Cod. 9583 | Tecnología de la construcción | 3305.05 Tecnología del hormigón

Metodología de diseño de porticos sometidos a acciones horizontales. Análisis de un caso particular

Design methodology for portal frames of building structures under horizontal forces. Particular case analysed

Luis Carrillo-Alonso, Alvaro Picazo-Iranzo y Juan-Antonio Alonso-Vera
Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Edificación (España)

DOI: http://dx.doi.org/10.6036/9583

Las estructuras aporticadas son el esquema resistente más habitual en edificación para soportar las cargas que se generan durante su vida útil. Normalmente, en edificación convencional, son las acciones gravitatorias (pesos propios, cargas muertas y sobrecargas de uso) las que determinan el dimensionado de los pórticos. Las acciones horizontales no suelen ser las de mayor cuantía salvo en edificaciones de cierta altura, en las cuales se hace necesario plantear esquemas resistentes específicos para resistir las cargas de viento. En general para este tipo de acciones será necesario conseguir intraslacionalizar o arriostrar la estructura, o al menos dotarla de un cierto núcleo rígido que pueda ser capaz de absorber estas cargas [1].

La principal diferencia que se puede encontrar entre el efecto causado por las acciones gravitatorias y las horizontales es que mientras que en el primer caso el sentido de las cargas es siempre el de la gravedad, en el caso de las acciones horizontales el sentido puede variar y consecuentemente el signo de los esfuerzos. Es más, bajo la actuación de las acciones gravitatorias aparecen flexiones principalmente en los soportes exteriores de los pórticos, mientras que al actuar cargas horizontales aparecen flexiones en cabeza de todos los soportes, no sólo en los exteriores.

Muy diferente es el planteamiento resistente que se debe buscar como solución a la actuación sobre un pórtico de fuerzas horizontales de carácter sísmico. En estos casos el volumen de fuerza a resistir no depende sólo de la ubicación de la estructura, sino que depende de su propia configuración y distribución de masas y rigideces. Es decir, que mientras que para el caso de las acciones de viento el valor de la acción es un dato independiente del dimensionado de la estructura, en el caso de la acción sísmica estas fuerzas dependen de la propia estructura dimensionada [2].

La anterior cuestión y la problemática asociada al diseño de los nudos de los pórticos bajo este tipo de cargas son los motivos que han llevado al estudio que se desarrolla en este documento, en el que se ha analizado un caso particular de un pórtico singular de hormigón construido en una zona de alta sismicidad. Dicho pórtico se ha estudiado mediante modelos de elementos finitos que han permitido validar los modelos simplificados de bielas y tirantes (en adelante ByT) que se han utilizado para el dimensionado de las armaduras finalmente dispuestas.

1. PROBLEMÁTICA ANALIZADA

1.1. LA ACCIÓN SÍSMICA Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO RESISTENTE

La acción horizontal más importante frente a la que se puede llegar a tener que diseñar una edificación es la acción debida a la aceleración del terreno generada por un evento sísmico. Esta acción se producirá sólo en aquellas zonas susceptibles, las cuales quedarán caracterizadas así en los correspondientes mapas sísmicos, en los que además se evalúa la intensidad máxima de dichos eventos esperable para un determinado periodo de retorno.

Una vez determinada la aceleración que actúa sobre la base de la estructura, habrán de calcularse las fuerzas de inercia generadas, que podrán ser obtenidas a partir de los denominados espectros elásticos de respuesta, donde se establecerán las aceleraciones generadas para cada modo de vibración de la estructura. El análisis dinámico se podrá realizar mediante un análisis modal espectral, de tal forma que se integre el efecto de cada modo de vibración individual sobre el conjunto, en base a los coeficientes de participación y masas movilizadas.

Los valores habituales de los periodos principales de las estructuras de edificación suelen situarse en la rama descendente de los espectros de respuesta. En estos casos, dado que los periodos propios son proporcionales a la raíz cuadrada del cociente de la masa movilizada y la rigidez de la estructura, resultará entonces que a igualdad de masa movilizada el aumento de rigidez de la estructura implicará una disminución del periodo propio y por lo tanto un aumento de la acción sísmica a resistir, tal y como se muestra en la Figura 1. Es decir, que al

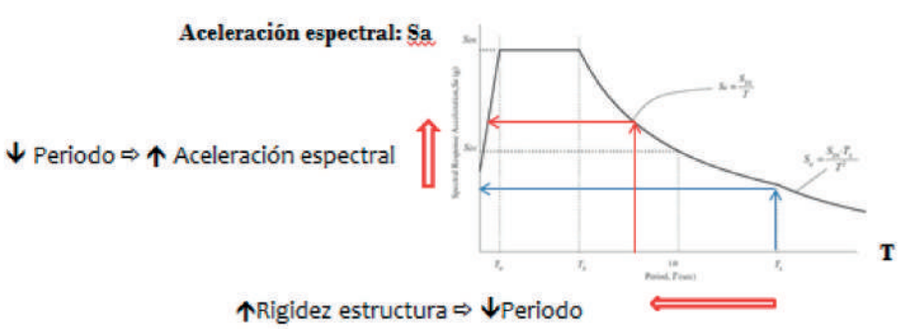


Fig. 1: Efecto sobre el espectro elástico de respuesta del incremento de rigidez

contrario de lo que sería habitual en una estructura bajo acciones no sísmicas, el aumento de rigidez no lleva a la solución del problema resistente.

