

EVALUACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN SOPORTES DEBIDOS A RETRACCIÓN EN EDIFICIOS SIN JUNTAS

DETERMINATION OF HORIZONTAL REACTIONS IN PILLARS, DUE TO RETRACTION IN BUILDINGS OF REINFORCED CONCRETE

M^a del Carmen Vilches Plaza ^a, Jacinto Ruiz Carmona ^b y Juan Rey Rey ^c

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero de proyectos en Mecanismo Ingeniería.

^bDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Asociado en Mecanismo Ingeniería y Prof. Asociado en ETSAM (UPM).

^cDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director en Mecanismo Ingeniería y Prof. Asociado en ETSAM (UPM).

RESUMEN

Este trabajo presenta un análisis de la influencia de la distancia entre juntas de dilatación en edificios de hormigón armado en los esfuerzos cortantes que se transmiten a la cabeza de los pilares, fundamentalmente debidos al acortamiento que sufre nuestra estructura por la retracción y el diferente nivel de coacción frente a desplazamientos horizontales de las diferentes plantas. El trabajo surge ante la necesidad de tener que diseñar estructuras de edificación sin juntas o con separación superior a 40m. Para realizar el análisis se han utilizado modelos basados en la Mecánica de la Fractura aplicada al hormigón. Se ha analizado la influencia de la distancia ente juntas, rigidez de los pilares y la distancia entre pilares. Se ha comprobado que la evaluación de los cortantes a partir de cálculos elásticos lineales puede conllevar un sobredimensionamiento de los soportes y que a partir de una cierta longitud entre juntas los cortantes en los pilares extremos se van igualando a los interiores debido al comportamiento no lineal del sistema.

ABSTRACT

This paper presents an analysis of the influence of the distance between expansion joints in reinforced concrete buildings in the shear stresses that are transmitted to the head of the pillars, mainly due to the shortening that our structure undergoes due to the retraction and the different level of duress against horizontal displacements of the different plants. This approach arises from the need that sometimes exists of having to design building structures without joints. To perform the analysis, models based on fracture mechanics applied to concrete have been considered. For this, the influence of the distance between expansions joints, columns stiffness and the distance between columns has been analyzed. It has been observed that the columns top shears forces from linear elastic calculations can lead to an oversizing of the supports, also up to a certain length between expansion joints the shear forces in the extreme columns are equalized to the interior columns due to the non-linear behavior of the system.

PALABRAS CLAVE: Juntas de dilatación, hormigón armado.

KEYWORDS: Expansion joints, Reinforced concrete

1. Introducción

El presente trabajo surge ante la necesidad que existe en ocasiones de tener que diseñar estructuras de edificación sin juntas. En España, la normativa actual (CTE-DB – AE) nos señala como distancia límite entre juntas de dilatación 40 m [1], a partir de la cual es necesario realizar un análisis estructural teniendo en cuenta las acciones termohigrométricas que actúan sobre la estructura. En numerosas ocasiones los requisitos funcionales o arquitectónicos conllevan diseños en los que es necesario rebasar esta distancia.

En el presente trabajo presentamos un análisis de la influencia de la distancia entre juntas en los esfuerzos cortantes que se transmiten a la cabeza de los pilares, fundamentalmente debidos al acortamiento que sufre nuestra estructura por la retracción y el diferente nivel de coacción frente a desplazamientos horizontales entre las diferentes plantas.

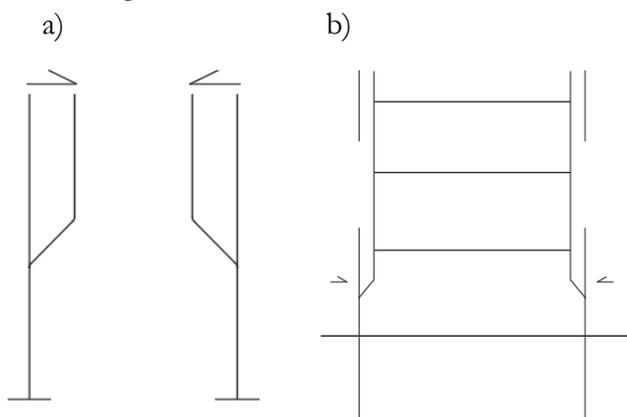


Figura 1. a) Cortante en cabeza de pilar debido a las acciones impuestas. b) Comportamiento de una estructura sometida a acciones impuestas con base coaccionada.

Se analiza el caso de pilares sobre los que apoya una planta que no tiene coaccionados los desplazamientos horizontales y que descansan sobre una planta que si tiene coaccionados los

desplazamientos horizontales. Normalmente esta situación aparece en las plantas bajas de los edificios, donde la planta baja esta coaccionada por los muros de sótano o cimentación [2,3].

Para realizar el análisis se van a utilizar un modelo de material basado en la Mecánica de la Fractura aplicada al hormigón. En particular se utilizará un modelo cohesivo para la representación del comportamiento del hormigón fracturado. Los modelos realizados se resuelven con el programa comercial ATENA 2D, desarrollado por Červenka Consulting, el cual utiliza en sus análisis modelos de fisuración cohesiva distribuida en banda [4]. En el proyecto analizamos la influencia de la distancia entre juntas o longitud del edificio, la rigidez de los pilares y la distancia entre pilares.

