

Acciones imprevistas en cubiertas planas

Unexpected actions on flat roofs

Mariana Pabón Pérez ^a, Ramón Álvarez Cabal ^b, Miguel Ángel Acón Robleda ^c

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Patología. INTEMAC

^bDr. Ingeniero Industrial. Director del Área de Estructuras. INTEMAC

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe del Departamento de Control de Proyecto. INTEMAC

RESUMEN

Muchos de los hundimientos que se producen en las cubiertas planas se asocian directamente a situaciones extraordinarias, intensidades de precipitación superiores a las de proyecto, o a procesos complejos de encharcamiento. La realidad es más simple y preocupante: La sollicitación no se puede calificar de extraordinaria en ninguno de los casos que hemos tenido la oportunidad de estudiar y el proceso de encharcamiento lo hacía a partir de una carga inicial ya elevada, correspondiente al peso de la lámina de agua que el propio sistema de drenaje requiere para su funcionamiento, y progresaba de manera inestable debido a lo limitado de la rigidez real del sistema estructural.

ABSTRACT

Many of the collapses that occur in flat roofs are directly associated with extraordinary situations, precipitation patterns higher than those considered in the design phase, or complex processes of water ponding. The reality is simpler and more worrying: The action cannot be described as extraordinary in any of the cases that we have had the opportunity to study and the water ponding process did so from an initial load already high, corresponding to the weight of the sheet of water that the drainage system itself requires for its operation, and progressed unstable due to the limited actual rigidity of the structural system.

PALABRAS CLAVE: cubierta, drenaje, acumulación de agua

KEYWORDS: roof, drainage, ponding

1. Introducción

Es habitual asociar el hundimiento parcial de cubiertas planas en episodios de lluvias con el efecto de *ponding* (encharcamiento) en las propias cubiertas, sin precisar que este término engloba muchos efectos que no siempre se tienen en cuenta.

En el presente trabajo expondremos algunos resultados de los últimos casos que hemos analizado, destacando la importancia de una adecuada evaluación de la capacidad de drenaje no tanto desde el punto de vista funcional como desde el estructural.

2. Planteamiento del estudio

2.1 Tipología de cubierta

Generalmente se trata de cubiertas flexibles de gran superficie con pequeñas pendientes (inferiores al 2%) en una única dirección hacia el punto de desagüe y delimitadas en todo su perímetro por petos.

Su estructura (véase la figura 1), prefabricada, suele estar constituida por vigas de hormigón pretensado y sección en doble T

apoyadas en pilares, sobre las que descansan las correas de cubierta, también pretensadas, con longitudes comprendidas entre los 9 y los 12.50 metros. Sobre las correas se dispone la chapa nervada, el aislamiento y la impermeabilización.



Figura 1. Sistema estructural.

El drenaje se resuelve en ocasiones mediante la apertura de huecos en el peto de cubierta que vierten en rebosaderos y éstos, a su vez, hacia las bajantes (figura 2).



Figura 2. Sistema de drenaje por gravedad.

También es frecuente el saneamiento sifónico acompañado de un sistema secundario materializado mediante apertura de huecos a modo de rebosaderos (figura 3, obsérvese en esta figura la obstrucción parcial del rebosadero, defecto frecuente).

2.2 Características de los hundimientos

Este tipo de hundimientos suele afectar a una parte localizada de la cubierta y estar relacionado con el embalsamiento de agua en la zona.



Figura 3. Sistema de drenaje sifónico.

Al considerar las desviaciones geométricas de ejecución resultan pendientes reales que en algunos casos no alcanzan el 1% en el sentido transversal, y son negativas en el sentido longitudinal. Ella da lugar a que se produzcan encharcamientos continuos entre os puntos de desagüe (figura 4).