De esta forma, en zonas con una cierta sismicidad, se aconseja plantear estrategias de diseño sísmico basadas en la flexibilización de la estructura, considerando en ese sentido el efecto de las cimentaciones profundas mediante pilotes o pilas-pilote. La contrapartida a este planteamiento es que habrá que tener en cuenta la compatibilidad de las mayores deformaciones generadas.

Conjuntamente con las anteriores ideas, se pueden desarrollar diseños que busquen la disipación de la acción sísmica mediante la plastificación de ciertos elementos de una estructura (rótulas plásticas). La acción sísmica se vería así reducida en proporción a la energía empleada en la deformación de los materiales por encima de su rango elástico, siempre que la estructura haya sido diseñada para desarrollar dicha demanda de ductilidad. Este planteamiento será el único económicamente viable en zonas de alta sismicidad [3] [4]. El denominado diseño por capacidad permitirá proyectar entonces ciertos elementos como "fusibles", normalmente soportes, donde se producirá la plastificación de los materiales, de manera que se establezca un límite en el valor de la acción sísmica a generarse sobre la estructura. Eso sí, el resto de elementos de la estructura deben quedar protegidos por capacidad, garantizándose su "sobrerresistencia" respecto de los máximos esfuerzos que se desarrollarían en los elementos fusibles. De esta forma se pretende asegurar que sólo se alcanza la plastificación en aquellos elementos que se han diseñado para ello.

Este planteamiento implica la asunción como "peaje" de un cierto daño en la estructura después del evento sísmico, el cual requerirá de su reparación posteriormente. Si quisiera evitarse el daño en la estructura, ésta debería quedar siempre en el rango elástico al actuar la acción sísmica, por lo que la única forma de reducir las fuerzas a considerar, más allá de su máxima flexibilización posible, sería conseguir su aislamiento mediante elementos de conexión con capacidad para disipar energía como aparatos de apoyo de alto amortiguamiento, apoyos con núcleo de plomo, amortiguadores, etc. [5]

En el caso específico de estructuras aporticadas de hormigón, en las que no se use ningún sistema de aislamiento y se recurra únicamente a la ductilidad como estrategia sísmica, será especialmente importante el diseño de los nudos de conexión entre soportes y dinteles, dado que será en estos puntos donde se esperaría la formación de rótulas plásticas. De esta forma, tanto los materiales como los detalles de armado propuestos (aceros de alta ductilidad, confinamiento del hormigón), deben permitir la plastificación y la generación de las grandes deformaciones que son necesarias para disipar la acción sísmica.

Igualmente se deberá prestar especial atención a los detalles y despieces de las armaduras pasivas, considerando las longitudes de anclaje y solape incrementadas que correspondan.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL CASO PARTICULAR ESTUDIADO

En este estudio se ha procedido a analizar un pórtico específico que corresponde a la estructura de una estación de un Metro elevado, el cual discurre en altura a lo largo de todo su trazado sobre un viaducto elevado unos 10-15 m sobre el nivel de calle. En consecuencia, igualmente las estaciones se disponen también en altura, ubicadas en edificios que dan cabida tanto a los accesos, como a los vestíbulos y andenes (ver figura 2).

La estructura que conforma estas estaciones consiste en un conjunto de pórticos de hormigón armado, en secuencia de 15 m, los cuales soportan dos niveles: el de vestíbulo inferior y el de andenes superior. Todo el conjunto del edificio queda cerrado por una cubierta metálica envolvente que se apoya en la propia estructura aporticada.

El nivel de andenes soporta además las vigas prefabricadas en U que dan soporte a los trenes. Estas últimas se apoyan en uno de cada 2 pórticos, ya que salvan luces de 30 m. La conexión entre los elementos prefabricados y los pórticos se materializa mediante apoyos de neopreno y topes sísmicos, que impiden los desplazamientos verticales y horizontales en dirección transversal, quedando en dirección longitudinal una cierta holgura que permite las deformaciones impuestas por la temperatura y los efectos reológicos del hormigón, pero coarta los movimientos debidos al sismo.

Los pórticos de hormigón disponen de dos pilares circulares cada uno, separados 7'00 m entre ejes, sobre los que se empotran 2 dinteles, uno por altura, generando ambos la superficie total necesaria en cada nivel mediante grandes voladizos laterales. En concreto, en el nivel de vestíbulo se crean voladizos de hasta 12'70 m de longitud, resultando necesario pretensar estos elementos, tanto para limitar las deformaciones, como para ajustar sus cantos y pesos.

