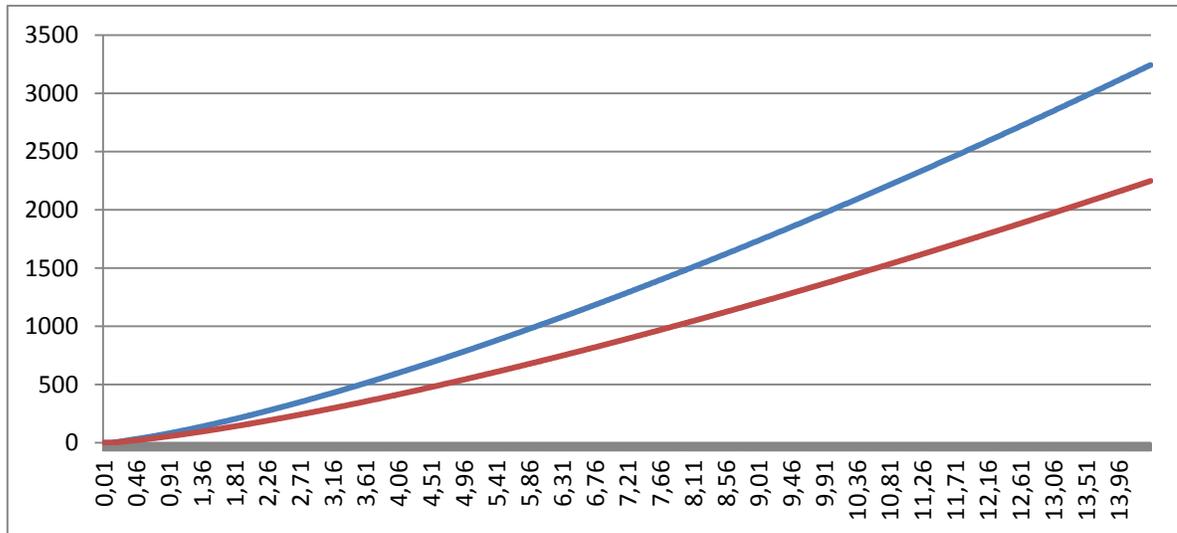


Figura 33

En las abscisas tenemos T (segundos) y en las ordenadas los desplazamientos en milímetros.

Dado que nuestro desplazamiento de diseño corresponde a un período demasiado alto, no corresponde continuar con el diseño ya que sin dudas los modos superiores de vibración de la estructura van a tener una gran influencia.

Suponemos entonces un diseño para fundaciones por zapatas, para los cuales obtendremos desplazamientos mucho más inferiores a los vistos para el sistema de pilas-pilotes.

4.2.4- Proceso de diseño para la respuesta longitudinal:

PILA CRÍTICA: PILA 3, DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO:

1) Desplazamiento de fluencia de la pila:

$$\phi y = 2,25 \frac{\epsilon y}{D} = 2,25 \frac{0,005}{1,80m} = 6,25 \times 10^{-3} m^{-1}$$

Luego con:

$$H = 12,00 \text{ m}$$

$$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl} = 0,022 \times (420 \text{ MPa} \times 1,1) \times 32 \text{ mm} = 325 \text{ mm}$$

$$\Delta y = C_1 \phi y (H + L_{sp})^2 = 1/3 \times 6,25 \times 10^{-3} \times (12,00 + 0,325)^2$$

$$\Delta y = 0,316 \text{ m} = 316 \text{ mm}$$

2) Desplazamiento de diseño:

$$1^\circ - \rho_v = \frac{4 Ab}{D' s} = \frac{4 (\pi \times 6^2)}{1700 \times 100} = 2,66 \times 10^{-3}$$

$$2^\circ - f_{yh} / f'_{ce} = 420 / 26 = 16,15 \quad (\text{con } f'_{ce} = 1,30 \times f'_c)$$

Ingresando al gráfico siguiente con los anteriores parámetros obtengo:

$$f'_{cc} = 29,9 \text{ Mpa (resistencia de Hormigón confinado a compresión)}$$

3º - Deformación unitaria para control de daño por compresión:

$$\epsilon_{dc} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} = 0,004 + \frac{1,4 \times 2,66 \times 10^{-3} \times 420 \times 0,12}{29,9}$$

$$\epsilon_{dc} = 0,0103$$

4º - Proporción de esfuerzo axial:

$$\frac{P}{f'_{ce} A_g} = \frac{592 \text{ tn}}{2600 \text{ tn/m}^2 (\pi \times 0,90^2)} = 0,0895$$