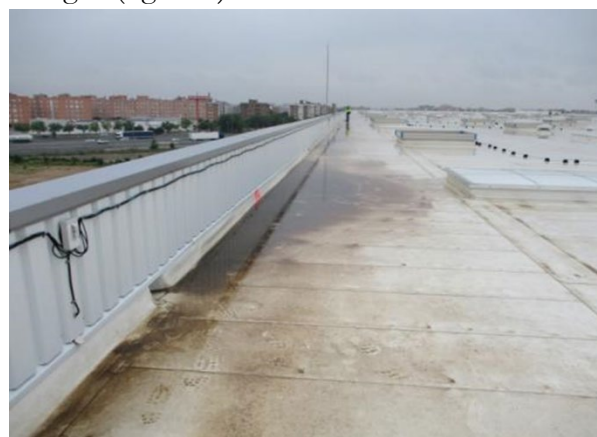


Figura 4. Ejemplo de acumulación de agua entre dos puntos de desagüe.

Todo ello limita la velocidad del agua y facilita la decantación de los finos arrastrados, lo que cobra mayor importancia en el caso de sistemas sifónicos al acumularse la costra de sedimentos, una vez que se ha evaporado el agua, en el entorno del sumidero, lo que puede llegar a anular su funcionamiento al quedar éste obstruido (figura 5).



Figura 5. Formación de costra entre puntos de desagüe.

Todo lo anterior, unido a un fenómeno de lluvias fuertes¹, que no extraordinarias, en muchas ocasiones dan lugar a colapsos parciales de la cubierta como el que se muestra en la figura 6. En los últimos 2 años, hemos tenido constancia de al menos 8 casos en los que se ha producido este tipo de siniestros.



Figura 6. Vista de una de las cubiertas siniestradas (obsérvese que el hundimiento se produce entre dos puntos de desagüe).

2.3 Análisis de los registros meteorológicos

En uno de los últimos casos estudiados se asociaba el colapso a un episodio de lluvias extraordinario, si bien una vez analizados el

¹ Se entiende por lluvias fuertes aquellas capaces de acumular en una hora entre 15.1 y 30 mm (Fuente: Agencia Estatal de Meteorología).

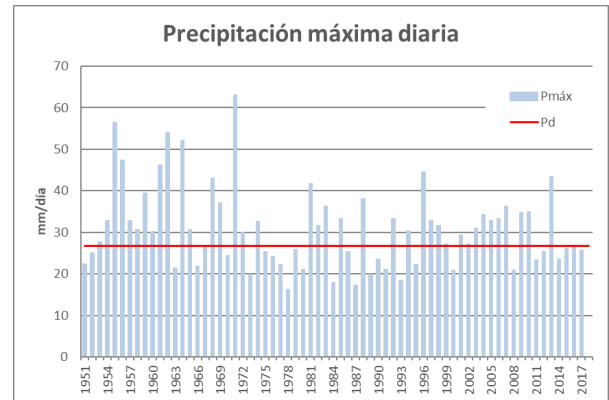


Figura 7. Histórico de máximos anuales.

Llegamos a la misma conclusión tras el análisis estadístico de los datos, por diferentes procedimientos, mediante los cuales obtuvimos las leyes de frecuencia para las precipitaciones máximas para cada periodo de retorno y comparar estas a la intensidad máxima registrada el día del siniestro.

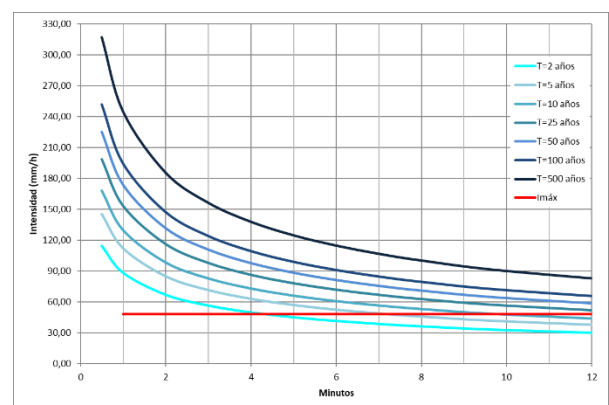


Figura 8. Curvas IDF.