En el apartado 2 se realiza un resumen del modelo de cálculo realizado. En el apartado 3 se indican las características de los casos estudiados. En el apartado 4 se muestran los patrones de fisuración de las plantas de losas modeladas. El apartado 5 incluye los resultados sobre los cortantes en pilares y su análisis. Por último, en el apartado 6 se realiza un resumen con las conclusiones del trabajo realizado.

2. Modelo numérico

Se ha empleado el software ATENA 2D, el cual ha sido desarrollado por Červenka Consulting. Este software permite el estudio de las características no lineales del hormigón armado en estructuras, utilizando un modelo de fisuración cohesiva distribuida en banda [4], este método consiste en el modelado de la fisuración en una zona o banda, cuyo valor óptimo es de tres veces el tamaño máximo del árido del elemento modelado, justificado por la naturaleza aleatoria de la microestructura, que hace que el material se comporte de una manera no lineal en un área relativamente grande adyacente al frente de fractura, contrario a las hipótesis para poder

aplicar las ecuaciones de la mecánica de fractura lineal, que requiere que esta zona adyacente sea pequeña.

Con este método, se pueden obtener relaciones de tensión-deformación triaxiales simples, que modelan el ablandamiento de deformación y describen el efecto de microfisuración gradual en la banda de fisuras.

De las diferentes formas de modelar el comportamiento de materiales cuasi-frágiles, ATENA 2D emplea una ecuación constitutiva que se incluye dentro del grupo de modelos mixtos, es decir conjuga partes de los modelos de fractura distribuida y discreta, asumiendo las siguientes características para el modelado del hormigón:

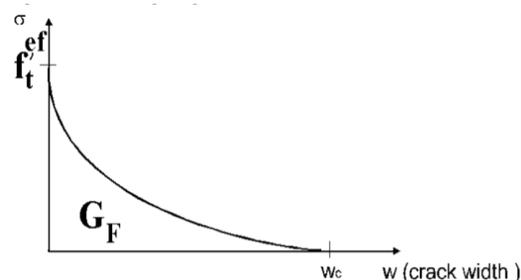
1. Fractura del hormigón en tracción basada en mecánica de fractura no lineal.
2. Comportamiento no lineal en compresión incluyendo endurecimiento y ablandamiento.
3. Criterio de fallo por tensiones biaxiales.
4. Reducción de la resistencia a compresión tras la fisuración (MCF)
5. Reducción de la rigidez a cortante tras la fisuración.
6. Efecto tensión stiffening

Las ecuaciones constitutivas se basan en la teoría de fisura distribuida en bandas. Esta emplea un criterio tipo Rankine como criterio de fallo. El fallo por tracción se basa en el modelo cohesivo. La inclusión de la armadura se puede realizar de dos formas definiendo las barras de forma discreta o incluyendo un refuerzo de forma distribuida según una cierta cuanta directamente en la matriz del hormigón. El endurecimiento/ablandamiento plástico en el fallo por compresión es modelado mediante la superficie plástica propuesta por Menetrey-Willan [5].

Las constantes elásticas del material derivan de una función que relaciona las tensiones y deformaciones a partir de una ley uniaxial equivalente, véase la figura 2. Esta

aproximación está formulada en base a la teoría de la hipoelasticidad. El modelo considera que la trayectoria de la tensión en el proceso de carga no coincide con la de descarga debido a la disipación de energía causada por el daño en el material.

a)



b)

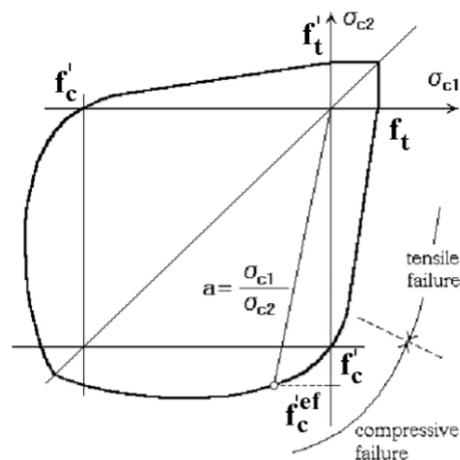


Figura 2. Ecuaciones constitutivas: a) ley uniaxial tensión-deformación equivalente; b) superficie de plastificación Menetrey-Willan [5].

3. Casos estudiados

Para llevar a cabo el estudio, se ha elegido un edificio tipo con planta rectangular, con una geometría simétrica y sencilla, así se podrá observar y analizar los resultados obtenidos de una forma más sencilla, y de este modo, realizar distintas hipótesis para poder extrapolar a otras situaciones.