5º - Obtengo un estimativo de la profundidad del eje neutro:

$$\text{Con } \rho_1 = 0,0085$$

Ingresando al gráfico de la derecha:

$$c / D = 0,225 \rightarrow c = 0,405 \text{ m}$$

6º - Curvaturas límites:

$$\phi_{ls,c} = \frac{\epsilon_{dc}}{c} = \frac{0,0103}{0,405} = 0,0254 \text{ m}^{-1} \rightarrow \text{Limitante}$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\epsilon_{ds}}{d - c} = \frac{0,06}{1,72 - 0,41} = 0,046 \text{ m}^{-1}$$

7º - Determinación de la longitud de la rótula plástica:

$$L_p = K L_c + L_{sp} \geq 2 L_{sp}$$

$$K = 0,2 (f_u / f_{ye} - 1) \leq 0,08$$

$$\text{Con } f_u / f_{ye} = 1,35$$

$$K = 0,07$$

$$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl} = 0,022 \times (420 \text{ MPa} \times 1,1) \times 32 \text{ mm} = 325 \text{ mm}$$

$$L_c = \text{Distancia del punto crítico al punto de inflexión} = 12,00 \text{ m}$$

$$L_p = 0,07 \times 12,00 + 0,325 = 1,165 \text{ m}$$

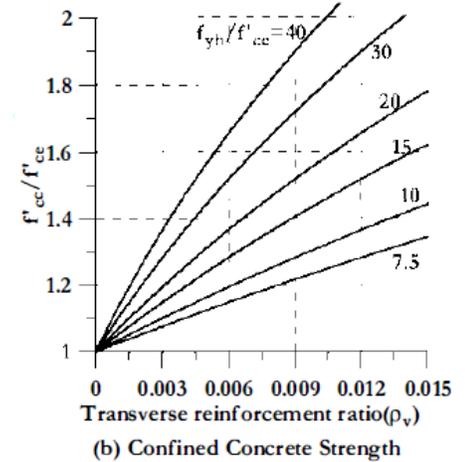


Figura 34

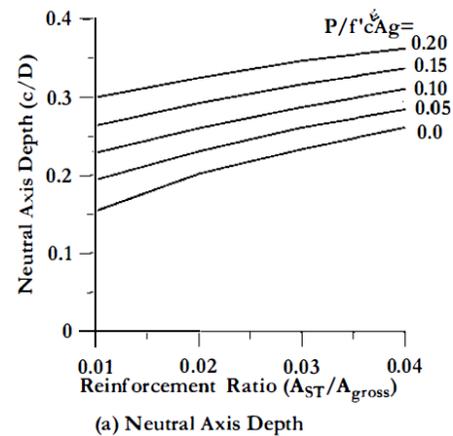


Figura 35

8º - Desplazamiento de diseño:

$$\Delta d = \Delta y + (\phi_{ls} - \phi_y)LpH$$

$$\Delta d = 0,316 + (0,0254 - 6,25 \times 10^{-3})1,165 \times 12,00$$

$$\Delta d = 0,584 \text{ m}$$

4.2.5- Respuesta longitudinal del sistema:

A continuación vemos el perfil longitudinal del puente en cuestión:

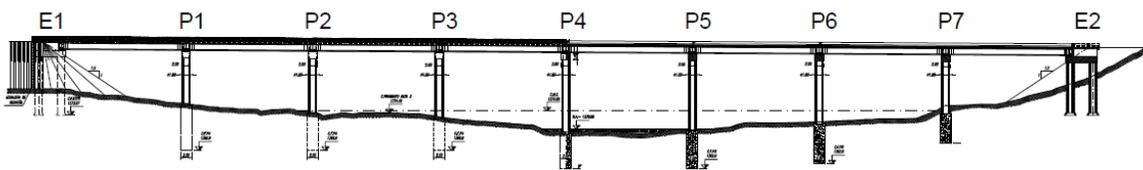


Figura 36

Las longitudes de los tramos es igual en todos los casos: 28,00 m

Y las alturas de las pilas en metros son:

P1	12,00
P2	13,78
P3	14,63
P4	17,90
P5	17,02
P6	15,22
P7	12,81

Parámetros de diseño:

Los desplazamientos de fluencia de las otras pilas los obtenemos de la misma manera que para la pila crítica:

Desplazamientos de fluencia:						
	H	C1	ϕ_y	Lsp	Δy (m)	μ
P1	12,00	0,333	0,00625	0,325	0,316	1,85
P2	13,78				0,396	1,48
P3	14,63				0,446	1,31
P4	17,90				0,668	0,87
P5	17,02				0,604	0,97

P6	15,22				0,483	1,21
P7	12,81				0,342	1,71

Con el desplazamiento de fluencia dado por la ecuación:

$$\Delta y_l = C_1 \phi y (H + Lsp)^2 \quad \text{con } C_1 = 1/3$$

Ahora calculamos el amortiguamiento de cada elemento:

Amortiguamiento		
	μ	ξ
P1	1,85	0,11
P2	1,48	0,10
P3	1,31	0,08
P4	0,87	0,05
P5	0,97	0,05
P6	1,21	0,07
P7	1,71	0,11

Siendo μ_d la ductilidad esperada de cada una de las pilas para el sismo de diseño y ξ el amortiguamiento elastoplástico que se calcula como:

$$\xi = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

En el caso de las pilas con ductilidad menor a 1, se considera el amortiguamiento del 5%.