El estudio se centrará en adelante en el análisis del nivel de andenes, cuyas dimensiones principales son:

- *Luces de cálculo: 7'50 + 7'00 +7'00 m*
- *Sección dintel: 1'75 a 2'30 m de canto y 2'25 m de ancho*
- *Soportes circulares de 1'80m de diámetro*

La característica principal que condiciona todo el diseño de esta estructura es la acción sísmica que es necesario considerar. En el caso de estas estaciones las aceleraciones del terreno a tener en cuenta son muy elevadas. En concreto, en estas localizaciones se establecen aceleraciones del terreno aPGA de hasta 0'9·g (hay que recordar que según la normativa española NCSE02 las acelaraciones máximas esperables en nuestro país son menores de 0'3·g). Estos valores inducen fuerzas de inercia que dimensionan por completo la estructura, es decir, que es la condición de no colapso ante la acción sísmica la que determina el diseño resistente.

Este pórtico representa un ejemplo claro de estructura sometida a grandes fuerzas sísmicas, donde se plantean dos direcciones ortogonales muy claras, diferenciadas en comportamiento. La dirección longitudinal o perpendicular a los pórticos, en la que la acción sísmica se resiste únicamente mediante flexión en los soportes, y la dirección transversal, o contenida en el plano del pórtico, en la que la acción sísmica se resiste por flexión en el conjunto del pórtico junto con axiles en los soportes. De estas 2 direcciones, es la dirección transversal la más rígida y por lo tanto la que deberá soportar las mayores fuerzas de inercia.

En este caso además, más allá de la flexibilización que aporta la consideración de la cimentación profunda, no se ha planteado ningún sistema de aislamiento adicional, por lo que para que el diseño resulte económicamente razonable se ha considerado la disipación mediante la formación de rótulas plásticas en cabeza de los soportes, en el nudo de conexión con los dinteles. Queda entonces conferida al diseño del detalle del armado de dichos nudos la responsabilidad de garantizar la seguridad de la estructura. Este es el motivo por el que se plantea el análisis desarrollado a continuación, en el que se estudiará el esquema de los armados a disponer en estos elementos.

2. DESARROLLO DEL ESTUDIO

La primera parte del estudio se centra en la comprensión de los mecanismos resistentes teóricos, para a continuación proceder a la generación de modelos de elementos finitos a partir de los cuales conocer las trayectorias y volumen de tensiones existentes, y finalmente en la parte final del estudio proponer unos modelos de ByT que permitan de forma simplificada plantear el armado que es necesario disponer en estas piezas.

2.1. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA PIEZA

Para poder interpretar y validar los resultados del modelo de elementos finitos que se desarrolle de la pieza, hay que analizar primeramente el comportamiento resistente teórico del elemento a estudiar.

En primer lugar hay que diferenciar el comportamiento frente a las cargas verticales y las horizontales debidas al sismo: mientras que las primeras serán provocadas por el peso propio del dintel, los pesos del forjado de anden aplicados sobre los voladizos, y el peso de los tableros del viaducto del metro aplicados sobre el vano central, las segundas se deberán a las fuerzas de inercia de los pesos anteriores.

Las cargas verticales se repartirán de forma simétrica en base a las rigideces de dintel y soporte, generando así pequeñas flexiones en los fustes, siendo este el motivo por el que en adelante el estudio se centrará en el análisis de los efectos de las fuerzas horizontales. Además, las acciones horizontales en cambio presentan una particularidad y es que mientras que las fuerzas de inercia del dintel se aplican en su centro de gravedad, las debidas a los pesos de forjados y tableros se aplicarán con una cierta excentricidad (altura entre el cdg del dintel y el de los forjados o tableros), generándose entonces sobre el pórtico momentos adicionales a las fuerzas horizontales.

Así, se puede diferenciar entonces el comportamiento del pórtico frente a las fuerzas horizontales y frente a los momentos generados por las fuerzas de inercia de los elementos apoyados sobre el dintel (Figura 3). Las primeras de ellas generan, como se detalla en la Figura 4, cortantes y momentos en cabeza de los pilares que contrarrestan las acciones exteriores, junto con un par de fuerzas axiles en los soportes de tracción y compresión.