Las características que se han introducido para la descripción de los materiales utilizados en este trabajo serán las siguientes:

1) Losa:

Espesor $e = 30$ cm

Hormigón armado HA-25

Módulo elástico $E = 3,20 \cdot 10^4$ MPa

Coefficiente de Poisson 0,20

Resistencia característica a tracción

$f_t = 1,80$ MPa

Resistencia característica a compresión

$f_c = 25,00$ MPa

Se considera una cuantía de armado en la losa a efectos de retracción del 0,3% y en zonas sobre pilares refuerzo del 0.7%

Retracción de acuerdo a EHE-08, deformación impuesta = $-320 \cdot e^{-6}$

2) Pilares:

Hormigón armado HA-25

Módulo elástico $E = 8,89 \cdot 10^2$ MPa

Sección 50x50 cm

Altura 3m

Distancias entre pilares 7,5 x 7,5m

Para realizar el cálculo, se simularán plantas rectangulares variando la dimensión de su longitud manteniendo la distancia entre pilares. Se analizarán losas desde una longitud de 15 m hasta un máximo de 120 m, las longitudes de losa elegidas son: $L=15$ m, $L=30$ m, $L=45$ m, $L=60$ m, $L=90$ m y $L=120$ m.

Como se puede ver en las longitudes elegidas hay dos que no sobrepasan la longitud límite de 40 m. Con ello se pretende incluir en el análisis de longitudes menores a las marcadas como límite normativo, llegando a valores que triplican este valor y así comprobar la idoneidad del límite indicado en el CTE.

Complementariamente a los resultados para los modelos anteriormente descritos, se han llevado a cabo otras variaciones paramétricas modificando otras características de los elementos que forman la estructura, para ver cómo influyen estas variaciones en los resultados obtenidos:

- En primer lugar, compararemos los resultados que se obtienen si considerando

el hormigón como un material de comportamiento elástico lineal frente a la utilización de un modelo no lineal para representar el mismo.

- En segundo lugar, se modifica el valor de inercia de los pilares tomando un 30% y un 50% de su valor bruto, de tal forma que los tres casos analizados serían: $I=I_b$, $I=I_b \cdot 0.7$ e $I=I_b \cdot 0.5$. con el fin de comprobar la influencia de la fisuración de los mismos.
- Y, por último, se analiza la influencia del ancho de la losa, modelando losas con anchos de $a=10$ m, $a=15$ m y $a=20$ m.

4. Patrones de fisuración

Durante el proceso de retracción de la losa, los pilares en los que está apoyada están sometidos a un cortante en su cabeza. El valor de este cortante irá variando según se fisure el forjado. El proceso de fisuración relaja, si existe suficiente cantidad de armado, los cortantes en los pilares. Por ello es importante el estudio de los patrones de fisuración y la apertura de fisura con el fin de poder establecer la situación de los refuerzos y cuantía en el forjado.

En el presente trabajo se han analizado los patrones de fisuración en la losa debido a la carga de las acciones reológicas que sobre esta se ejerce. En general y como se puede ver en las siguientes ilustraciones, las primeras fisuras aparecen de forma diagonal, posteriormente, al incrementar la longitud se forman dividiendo la losa en diferentes tramos con fisuras transversales a la longitud mayor.

Se puede observar cómo claramente en las losas de mayor longitud existen zonas donde se localizarán fisuras tendiendo a dividir los paños en unos 30-50m, es decir, en zonas de aproximadamente entre el ancho y dos veces el ancho de la misma. En las figuras 3 a 8 se muestran los patrones de fisuración de las plantas, obtenidos durante el proceso de aplicación del efecto de la retracción.

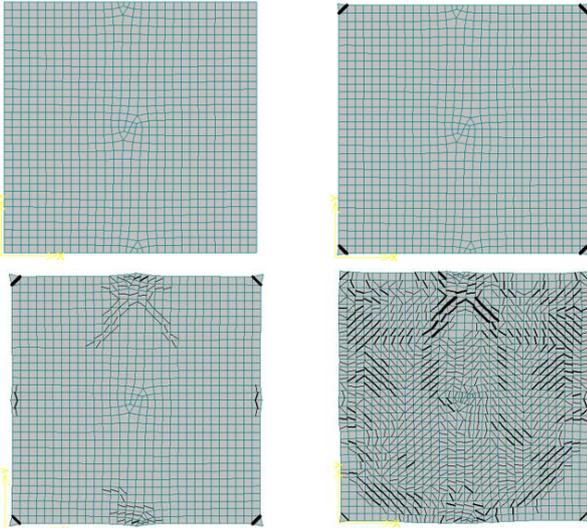


Figura 3. Evolución del patrón de fisuración de la losa para L=15m.

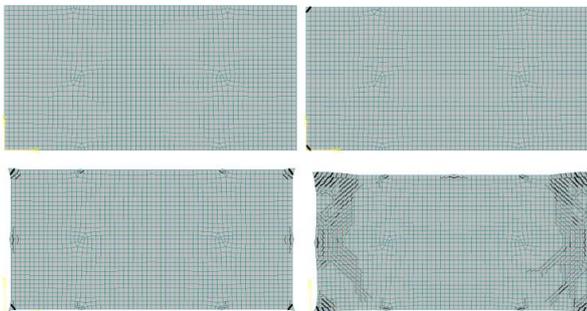


Figura 4. Evolución del patrón de fisuración de la losa para L=30m.

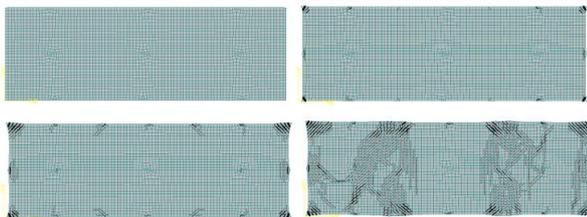


Figura 5. Evolución del patrón de fisuración de la losa para L=45m.