ESTRUCTURA EQUIVALENTE:

Procedemos ahora con el cálculo de los parámetros del sistema equivalente de un grado de libertad.

Comenzamos con el amortiguamiento del sistema, para lo cual aplicamos la siguiente expresión:

$$\xi_{sys} = \frac{\sum V_i \xi_i}{\sum_m V_i}$$

Asumimos que todas las pilas se van a diseñar para resistir el mismo esfuerzo flector, por ende el valor del corte que tome cada pila será inversamente proporcional a su altura, calculamos entonces el amortiguamiento del sistema:

	Proporc. V (Vi)	Vi x ξ	ξ_{sys}
P1	1,48	0,170	0,086
P2	1,29	0,124	
P3	1,22	0,102	
P4	1,00	0,050	
P5	1,05	0,053	
P6	1,17	0,087	
P7	1,39	0,151	
Sumatoria	8,60	0,74	

Factor de reducción espectral:

$$R_{\xi} = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{sys}} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,086} \right)^{0,5} = 0,814$$

Este factor de reducción multiplicado por el espectro de pseudodesplazamientos obtenido del espectro de pseudoaceleraciones del reglamento Cirsoc 103, da como resultado el espectro de pseudodesplazamientos para el amortiguamiento del 8,6% que observamos en rojo en la figura siguiente.

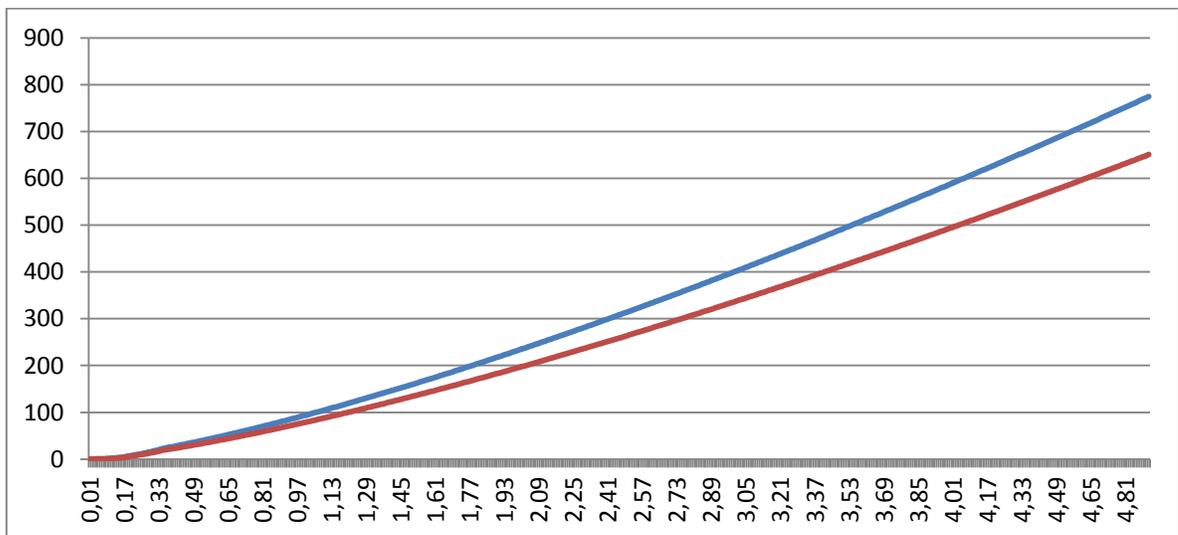


Figura 37

Ingresando para el desplazamiento de diseño de 584mm, el período T_e que obtenemos para la estructura equivalente es de 4,65 s.