En cambio, la acción de los momentos exteriores sobre el pórtico, como se



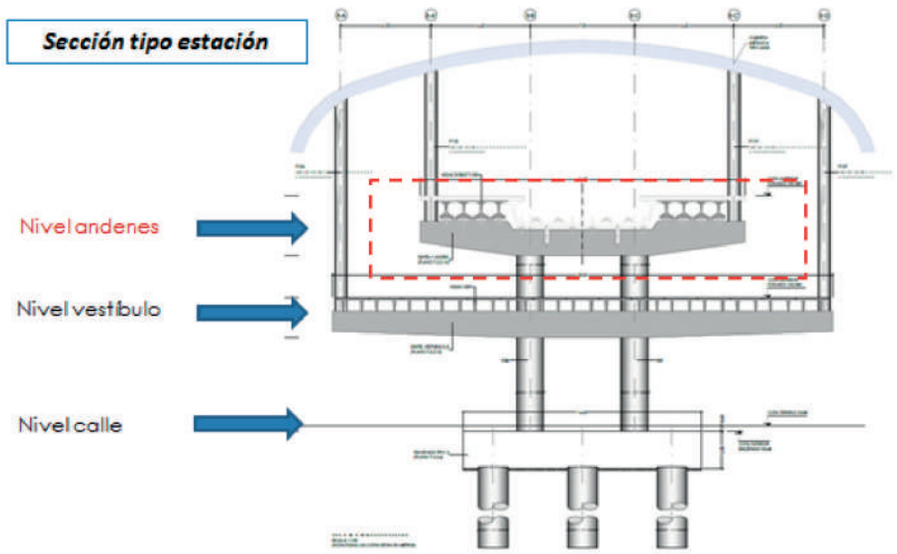


Fig. 2: Estructura aporticada de Estación tipo elevada

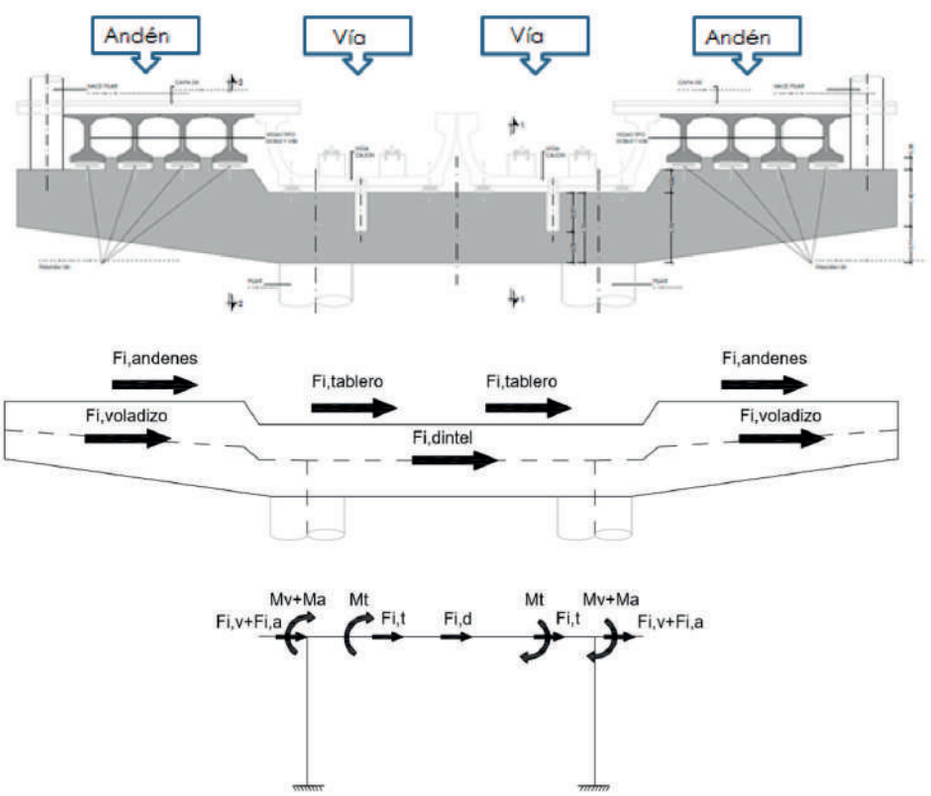


Fig. 3: Detalle y esquema resistente del dintel del nivel de andenes frente a acción sismo