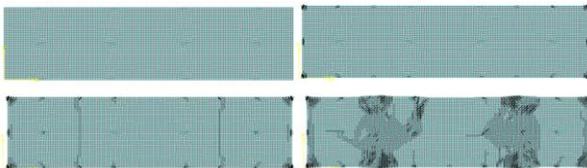


Figura 6. Evolución del patrón de fisuración de la losa para L=60m.

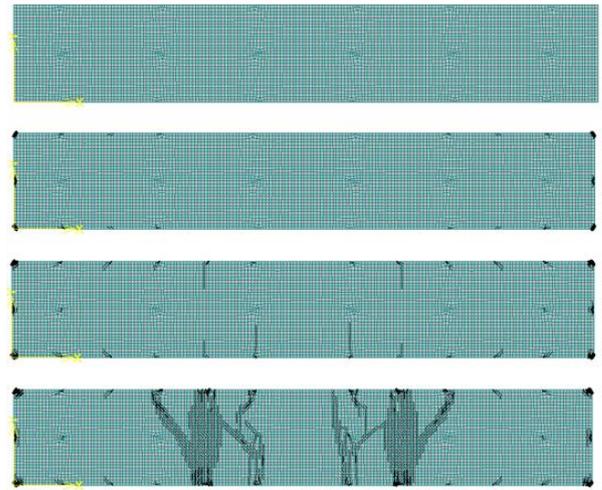


Figura 7 Evolución del patrón de fisuración de la losa para L=90m.

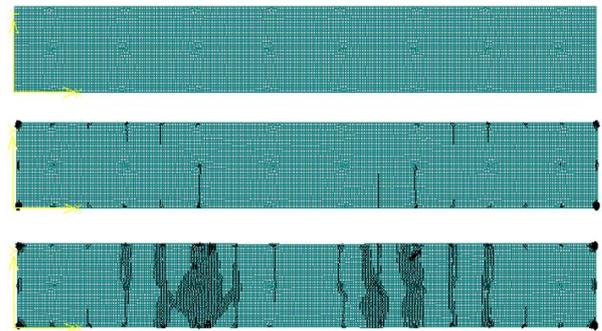


Figura 8. Evolución del patrón de fisuración de la losa para L=120m.

5. Análisis de cortantes en soportes

A continuación, se muestran una serie de gráficas realizadas con los resultados de los diferentes análisis llevados a cabo. Se han monitorizado las reacciones en diferentes soportes comparando los resultados de los valores máximos del cortante durante el proceso de carga.

Dadas las proporciones de las losas analizadas se atiende a mostrar los valores de los cortantes en la dirección longitudinal, es decir paralela a la mayor dimensión.

En la figura 9 se muestran los criterios de selección de los pilares monitorizados. Se toman 2 pilares en el extremo, otros dos a un cuarto de la distancia total de la losa y otros dos en el centro. Dentro de cada grupo se poma uno en la primera crujía y otro en la segunda.

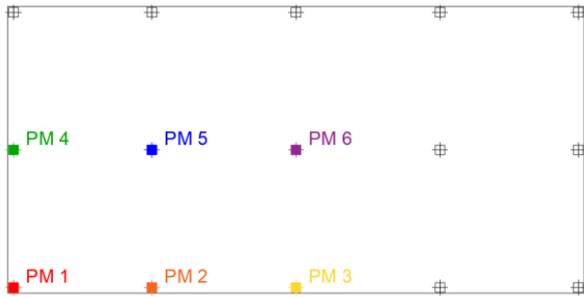


Figura 9. Situación general de los puntos monitorizados.

5.1 Análisis lineal vs Análisis no lineal

En este apartado se muestran una serie de figuras, véanse figuras 10 a 15, donde se muestran los valores de las reacciones en cabeza de los pilares, en función de la longitud de la losa. En las figuras se compara para cada punto monitorizado, véase la figura 9, el valor de la reacción según si se considera al hormigón como un material elástico lineal o no lineal (modelo de fractura).

En cada grafica se indican con puntos los valores de reacciones obtenidas en el cálculo y una línea de tendencia.

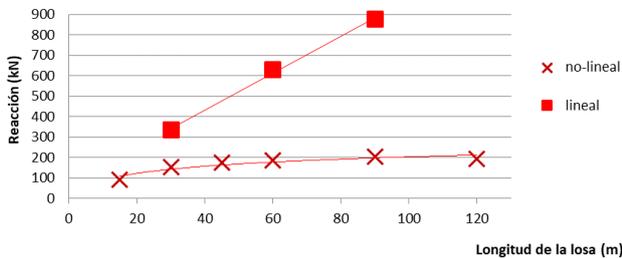


Figura 10. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM1 para cálculo lineal y no lineal, para cada longitud de losa.

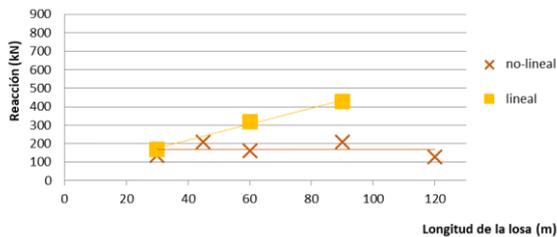


Figura 11. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X para el PM2 para un análisis lineal o no-lineal, para cada longitud de losa.