Masa efectiva:

Calculamos la masa efectiva, como la masa total del tablero, vigas principales y transversales y también se considera la masa de 1/3 de la altura de las pilas:

Cálculo de masa efectiva		
Carga permanente distribuída	17,46	tn/m
Puntual concentrada (VT)	51,54	tn
P1	72,55	tn
P2	83,32	tn
P3	88,46	tn
P4	108,23	tn
P5	102,91	tn
P6	92,02	tn
P7	77,45	tn
Longitud puente	224	m
Masa efectiva =	5360,61	tn
me x g =	52,56	MN

Rigidez efectiva:

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m e}{T e^2} = 9,78 \text{ MN/m}$$

Corte Basal:

$$V_{base} = K_e \times \Delta_d = 9,78 \times 0,584 = 5,72 \text{ MN}$$

Distribución de corte por pila:

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Proporción Corte	1,48	1,29	1,22	1,00	1,05	1,17	1,39
Corte por pila (MN)	0,983	0,859	0,810	0,665	0,698	0,779	0,922
Corte por pila (tn)	100,23	87,58	82,61	67,78	71,22	79,47	94,05
Hs (Altura efectiva de corte)	12,33	14,11	14,96	18,23	17,35	15,55	13,14
Momento Flector (tnm)	1235,37	1235,37	1235,37	1235,37	1235,37	1235,37	1235,37
Mfr por columna (tnm)	411,79	411,79	411,79	411,79	411,79	411,79	411,79

Checkeo P- Δ :

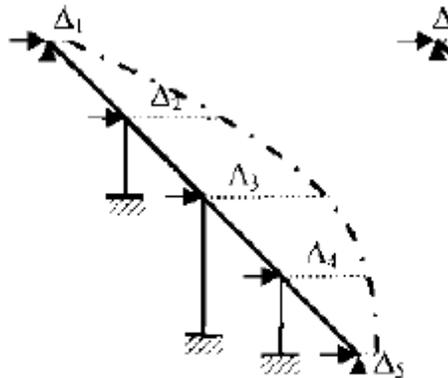
$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_{max}}{M_D} = \frac{592 \times 0,584}{1235,4} = 0,280$$

Debido a que θ es mayor al 10%, se deberá aumentar el Mf de diseño en un 50% de P- Δ , es decir:

Md = 469,42 tnm será el momento que debemos adoptar para el diseño por capacidad de cada columna de la pila.

4.2.6- PROCESO DE DISEÑO PARA LA RESPUESTA TRANSVERSAL:

Como nos encontramos en presencia de una superestructura rígida y regular, adoptamos un perfil de desplazamiento tipo a:



**(d) Symm., Restrained at abuts.
Flexible SS**

Figura 38

La pila crítica en este caso será la P3 (H=14,63m), debido a que está ubicada cerca del centro del tramo y es la más corta en estas condiciones, de la cual obtenemos el desplazamiento de fluencia:

$$\phi_y = 2,25 \frac{\epsilon_y}{D} = 2,25 \frac{0,005}{1,80m} = 6,25 \times 10^{-3} m^{-1}$$

$$\Delta y = C_1 \phi_y (H + L_{sp})^2 = 1/6 \times 6,25 \times 10^{-3} \times (14,63 + 2 \times 0,325)^2$$

$$\Delta y = 0,243 m = 243mm$$

La curvatura de estado límite, para el concreto es:

$$\phi_{ls,c} = \frac{\epsilon_{dc}}{c} = \frac{0,0103}{0,405} = 0,0254 m^{-1}$$

Y obtenemos el desplazamiento de diseño para el plano transversal de la pila:

$$L_p = K L_c + L_{sp} \geq 2 L_{sp}$$

$$K = 0,2 (f_u / f_{ye} - 1) \leq 0,08$$

$$\text{Con } f_u / f_{ye} = 1,35$$

$$K = 0,07$$

$$L_{sp} = 0,022 \times f_{ye} \times d_{bl} = 0,022 \times (420 \text{ MPa} \times 1,1) \times 32 \text{ mm} = 325 \text{ mm}$$

$$L_c = \text{Distancia del punto crítico al punto de inflexión} = 14,63/2 \text{ m} = 7,31 \text{ m}$$

$$L_p = 0,07 \times 7,31 + 0,325 = 0,837 \text{ m}$$

Desplazamiento de diseño:

$$\Delta d = \Delta y + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H$$

$$\Delta d = 0,243 + (0,0254 - 6,25 \times 10^{-3}) 0,837 \times 14,63$$

$$\Delta d = 0,477 \text{ m}$$

A continuación vemos los desplazamientos de cada una de las pilas para el perfil de desplazamientos transversal supuesto:

Elemento	Posic. (x)	Despl (% pila 3)	Despl. (mm)
E1	-112	0	0
P1	-84	44	223
P2	-56	75	382
P3	-28	94	477
P4	0	100	509
P5	28	94	477
P6	56	75	382
P7	84	44	223
E2	112	0	0

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD:

Teniendo en cuenta las longitudes de los tramos, podemos sacar las longitudes tributarias y las masas que corresponden con cada elemento:

Cálculo de masa efectiva		
Carga permanente distribuída	17,46	tn/m
Puntual concentrada (VT)	51,54	tn
P1	72,55	tn
P2	83,32	tn
P3	88,46	tn
P4	108,23	tn
P5	102,91	tn
P6	92,02	tn
P7	77,45	tn