3. Solicitación

Todo lo anterior nos hizo plantearnos la posibilidad de que el sistema de drenaje dispuesto en esa cubierta no tenía la capacidad de drenaje suficiente.

En primer lugar, y previo replanteo de la disposición de los puntos de desagüe en la cubierta, calculamos en caudal de entrada a la cubierta a partir de la intensidad registrada el día del siniestro.

$$Q = A * i \quad (1)$$

Una vez conocido ese valor procedimos a calcular la elevación hidráulica asociada a las dimensiones de los huecos practicados en el peto², resultando que para evacuar el caudal registrado a través del hueco era necesario que se formara una lámina de agua de 9,5 cm de altura.

A todo esto hay que sumarle, que normalmente el dimensionado del sistema de drenaje se realiza por lo general para un periodo de retorno inferior al de la vida útil del edificio, cuando quizás lo recomendable sería hacerlos coincidir.

Además de lo ya mencionado detectamos otros aspectos por los que consideramos que los criterios de diseño que se llevaron a cabo para el dimensionado de la red de evacuación no eran adecuados:

- El CTE especifica la necesidad de disponer un sistema de recogida de aguas mediante canalón o sumidero, además del dispuesto en el peto al pie de los faldones, cuya disposición debería haberse fijado de tal forma que el agua acumulada no comprometiera la estabilidad de la cubierta, que puede verse comprometida en caso si fallan los desagües.

- Los puntos de desagüe dispuestos no se encuentran en muchos de los casos en los puntos más bajos, favoreciendo de esta manera la acumulación de agua en puntos intermedios entre ellos, viéndose así comprometida la estabilidad de la cubierta.

De la diferente normativa de aplicación, aunque no de obligado cumplimiento, relacionada con sistemas de desagüe de aguas pluviales de cubierta cabe destacar:

- La UNE-EN 12056-3 [3] señala que para el diseño de salidas de desagüe en tejados planos se debe tener en cuenta que cada salida debe ser diseñada de manera que su altura de funcionamiento (altura de agua acumulada) no provoque un aumento de agua que exceda la resistencia del tejado o penetre por este.

- La ASCE/SE 7-05 [5] especifica que en cubiertas planas con una pendiente inferior al 3% debe ser estudiado el efecto de inestabilidad por acumulación de agua sobre la estructura de cubierta y que se debe investigar este efecto mediante un análisis estructural para asegurar que poseen la rigidez adecuada para evitar una deflexión progresiva que desemboque en el colapso. Para realizar este estudio ha de considerarse la sobrecarga más desfavorable (entre la nieve o la inducida por la acumulación de agua) y que el sistema primario de drenaje esté bloqueado. Además, la cubierta ha de ser capaz de soportar el caudal (carga) de diseño (en caso de que falle el sistema de drenaje primario) más la carga que se eleva por encima de la entrada del sistema secundario.

4. Análisis del problema

Como resultado del análisis descrito en los apartados precedentes se obtiene un valor para la altura de la lámina de agua formada en cubierta de 9,5 cm. Naturalmente, esa altura se refiere a la cara interna del peto y disminuye en función de la pendiente al separarse del propio peto (véase la figura 9).

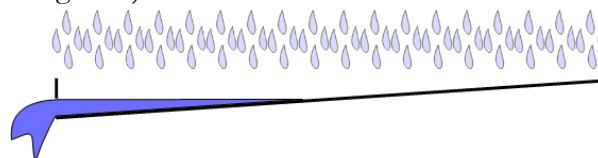


Figura 9.

² Tabla C8-1 de la ASCE/SEI 7-05

Esta carga de agua supone una sollicitación de $0,95 \text{ KN/m}^2$ en las zonas próximas al peto, en las que supera la sobrecarga considerada en proyecto ($0,60 \text{ KN/m}^2$, correspondientes a la sobrecarga de nieve). No alcanza, sin embargo, la capacidad nominal de la chapa colocada, los $1,19 \text{ KN/m}^2$ correspondientes a la chapa de $0,7 \text{ mm}$ de espesor en luces de 3 metros dispuesta en forma continua sobre cuatro apoyos.