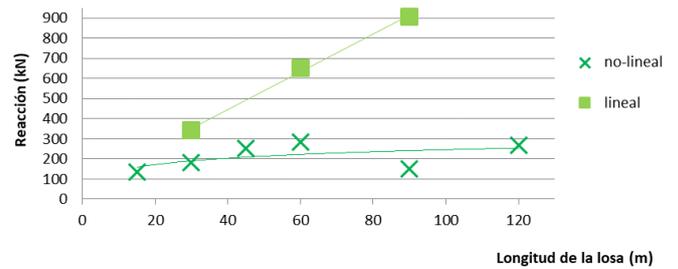


Figura 12. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X para el PM4 para un análisis lineal o no-lineal, para cada longitud de losa.

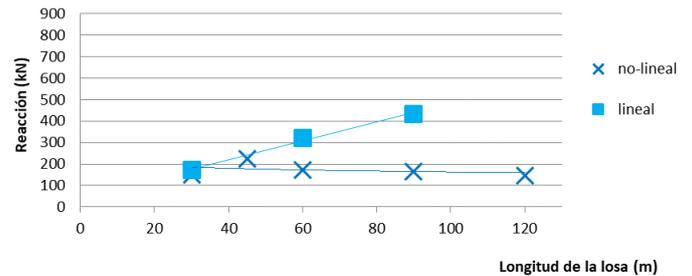


Figura 13. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X para el PM5 para un análisis lineal o no-lineal, para cada longitud de losa.

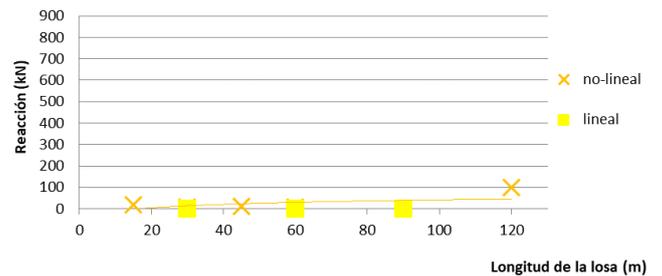


Figura 14. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X para el PM3 para un análisis lineal o no-lineal, para cada longitud de losa.

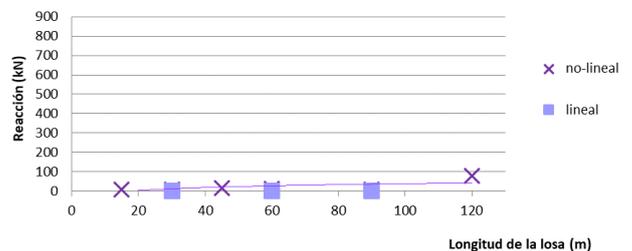


Figura 15. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X para el PM6 para un análisis lineal o no-lineal, para cada longitud de losa.
Fuente: elaboración propia.

A modo de síntesis, se puede observar, que en los pilares extremos (PM1 y PM4), es donde se aprecian las mayores diferencias entre valores elásticos y no lineales. Asimismo, estos pilares son donde se concentran unos cortantes de mayor valor, véase la figura 16. En ocasiones algunos de los valores marcados en las gráficas se alejan de la línea de tendencia dibujada de forma significativa. Esto es debido a que en algunos modelos el pilar monitorizado coincidía con una zona fisurada, alterando el valor de la reacción. En todo caso hemos preferido dejar el valor obtenido ya que en la realidad también se puede dar ese mismo caso, que debido a que la zona fisurada se genere alrededor de un soporte y este quede descargado, aumentando la carga en los más cercanos.

Si se introduce la retracción con un modelo de hormigón elástico lineal, se observa cómo se está penalizando los soportes extremos. Al aumentar la longitud de la losa la diferencia se va haciendo más acusada. En los pilares centrales, la diferencia es pequeña ya que en esta zona la carga por retracción no afecta a los pilares de forma significativa. En los pilares intermedios la situación es parecida a los extremos, pero menos acusada. En base a los resultados se puede comprobar que la evaluación de los cortantes a partir de cálculos elásticos conlleva un sobredimensionamiento de los soportes, véase la figura 17.

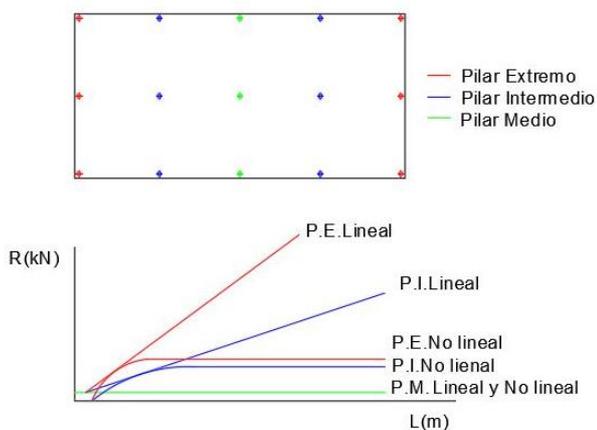


Figura 16. Esquema gráfico de las reacciones dependiendo de la longitud de losa, situación del pilar y tipo de análisis.