	L tribut. (m)	Masa (tn)	Peso inercial: (kN)
M _{E1}	14,00	296,0	2902,1
M _{P1}	28,00	664,5	6515,6
M _{P2}	28,00	675,3	6621,1
M _{P3}	28,00	680,4	6671,5
M _{P4}	28,00	700,2	6865,3
M _{P5}	28,00	694,9	6813,2
M _{P6}	28,00	684,0	6706,5
M _{P7}	28,00	669,4	6563,6
M _{E2}	14,00	296,0	2902,1

Obtenemos el desplazamiento de diseño para el sistema equivalente de un grado de libertad a través de la siguiente expresión:

$$\Delta_d = \frac{\sum(mi\Delta i^2)}{\sum(mi\Delta i)}$$

	mi	Δi (m)	Δi ² (m ²)	mi x Δi	mi x Δi ²
M _{E1}	295,98	0,050	0,003	14,80	0,74
M _{P1}	664,51	0,223	0,050	147,92	32,93

M _{P2}	675,28	0,382	0,146	257,69	98,33
M _{P3}	680,42	0,477	0,228	324,56	154,81
M _{P4}	700,19	0,509	0,259	356,26	181,26
M _{P5}	694,87	0,477	0,228	331,45	158,10
M _{P6}	683,98	0,382	0,146	261,01	99,60
M _{P7}	669,41	0,223	0,050	149,01	33,17
M _{E2}	295,98	0,050	0,003	14,80	0,74
			Σ	1857,49	759,69

Dandonos como resultado:

$$\Delta_d = 0,409 \text{ m}$$

MASA EFECTIVA PARA EL SISTEMA DE 1 GRADO DE LIBERTAD:

Se calcula entonces la masa efectiva para el sistema de un grado de libertad, utilizando la expresión:

$$m_e = \frac{\sum(mi \Delta_i)}{\Delta_d}$$

CALCULO DE LA MASA EFECTIVA			
Elemento	P inerc (KN)	Δ _i (mm)	P x Δ _i
M _{E1}	2902,1	50	145104,2
M _{P1}	6515,6	223	1450364,4
M _{P2}	6621,1	382	2526606,8
M _{P3}	6671,5	477	3182294,8
M _{P4}	6865,3	509	3493081,4
M _{P5}	6813,2	477	3249879,2
M _{P6}	6706,5	382	2559183,1
M _{P7}	6563,6	223	1461053,5
M _{E2}	2902,1	50	145104,2
		Me (tn)	4541,7

$$M_e = 4541,7 \text{ tn}$$

DUCTILIDAD Y AMORTIGUAMIENTO POR PILA:

DUCTILIDAD Y AMORTIGUAMIENTO				
	Δ _D (mm)	Δ _{YT} (mm)	μ _D	ξ
P1	223	167	1,34	0,09
P2	382	217	1,76	0,11

P3	477	243	1,96	0,12
P4	509	358	1,42	0,09
P5	477	325	1,47	0,09
P6	382	262	1,45	0,09
P7	223	189	1,18	0,07

PROPORCIÓN DE CORTE POR ELEMENTO:

Aquí asumimos para la primera iteración un $x = 0,5$.

Proporción de corte por elemento		
Elem.	Hst	Proporción
E1	-	0,25
P1	6,33	0,06
P2	7,22	0,07
P3	7,64	0,07
P4	9,28	0,09
P5	8,84	0,08
P6	7,94	0,07
P7	6,73	0,06
E2	-	0,25

AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE DEL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD:

Utilizamos la siguiente expresión para calcular el amortiguamiento del sistema:

$$\xi_e = \frac{x\Delta_d \times 0,05 + (1-x) \left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \cdot \xi_i \right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}{x\Delta_d + (1-x) \left(\sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i} \cdot \Delta_i \right) / \sum_{i=2}^4 \frac{1}{H_i}}$$

Amortiguamiento del sistema					
	1/H _i	Δ _i (m)	ξ	Δ _i x 1 / H _i	Δ _i x 1 / H _i x ξ
P1	0,079	0,223	0,09	0,018	0,0015
P2	0,069	0,382	0,11	0,026	0,0029
P3	0,065	0,477	0,12	0,031	0,0037
P4	0,054	0,509	0,09	0,027	0,0025
P5	0,057	0,477	0,09	0,027	0,0026
P6	0,063	0,382	0,09	0,024	0,0023

P7	0,074	0,223	0,07	0,017	0,0012
Σ	0,462			0,17	0,0167

$$\xi_e = 0,073$$

DETERMINACIÓN DEL PERÍODO EFECTIVO, RIGIDEZ Y CORTE BASAL:

Factor de reducción espectral:

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{sys}} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,073} \right)^{0,5} = 0,869$$

Con esto obtenemos el espectro de pseudodesplazamientos para el amortiguamiento de 0,073:

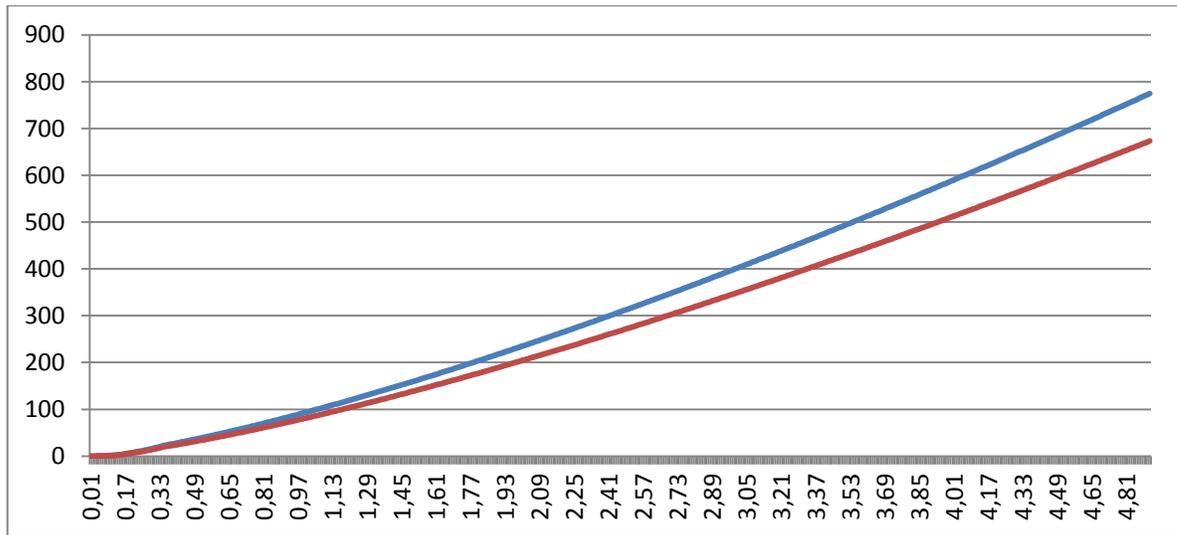


Figura 39

Ingresando entonces con el desplazamiento de diseño (409mm) obtenemos que nuestro período de respuesta para el sistema de 1 grado de libertad es de 3,39 s.

La rigidez efectiva será luego:

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m e}{T_e^2} = 20326,5 \text{ KN/m}$$

El corte basal será entonces:

$$V_{base} = 20326,5 \times 0,409 = 8313,3 \text{ KN}$$

DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS:

DISTRIBUCIÓN FUERZAS INERCIALES				
	mi (tn)	Δi (m)	mi x Δi	Fi (KN)
E1	296,0	0,050	14,80	66,23
P1	664,5	0,223	147,92	662,03
P2	675,3	0,382	257,69	1153,29
P3	680,4	0,477	324,56	1452,58

P4	700,2	0,509	356,26	1594,44
P5	694,9	0,477	331,45	1483,43
P6	684,0	0,382	261,01	1168,16
P7	669,4	0,223	149,01	666,91
E2	296,0	0,050	14,80	66,23
		Σ	1857,49	8313,29

RIGIDECES EFECTIVAS DE CADA ELEMENTO:

RIGIDECES EFECTIVAS estimadas				
	Fi (KN) (col.)	Δ_i (m)	Ki (KN / m)	Ki (tn / m)
E1	2078,32	0,050	41566,45	4239,31
P1	711,84	0,223	3197,85	326,14
P2	624,03	0,382	1635,30	166,78
P3	589,32	0,477	1235,47	126,00
P4	485,43	0,509	954,07	97,30
P5	509,61	0,477	1068,36	108,96
P6	567,41	0,382	1486,92	151,65
P7	669,00	0,223	3005,41	306,52
E2	2078,32	0,050	41566,45	4239,31

Observamos a continuación la deformada del modelo numérico adoptado:

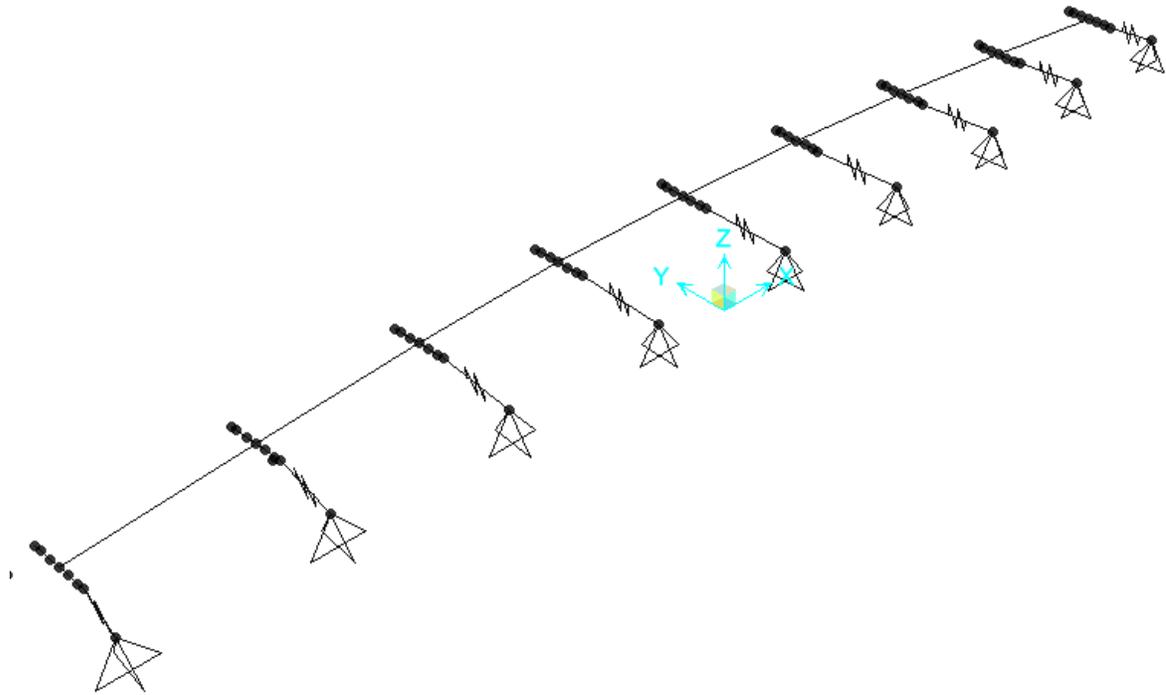


Figura 40

El desplazamiento de la pila crítica en el modelo es inferior al de diseño, por ende, debemos iterar hasta lograr el desplazamiento deseado.

Luego de realizar varias iteraciones, logramos obtener el desplazamiento de diseño en la pila tres para un valor de $x = 0,75$.

Comenzamos de nuevo desde encontrar el desplazamiento de diseño para el sistema de un solo grado de libertad, con el valor de x y el perfil de desplazamientos nuevo:

Los valores para esta ronda de resultados son:

Δd	0,398	m
m_e	4552,5	tn

Ductilidad y amortiguamiento		
	μ_d	ξ
P1	1,32	0,08
P2	1,69	0,11
P3	1,91	0,12
P4	1,39	0,09
P5	1,43	0,09
P6	1,40	0,09
P7	1,18	0,07

Proporción de corte por elemento		
Elem.	Hst	Proporción
E1	-	0,375
P1	6,33	0,029
P2	7,22	0,033
P3	7,64	0,035
P4	9,28	0,043
P5	8,84	0,041
P6	7,94	0,037
P7	6,73	0,031
E2	-	0,375

ξ_e	0,061
---------	-------

Te	3,15	s
Re	18112,85	KN/m
Vbase	7207,28	KN

	Fi (tn)	Ki (tn/m)
E1	6,01	5512,96
P1	59,32	143,05
P2	100,29	75,38
P3	128,11	56,15
P4	141,78	43,01
P5	131,11	48,45
P6	102,14	68,17
P7	60,30	133,23
E2	6,01	5512,96

Iteración final	x=	0,84
	Fi (tn)	Ki (tn/m)
E1	306,40	6128,07
P1	20,94	95,17
P2	18,35	50,15
P3	17,33	37,36
P4	14,28	28,61
P5	14,99	32,23
P6	16,69	45,35
P7	19,68	88,63
E2	306,40	6128,07

3º Ronda de iteraciones, en la cual se obtiene la convergencia:

Δd	0,379	m
me	4565,9	tn

Ductilidad y amortiguamiento		
	μ_D	ξ
P1	1,27	0,08
P2	1,61	0,10
P3	1,82	0,11
P4	1,33	0,08
P5	1,37	0,09
P6	1,34	0,09
P7	1,13	0,07

Proporción de corte por elemento		
Elem.	Hst	Proporción
E1	-	0,420
P1	6,33	0,019
P2	7,22	0,021
P3	7,64	0,023
P4	9,28	0,028
P5	8,84	0,026
P6	7,94	0,024
P7	6,73	0,020
E2	-	0,420