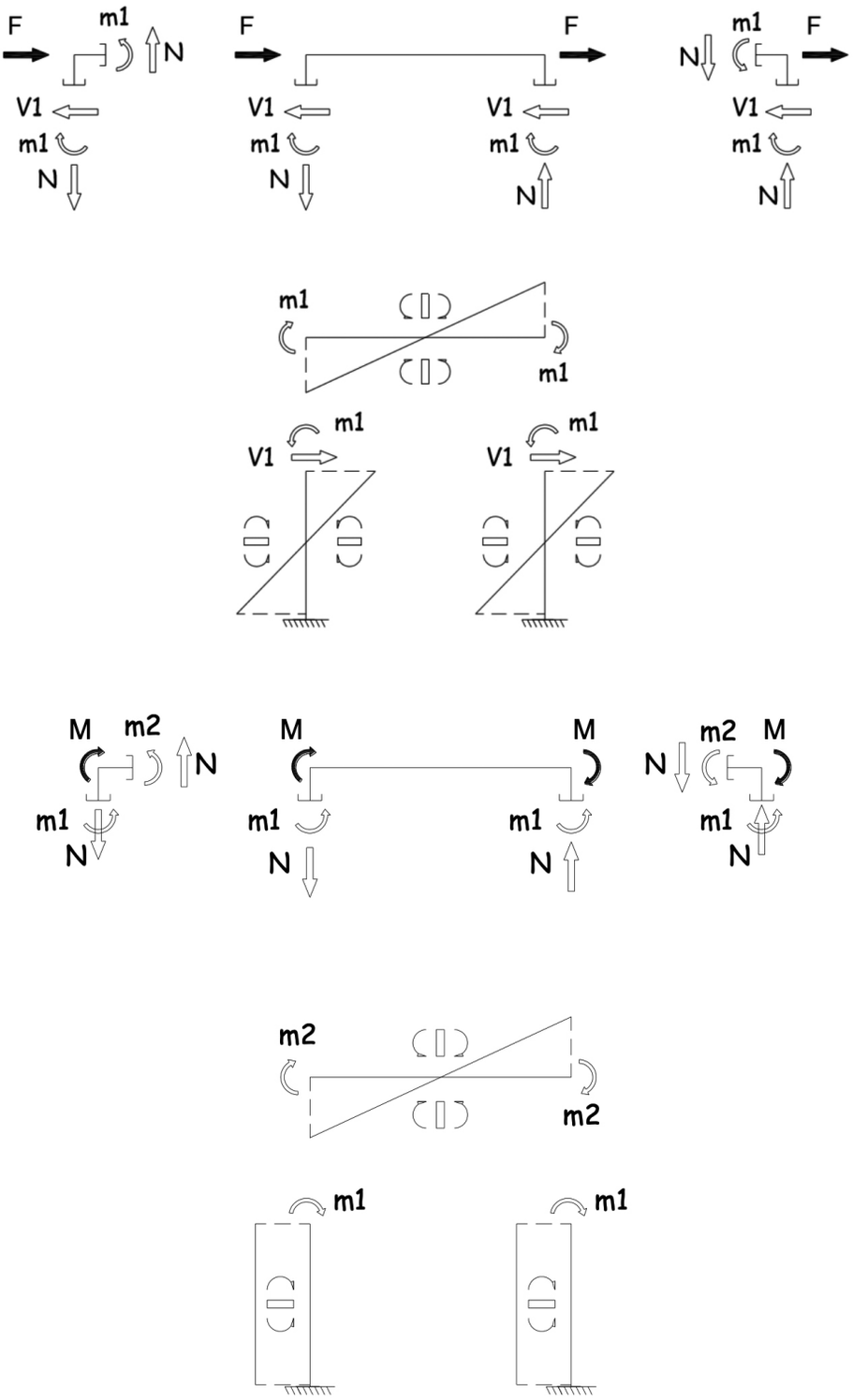


Fig. 4: Esquema resistente del pórtico frente a fuerzas horizontales y frente a momentos localizados

observa en la Figura 4, genera sobre los soportes flectores constantes junto con un par de fuerzas axiles de tracción y compresión. En este caso el signo de los flectores en cabeza de los soportes es contrario al generado en el caso anterior.

En definitiva, resultará que el efecto global de las fuerzas de inercia provocadas por la acción sísmica sobre el pórtico será la suma de los dos efectos anteriormente comentados, siendo entonces el resultado final obtenido en esfuerzos dependiente de la importancia relativa de cada uno ellos. Es decir, que el signo de los flectores en cabeza de los soportes dependerá de si el efecto de la excentricidad es mayor que el debido a las propias fuerzas de inercia.

Habrá que tener en cuenta además que el análisis anterior se ha realizado para el caso de unas fuerzas de inercia aplicadas en un determinado sentido, pero la propia acción sísmica provocará la variación del sentido de dichas fuerzas.

2.2. RESULTADOS DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

El análisis realizado se basa en la generación de modelos de elementos finitos, que en concreto han reproducido la forma del dintel superior del pórtico, considerando la forma circular de los soportes. El tipo de elemento utilizado es de tipo lámina, lineal con 6 grados de libertad por nodo y con las formas de deformación lineales, siendo el número total de elementos de 10944. Las coacciones introducidas sobre el modelo representan las vinculaciones que establece el resto del pórtico sobre esta pieza, es decir se han coartado los movimientos de todos los nudos de la base de los soportes frente a movimientos horizontales y verticales. Habiéndose modelizado los soportes con su altura real, en este epígrafe se mostrarán esquemas que sólo representan la zona superior en el entronque con el dintel, dado que ésta es la zona en concreto a estudiar.

Sobre este modelo se han analizado dos hipótesis de carga diferentes:

- Hipótesis 1: En primer lugar se han obtenido los estados tensionales generados por las fuerzas de inercia (consideradas hacia la derecha) debidas al peso propio del tramo central del dintel, entre soportes, las cuales muestran la validez de las conclusiones establecidas en el epígrafe anterior respecto de los esfuerzos generados para este caso de carga. Estos resultados se muestran en la Figura 5.
- Hipótesis 2: Por otra parte, bajo la aplicación de fuerzas de inercia debidas al peso de los voladizos y de los elementos que gravitan sobre el pórtico (considerando todas éstas aplicadas hacia la derecha) se obtienen los resultados que se muestran también en la Figura 5. En este caso el equilibrio de momentos en el nudo se establece entre dintel, soporte y voladizo, siendo estos dos últimos del mismo signo. Se observa así que el efecto de la excentricidad de las cargas no llega a producir el cambio de signo del flector en el soporte al ser mayor el efecto de las fuerzas horizontales de inercia.