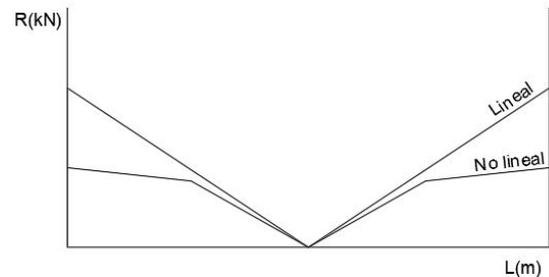
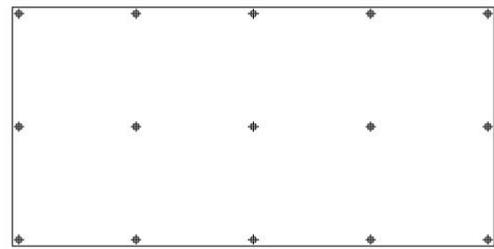


Figura 17. Evolución de las reacciones a lo largo de la losa en función del tipo de análisis.

5.2 Influencia de la longitud de la losa

En este apartado se exponen los resultados modificando el valor de la longitud de la losa obtenidos en la cabeza de los pilares. En las figuras de la 18 a la 22 se muestran los resultados. Se muestran los cortantes tanto en el sentido longitudinal de la losa (X) como los transversales (Y).

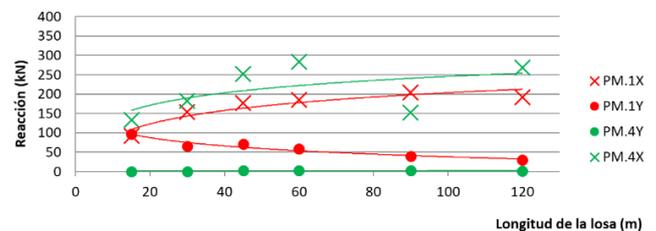


Figura 18. Representación de las reacciones en pilares extremos de los PM 1 y 4, para cada longitud de losa.

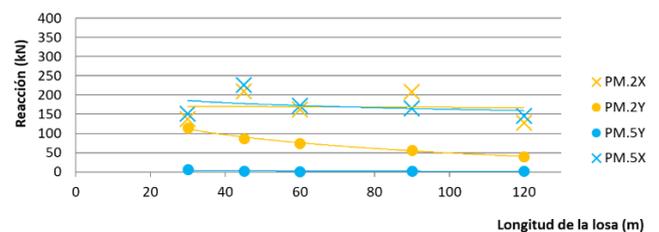


Figura 19. Representación de los valores de las reacciones para pilares intermedios de los PM 2 y 5, para cada longitud de losa.

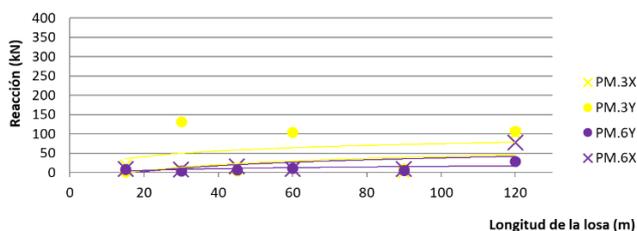


Figura 20. Representación de los valores de las reacciones para los pilares medios de los PM 3 y 6, para cada longitud.

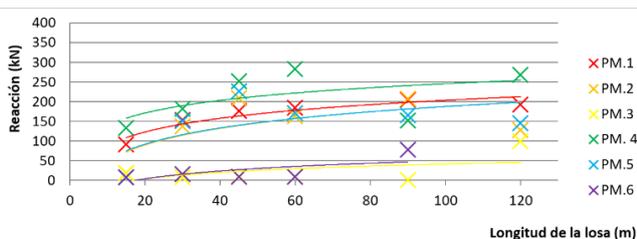


Figura 21. Representación de los valores de las reacciones en dirección X de todos los PM para cada longitud de losa.

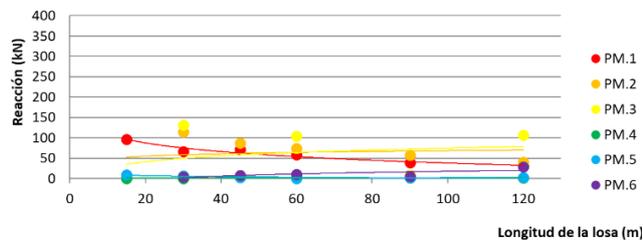


Figura 22. Representación de los valores de las reacciones en la dirección Y de todos los PM, para cada longitud de losa.

Se observa como para las losas más cortas los valores de los cortantes en la dirección X e Y son similares al ir incrementándose la longitud de la losa el cortante en X crece y en la dirección Y decrece. Por otra parte, se observa que la respuesta no es lineal y que a partir de unos 60 metros los valores de los cortantes longitudinales (X) crecen de forma poco significativa. Este efecto se produce debido a la propia fisuración de la losa, fisuración que divide esta losa. Los pilares con los mayores cortantes son lógicamente los extremos, disminuyendo éstos conforme nos vamos acercándonos al centro de la losa. También se observa como en las losas más largas los valores de los cortantes entre los pilares extremos y aquellos situados a un cuarto, se van igualando, p.e. PM1 y PM5. Este hecho, nos indica que llegada una cierta longitud los cortantes en los pilares extremos se van

igualando debido al comportamiento no lineal del sistema. En los pilares centrales siguen sin aparecer esfuerzos significativos.