Tampoco supera la capacidad de la viga de fachada, que bajo la sollicitación correspondiente a las cargas permanentes más el peso de la lámina de agua alcanza un momento máximo en torno a $100 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (véase la figura 10), inferior al momento de fisuración de la viga obtenido del programa RESPONSE, figura 11.

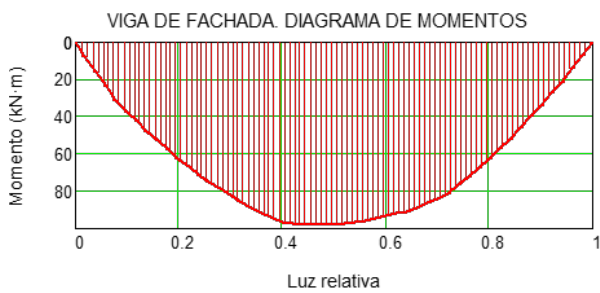


Figura 10.

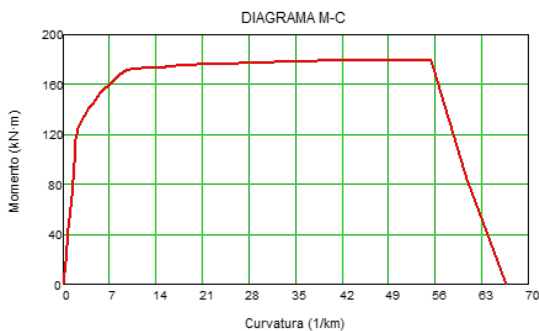


Figura 11.

Las flechas de ambos elementos, chapa grecada y viga de borde, son limitadas, en torno a 5 mm en cada caso y no justifican un proceso de encharcamiento.

En el caso de las correas, el momento flector resultante de las cargas permanentes y de la lámina de agua (figura 12) se aproxima al teórico de fisuración (figura 13) obtenido mediante programas de elaboración propia y mediante el programa RESPONSE.

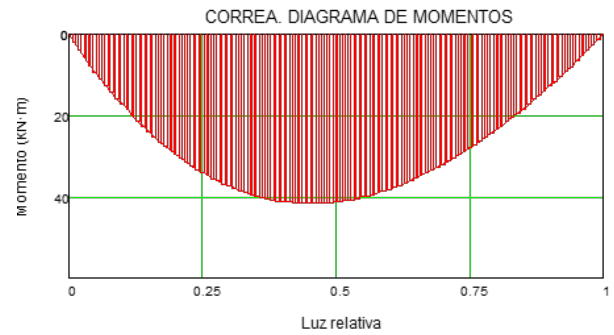


Figura 12.

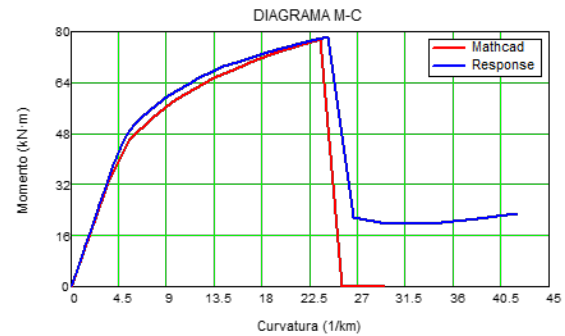


Figura 13.

La flecha de las correas bajo el peso de la lámina de agua, en torno a 26 mm en un cálculo teórico conforme a las características de proyecto de la sección, tampoco justificaría un proceso de encharcamiento.

Para el cálculo de la flecha se ha partido de un diagrama momento curvatura simplificado, bilineal (figura 14) con el que se han calculado las flechas mediante la integración numérica de las curvaturas a partir de las distribuciones de momentos en cada situación.