2.3. MODELO SIMPLIFICADO DE BIELAS Y TIRANTES

A partir de los resultados del epígrafe anterior se puede proceder entonces a plantear los modelos de ByT que permitan el dimensionado de las armaduras a

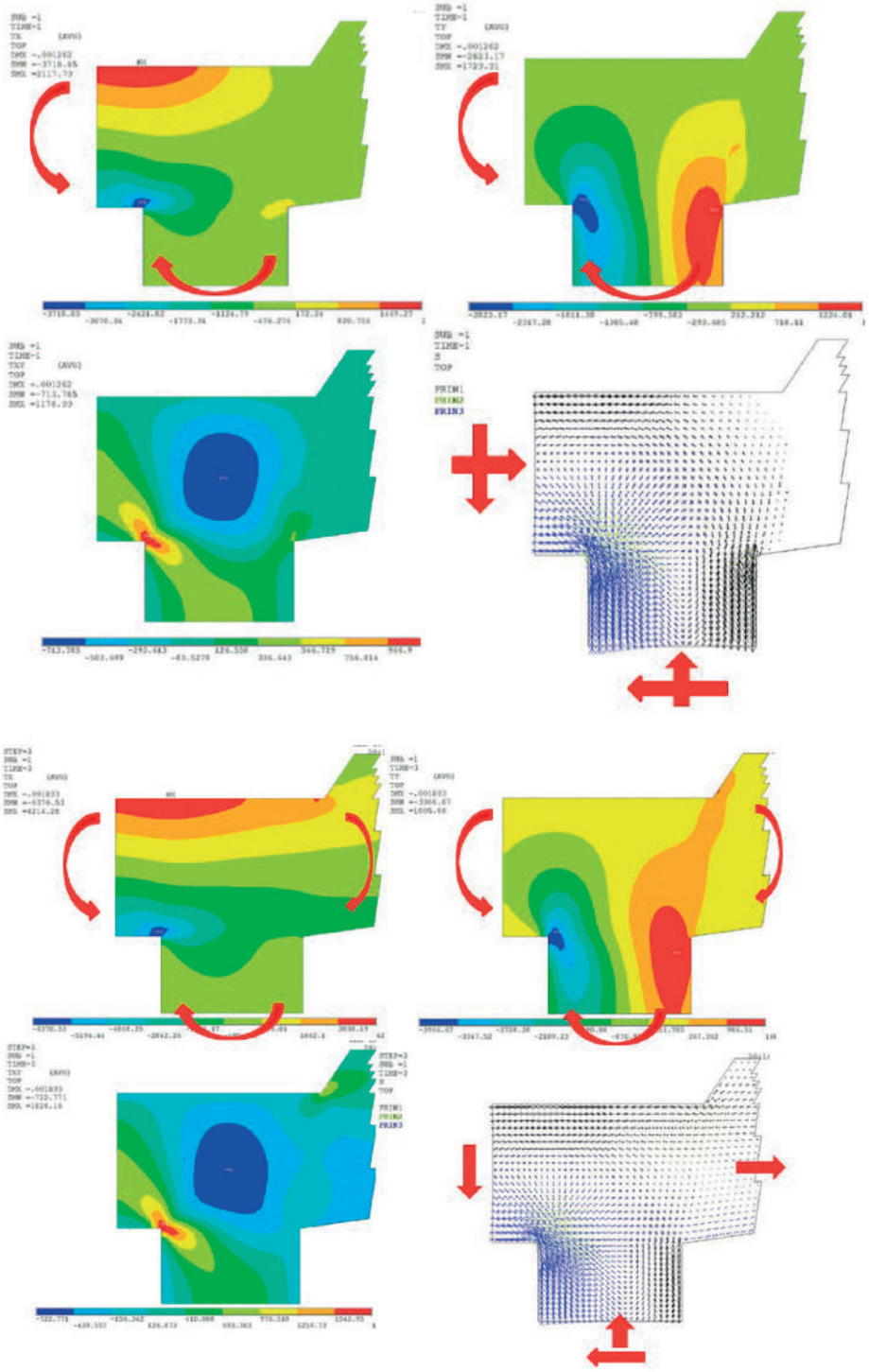


Fig. 5: Resultados obtenidos para la hipótesis de carga 1 y 2. Tensiones σx, σy, σxy e isostáticas en nudo entre el soporte derecho y el dintel

disponer en el nudo de conexión. El desarrollo y la base teórica de este método se encuentra desarrollado en las referencias [6] [7] [8].