ξ_e	0,056
---------	-------

Te	2,97	s
Re	20434,76	KN/m
Vbase	7754,83	KN

	Fi (tn)	Ki (tn/m)
E1	6,76	6643,60
P1	64,30	102,22
P2	107,88	54,28
P3	137,28	40,59
P4	152,13	31,05
P5	140,83	34,94
P6	109,59	49,21

P7	65,39	95,17
E2	6,76	6643,60

Iteración final	x=	0,84
	Fi (tn)	Ki (tn/m)
E1	332,18	6643,60
P1	21,67	102,22
P2	19,00	54,28
P3	17,94	40,59
P4	14,78	31,05
P5	15,51	34,94
P6	17,27	49,21
P7	20,37	95,17
E2	332,18	6643,60

Finalmente, detallamos los valores que resultan con la convergencia del método:

Para un $x = 0,84$

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Corte por pila (tn)	22,65	20,00	18,95	15,59	16,33	18,20	21,23
Hs (Altura efectiva de corte)	6,33	7,22	7,64	9,28	8,84	7,94	6,73
Momento Flector (tnm)	143,26	144,30	144,78	144,60	144,28	144,42	142,88
Mf por columna (tnm)	47,75	48,10	48,26	48,20	48,09	48,14	47,63

Nuevamente, los valores críticos se dan para el diseño longitudinal, por ese motivo se deberá continuar con el diseño por capacidad para aquellas magnitudes.

5- Conclusiones

Como conclusiones, podemos resaltar, la posibilidad de determinar los desplazamientos de diseño y por ende esperados para diferentes magnitudes de sismo en la estructura. Esto le permite al diseñador tener un mayor control de los daños que pueden ocurrir en las estructuras, como así también predecir con mayor seguridad el comportamiento de la estructura.

Luego de haber aplicado el método en casos reales, en diferentes emplazamientos podemos realizar diversas observaciones sobre el método:

- En primer lugar, en el caso de las fundaciones, se tiene en cuenta el suelo solo para las pilas del tipo pilote-columna y solo suelos arcillosos o arenosos, por lo que el rango de aplicación pareciera reducido.
- Luego, para el mismo tipo de pilas (pilotes-columna), observamos que debido a las características del suelo y a su interacción con el pilote, los desplazamientos que se obtienen, tanto de fluencia como de diseño son muy grandes (del orden de tres veces los desplazamientos de pilas fundadas por zapatas) y por ende es muy probable que estas pilas trabajen respondiendo de manera elástica frente a las sollicitaciones sísmicas. Esto marca una gran diferencia con el método de las fuerzas, en donde muchas veces se plantea la ductilidad con la que la estructura va a trabajar, sin tener en cuenta verdaderamente los desplazamientos que implicarían.
- Para pilas del tipo pilotes-columnas, solo se tiene en cuenta el caso en el que las columnas y pilotes tienen el mismo diámetro.
- En el caso de zapatas, no se tiene en cuenta el nivel de flexibilidad que tiene dicha fundación.
- En el caso de encontrar tableros cortos,
- No está bien definido cómo tener en cuenta las diferentes tipologías de estribos que se pueden llegar a encontrar.
- Para el diseño transversal, en el caso de tener los apoyos extremos restringidos, para los puentes que tengan pocos y cortos tramos suficientemente rígidos, se observa que se traslada la mayor parte del corte basal hacia los estribos, no alcanzándose nunca el desplazamiento de diseño de la pila crítica. Esto significa que la rigidez de la superestructura es tan grande que domina la respuesta sísmica. El diseño de las pilas se hará en función de las cargas gravitatorias en esos casos.
- Se aprecia por los resultados obtenidos, que generalmente domina la respuesta longitudinal frente a la transversal.

Como una conclusión más general entonces, podemos decir que el método plantea una manera de diseñar de una manera más eficiente y lógica, planteando en primer instancia cómo se debiera comportar la estructura y continuar en base a ello, adoptando valores de ductilidad más acertados que para los métodos basados en las fuerzas.

Sin embargo, al momento de la aplicación del método, presenta muchas circunstancias para las cuales el método todavía está muy prematuro y no sería correcto aplicarlo.

Prevalece, sin embargo, decir que para estructuras regulares y en donde los desplazamientos máximos deseados son bien conocidos, el método se puede aplicar de manera correcta y obtener resultados muy buenos.

Para trabajos futuros, a manera de continuación, recomiendo abordar como tema, la profundización de la aplicación del método para el diseño por desplazamiento en pilas, para y comparar diferentes tipos de apoyos.

Por otra parte, sería bueno realizar una comparación entre el método de diseño vigente para la normativa argentina y el método estudiado en éste trabajo, pudiéndose materializar dicha comparación a través de análisis inelástico tiempo-historia y/o análisis push-over.

6- Referencias

7- Anexos