5.3 Influencia inercia pilares

En este apartado se presentan los resultados obtenidos al modificar el valor de la inercia de los pilares, con el objetivo de comparar los resultados de las reacciones obtenidas y de este modo, poder evaluar cómo influye la rigidez de los mismos en los cortantes. Para ello, se ha realizado un análisis variando la inercia del pilar en un 30 % de la bruta considerada y un segundo análisis, variando la inercia del pilar en un 50 %. En las figuras 23 a 26 se muestran los resultados obtenidos para los pilares PM1, PM2, PM4 y PM5.

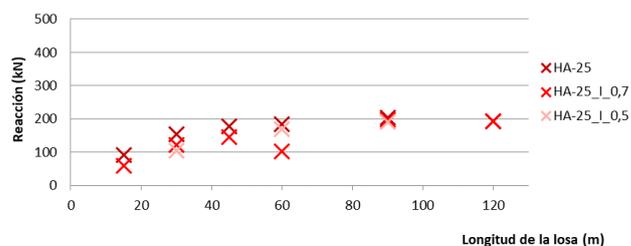


Figura 23. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM1, según el valor de Inercia, para cada longitud de losa.

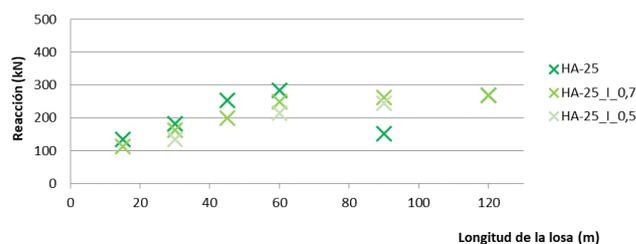


Figura 24. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM4, según el valor de Inercia, para cada longitud de losa.

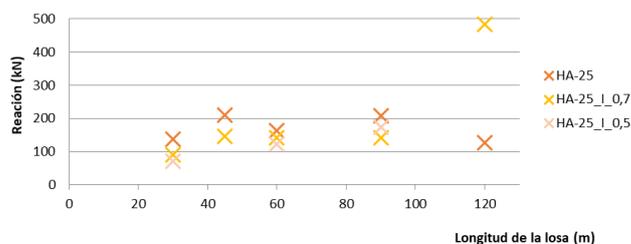


Figura 25. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM2, según el valor de Inercia, para cada longitud de losa.

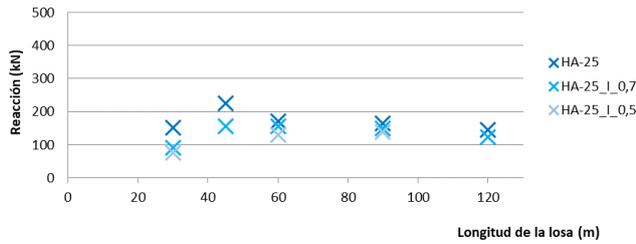


Figura 26. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM5, según el valor de Inercia, para cada longitud de losa.

En base a los resultados obtenidos no podemos identificar una tendencia clara, aunque en los casos evaluados con inercia bruta parecen obtenerse valores superiores. En todo caso la respuesta en los cortantes no es lineal a la inercia considerada. Estos resultados son válidos en el caso de apoyo en pilares. Los resultados no serían ampliables a núcleos rígidos. En caso de existir y que se sitúen en los extremos de las losas se debería de realizar un estudio individual de la situación.

5.4 Influencia distancia entre pilares

Por último, se presentan los resultados obtenidos al modificar la distancia entre soportes, Para ello, se ha hecho un análisis, variando estas longitudes desde 7.5m a 20m. En las figuras 27 a 30 se muestran los resultados obtenidos.

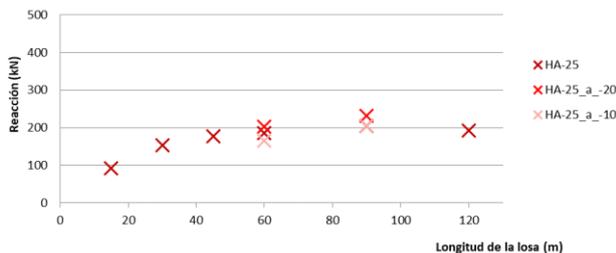


Figura 27. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM1, según el ancho de la losa, para cada longitud de losa.

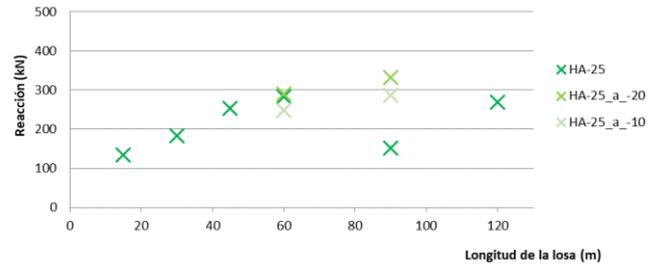


Figura 28. Gráfica 1. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM4, según el ancho de la losa, para cada longitud de losa.