En la bibliografía especializada [9] [10] [11] se pueden encontrar a su vez esquemas de mecanismos que permiten la transmisión de dichos esfuerzos en casos sencillos de nudos soporte dintel.

Los esquemas anteriores requieren del anclaje de las barras a tracción del soporte para el caso de la aplicación de fuerzas de inercia hacia la izquierda, con flexotracción y momento negativo en el soporte, y al solape de la armadura a tracción del soporte con la armadura de la cara superior del dintel para el caso de fuerzas de inercia hacia la derecha, con flexocompresión y momento positivo en el soporte. Estos modelos sencillos permitirían resolver de forma general el primer caso de carga planteado en este estudio (hipótesis 1), en el que no se consideraba el efecto de los voladizos y las fuerzas aplicadas en ellos.

Hay que tener en cuenta además que el problema en concreto a resolver en este estudio queda condicionado de forma particular por sus propias características. De esta forma, en nuestro caso, tanto el volumen de los esfuerzos a transmitir, y por lo tanto por la cuantía de armadura a disponer, como la forma circular de los soportes condiciona la disposición y funcionamiento de las armaduras a colocar.

En concreto la armadura longitudinal a disponer en el pilar se conformará mediante barras de gran diámetro y en mucha densidad, lo que dificultará los anclajes y solapes propuestos en los esquemas de la bibliografía.

Así, en el caso de momentos negativos en el soporte, para conseguir el anclaje de las barras del soporte en la cara superior del dintel sería necesario disponer de patillas en todos los extremos de barra, lo que en el caso de barras de gran diámetro será problemático y creará una malla tupida de armadura. Como alternativa al uso de patillas podría plantearse la disposición de armaduras de menor diámetro en U invertida solapadas con las armaduras

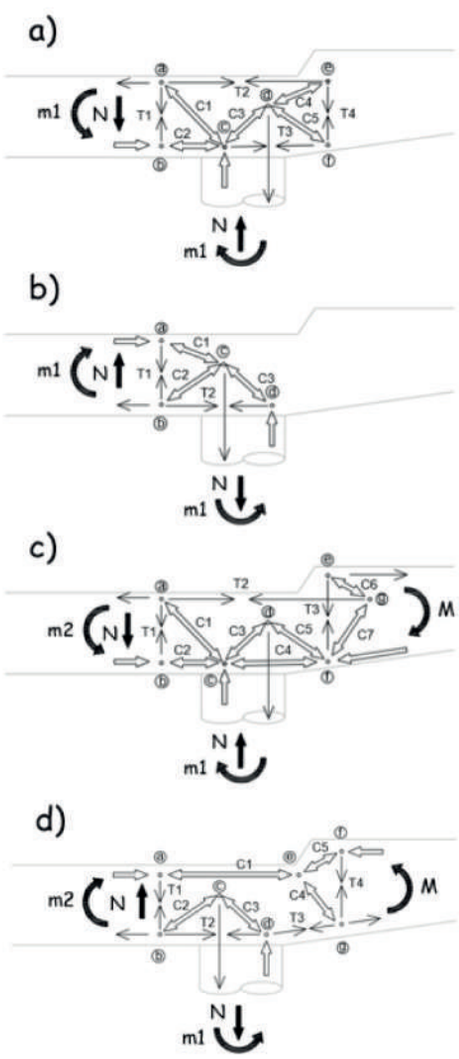


Fig. 6: Esquemas específicos de bielas y tirantes para la resolución de nudos pila- dintel

longitudinales del soporte, pero esta solución tampoco evitaría la disposición de una gran densidad de armadura en la cara superior del dintel.

Por otra parte, en el caso en el que se aplica un momento positivo al soporte, la forma circular de éste implica una disposición de las armaduras longitudinales que hacen difícil su solape con las colocadas en la cara superior del dintel.

Es por ello que se han planteado entonces unas soluciones alternativas basadas en el anclaje en prolongación recta de las barras del soporte. De esta forma se pueden plantear los dos modelos de ByT que se incluyen en la figura 6a y 6b, que resuelven los dos casos posibles según el signo de los flectores para la hipótesis 1. En dicho esquema se muestra como la disposición del punto de anclaje de las barras del pilar a media altura dentro del dintel, y no en su cara superior, implica la necesidad de armadura vertical a ambos lados del pilar en forma de cercos u horquillas, para conseguir equilibrar el mecanismo resistente.

Para la resolución del segundo caso de carga (hipótesis 2) es necesario plantear los modelos de bielas y tirantes específicos que se detallan a continuación en la figura 6c y 6d. En concreto se presentan 2 modelos que también permiten calcular las dos alternativas que representan ambos sentidos de las fuerzas de inercia.

En este caso resulta necesario disponer armadura vertical a ambos lados del pilar, independientemente del sentido de la fuerza de inercia para conseguir el equilibrio de todos los nudos.