El diagrama reproduce los valores de rigidez inicial y momento de fisuración que constan en la ficha de características técnicas y constituye una envolvente del obtenido numéricamente.

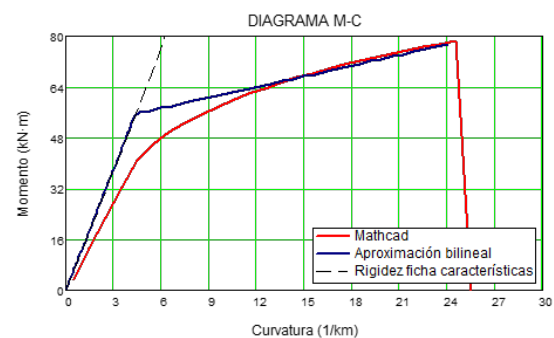


Figura 14.

El proceso queda recogido en la figura 15: Se calculan sucesivamente las distribuciones de momentos y las flechas correspondientes a las siguientes situaciones:

- cargas permanentes,
- cargas permanentes más la lámina de agua
- cargas permanentes más la lámina más el peso del agua recogida por la deformación inducida por la lámina de agua.

Las flechas inducidas por la lámina de agua y las debidas al peso del agua recogida por la deformación correspondiente a la citada lámina se obtienen por diferencia entre las situaciones anteriores, esto es:

$$f_{lám} = (f_{cp} + f_{lám}) - f_{cp} \quad (2)$$

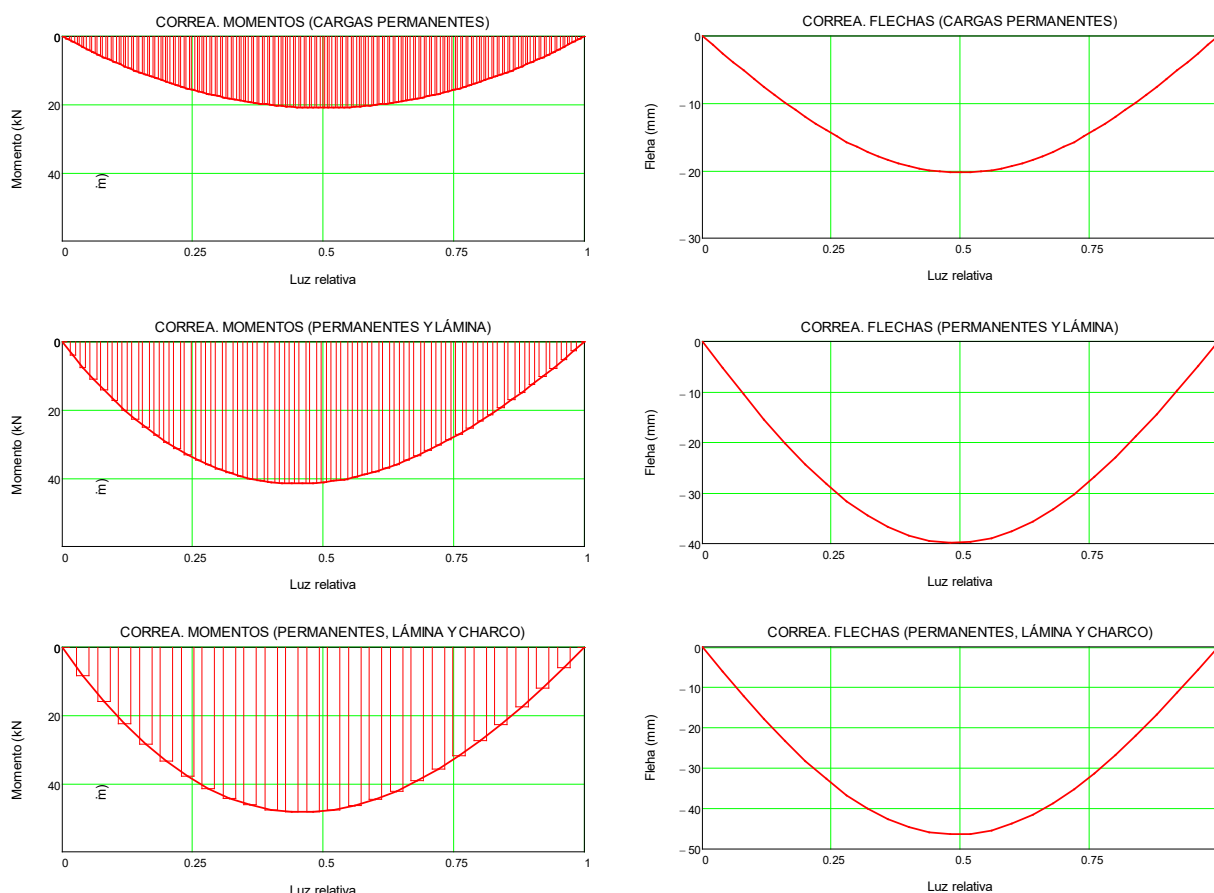


Figura 15.

Como resultado se obtiene que las flechas debidas al peso de la lámina de agua rondan los 20 mm, que la flecha adicional producida por ese

$$f_{charco} = (f_{cp} + f_{lám} + f_{charco}) - (f_{cp} + f_{lám}) \quad (3)$$

El proceso deriva de la no-linealidad de la relación momento-curvatura, aunque para solicitaciones limitadas, que induzcan momentos inferiores al de fisuración, el proceso se mueve únicamente en la rama elástica.

charco de 20 mm ronda los 7 mm y que en sucesivas iteraciones el proceso converge en la rama elástica. No obstante, en este proceso

iterativo se alcanzan valores del momento flector próximos al de fisuración y, de hecho, si en lugar del diagrama bilineal envolvente adoptado se considera un diagrama ajustado a los resultados numéricos obtenidos de los programas de cálculo, el proceso ya no converge.

Por último, se ha repetido el proceso con una relación momento curvatura ajustada a los resultados del ensayo de correas desarrollado en nuestro laboratorio. Se ha actuado sobre los puntos último y de fisuración del diagrama hasta conseguir el mejor ajuste a la relación carga-flecha de ensayo (figura 16, en la que en color rojo se representa el resultado de integrar curvaturas mediante la relación ajustada de la figura 17).

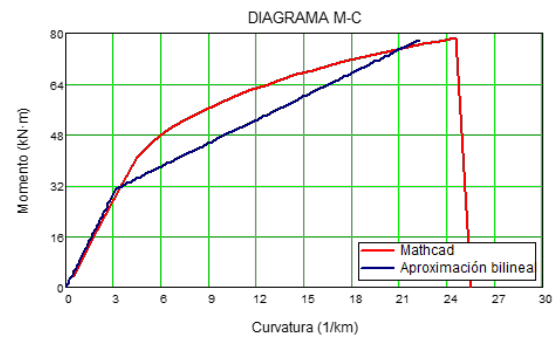


Figura 17.

El proceso, que se muestra en las figuras 18 y 19, resulta ya claramente divergente, justificando el colapso de las correas.

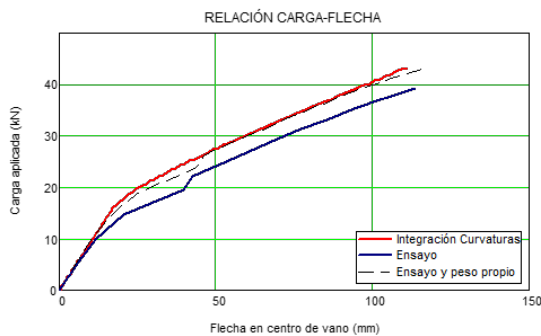


Figura 16.