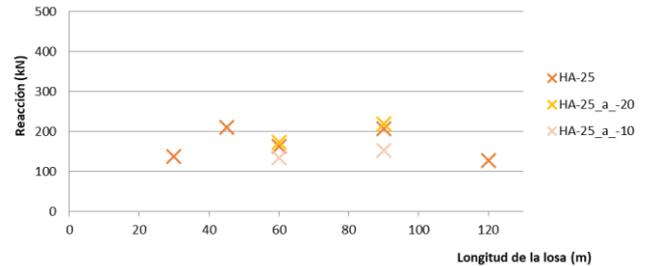


Figura 29. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM2, según el ancho de la losa, para cada longitud de losa.

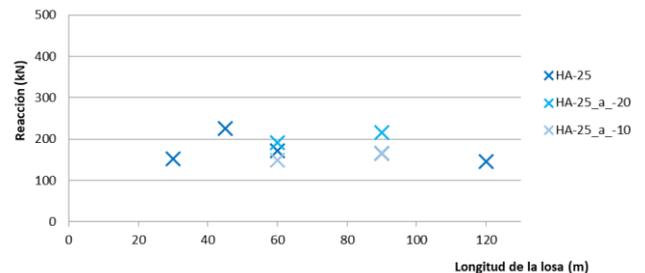


Figura 30. Representación de los valores de las reacciones en la dirección X del PM5, según el ancho de la losa, para cada longitud de losa.

Nuevamente no se encuentra una tendencia clara en los resultados al modificarse la distancia entre soportes. Al tratarse de una deformación impuesta, el que exista una mayor área tributaria no hace que un pilar reciba mayor cortante debido a la retracción, ya que su desplazamiento en cabeza será similar.

6. Conclusiones

Se presenta un estudio sobre la influencia de varios parámetros en los valores de cortantes en cabeza de soportes debido a la retracción de los forjados para edificios sin juntas. Para la evaluación de cortantes se utiliza un modelo no lineal aplicando un modelo cohesivo de fisura distribuida en banda. Las principales conclusiones del estudio realizado son:

1) Los patrones de fisuración muestran como al aumentar la distancia entre juntas, debido a la retracción se forman bandas de fisuras que dividen la losa en zonas de aproximadamente entre el ancho y dos veces el ancho de la misma. Estos patrones nos muestran aquellas zonas donde es necesario concentrar armado para controlar la apertura de fisura.

2) Se ha comprobado que la evaluación de los cortantes a partir de cálculos elásticos lineales conlleva una determinación de esfuerzos sensiblemente superior a la obtenida con modelos no lineales.

3) En los valores de los cortantes al aumentar la longitud de la losa no existe ningún cambio brusco en los resultados obtenidos para una longitud de losa igual a 40m, por lo que la limitación de distancia entre juntas a esta longitud no se puede atribuir a los esfuerzos que reciben los soportes.

4) Los valores de los cortantes al aumentar la longitud de la losa, presentan una respuesta que no es lineal con una variación poco significativa de su valor, una vez que se sobrepasan los 60 metros entre juntas.

5) A partir de una cierta distancia entre juntas (entre 60 y 80m) los cortantes en los pilares extremos se van igualando a los interiores adyacentes debido al comportamiento no lineal.

6) Una mayor inercia en los soportes parece conllevar un esfuerzo mayor de cortante, aunque la respuesta en los cortantes no es lineal a la inercia considerada y el incremento de cortante no es significativo en el rango de inercias analizado.

7) No se ha detectado una tendencia clara en los resultados al modificarse la distancia entre soportes. Al tratarse de una deformación impuesta, el que exista una mayor área tributaria no hace que un pilar reciba mayor cortante debido a la retracción, ya que su desplazamiento en cabeza será similar para los diferentes anchos.

Los resultados muestran como los modelos basados en Mecánica de Fractura que modelan la fisuración en el hormigón puede ser utilizados para el análisis de problemas estructurales. En el caso del estudio de edificios sin juntas, la principal ventaja de estos modelos, frente a la aplicación de la retracción como un decremento de temperatura en un modelo elástico, es la posibilidad de tener en cuenta la relajación que, en el valor de los cortantes en los soportes, provoca la fisuración del forjado. De esta forma se evitan los valores excesivamente altos que se obtienen en análisis elásticos lineales de las citadas reacciones debidos a concentraciones de tensiones, y se permite la redistribución de reacciones entre soportes.

Referencias

- [1] CTE-DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación – Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación. Ministerio de Fomento.
- [2] Ruiz, J., Rey, J. and Vladimir, C., Cálculo no lineal de estructuras de hormigón con elementos finitos de fisuración. Ejemplos prácticos. IV, Congreso ACHE 2011.
- [3] Ruiz, J., Rey, J. and Vegas, P., Eliminación de juntas de dilatación en edificios de hormigón armado. Aplicación de modelos cohesivos no lineales. VI Congreso ACHE 2017.
- [4] Bazant, Z. P. and Oh, B.H., Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Materials and Structures. RILEM, Vol. 16, (1983) 155-177.
- [5] P. Menetrey and K.J. Willam. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. ACI, Structural Journal, 1995, 92(3), 311-318.