En definitiva, de todos los modelos anteriores se extrae la conclusión de la necesidad de disponer armadura vertical en forma de cercos a ambos lados del pilar si se quiere realizar el anclaje de las barras del pilar a medio canto del dintel y conseguir una adecuada transmisión de esfuerzos entre dintel y soporte. Las cuantías necesarias disponer en el caso de estas armaduras verticales se determinarán en base a la resolución numérica de los equilibrios de los distintos nodos de los modelos de ByT para las hipótesis de cálculo correspondientes.

3. CONCLUSIONES

El estudio realizado analiza un caso particular de comportamiento de un pórtico de hormigón de edificación de grandes dimensiones sometido a unas acciones sísmicas muy importantes. La consideración de estas acciones implica un diseño muy cuidadoso de los nudos de la estructura, por lo que se hace necesario un estudio detallado de las armaduras a disponer en estas zonas.

- *Para ello en primer lugar se ha evaluado de forma teórica el comportamiento de esta estructura frente a las acciones horizontales que lo solicitan, distinguiéndose el efecto de las propias fuerzas horizontales de inercia, del efecto de la excentricidad con la que se aplican algunas de ellas.*
- *Posteriormente se ha generado un modelo de elementos finitos que permite evaluar las distribuciones de tensiones que se generan en la zona del nudo de conexión entre dintel y soporte, los cuales han resultado acordes con el comportamiento teórico predicho en el apartado anterior.*
- *Finalmente, a la vista de los resultados en tensiones obtenidos en los modelos de cálculo anteriores, se ha procedido a plantear los esquemas de ByT que permiten cuantificar y disponer las armaduras de refuerzo en el nudo de forma adecuada al comportamiento resistente de la pieza. En concreto la conexión se puede resolver mediante el anclaje en prolongación recta de las barras del pilar hasta media altura del dintel, suplementadas con la disposición de cercos en el propio dintel, a ambos lados del pilar, y con una capacidad suficiente como para garantizar el equilibrio de fuerzas necesario.*

Como conclusión de este documento se podría señalar que con este estudio se ha planteado una metodología de diseño de un elemento específico de un pórtico sometido a acciones horizontales, que permite garantizar que el armado finalmente dispuesto en esta zona sea el más adecuado. Esta metodología podría y debería aplicarse al diseño de los nudos de cualquier pórtico de edificación sometido a acciones sísmicas, que por sus dimensiones y por la complejidad de la geometría del nudo lo requiriese.

REFERENCIAS

[1] ACHE, Monografía M-20 "Proyecto de edificios altos", Ed ACHE, 2013.
[2] NCSE02 "Norma de construcción sismorresistente. Parte general y edificación", Ministerio de Fomento, 2002.
[3] ASCE-7, "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", American association of civil engineers, 2016.
[4] CALTRANS SDC-7 "Seismic design design". State of California, Department of transport, 2013.
[5] R. Sanchez Fernández, E. Pinto Gómez, "Diseño y construcción del nuevo hospital de Antofagasta con aislamiento en base", Ponencia del VII congreso de ACHE, 2017
[6] ACHE, Monografía M-6 "Método de bielas y tirantes", Ed ACHE, 2003.
[7] CEB-FIP, Bulletin 54, "Textbook on behavior, design and performance" Vol 4, 2º Ed, 2010
[8] J.M. Bairán Garcia, "Generación automática de esquemas de bielas y tirantes considerando criterios constructivos", Hormigón y Acero nº67, ACHE, 2011.
[9] P.F. Sosa, M.A. Fdez, J.L. Bonet, J.R. Martí, J. Navarro, M.C. Castro, "Método de las bielas y tirantes" Ed. VJ, 2006
[10] CEB-FIP, Bulletin 61, "Design examples for strut-and-ties models", 2011
[11] K:H:Reineck, ACI SP-208 "Examples for the design of structural concrete with strut and tie models", American Concrete Institute, 2002.
[12] Ghaisas, K.V.; Bhasus, D.; Brzev, S.; Pérez, J.J. "Strut and tie models for seismic design of confined masonry buildings". Construction and building materials, 2017.
[13] Shritaran, S.; Ingham, J.; "Applications of strut and tie to concrete bridge concepts to concrete bridge joints in seismic regions". PCI Journal, 2003.
[14] Nori, V.V.; Nerval, M.S.; "Design of pile caps – Strut and ties method". Indian concrete journal, 2007.
[15] Tyler, M.; Riding, K.A.; "Experimental verification of strut and tie models". ACI structural journal, 2007.
[16] Scezina, M.; Winnicki, A.; "Numerical simulation of corners in RC frames using strut and tie models and CDP model". Internacional conference of plasticity simulation, 2015.
[17] Lima, M. et al. "Analysis and design of concrete structures using strut and tie models y FEM. Application in foundation blocks, short consoles, wall beams and rigid shoes". Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 2019.

MATERIAL ADICIONAL

http://www.revistadyna.com/documentos/pdfs/_adic/9583-1.pdf