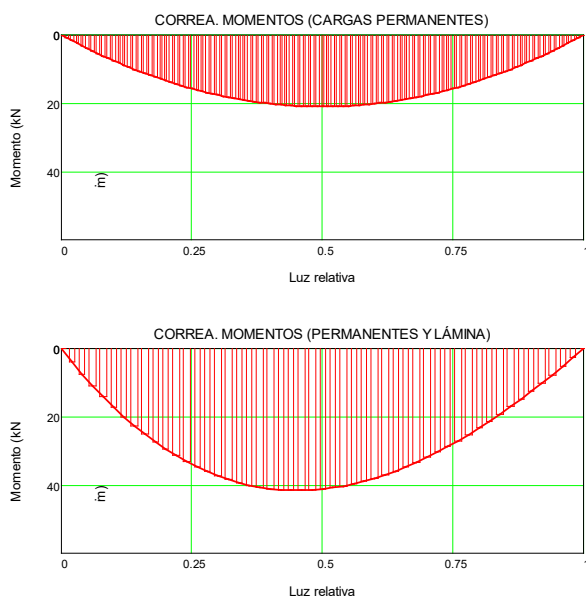


Figura 18.

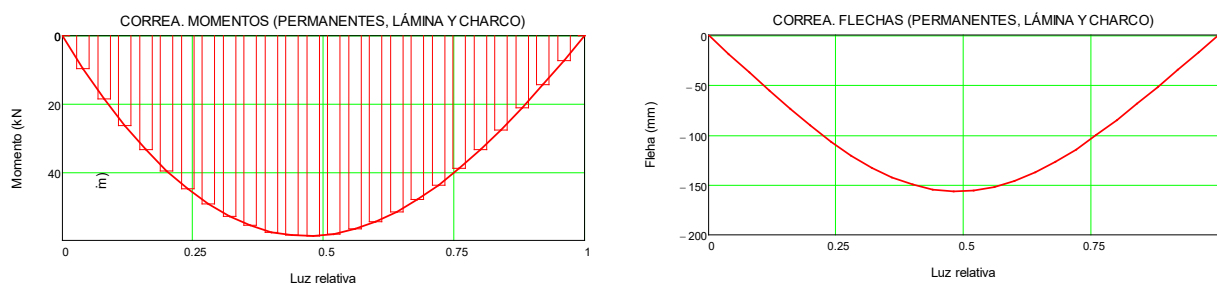


Figura 19.

5. Conclusiones

La presente comunicación pretende tan sólo poner de relieve la importancia de la coordinación entre las distintas fases de proyecto. Es necesario asegurar que las exigencias resistentes implícitas en el cálculo hidráulico de la cubierta son adecuadamente consideradas en el cálculo resistente. En definitiva, cualquier sistema de evacuación, salvo desbordamiento libre (sin peto), exige la formación de una lámina de agua en el entorno de los puntos de drenaje, lámina que introduce una sollicitación evidente sobre la estructura y que, sin embargo, rara vez se considera. Esta omisión no reviste gran importancia en las soluciones tradicionales (cubiertas de faldones con pendiente y drenaje por gravedad), pero puede suponer un problema grave en las soluciones más utilizadas en la actualidad (cubiertas planas, con petos y sistemas sifónicos de drenaje). Es curioso comprobar, además, cómo en muchos casos se dispone una aparente salvaguarda en forma de aliviaderos practicados en las paredes de los parapetos, solución de dudosa eficacia porque se disponen a una altura tal que sólo trabajan cuando ya se han formado láminas de agua de altura suficiente como para colapsar la estructura.

Queremos destacar, por último, la heterogeneidad evidente en el planteamiento de la seguridad: Los sistemas de evacuación se calculan frente sollicitaciones con períodos de retorno muy inferiores a los aplicables a la comprobación de los sistemas resistentes, sollicitaciones que, además, no se mayoran de acuerdo con el formato normativo.

Referencias

- [1] EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
- [2] CTE-DBH Documento Básico de Salubridad, 2017.
- [3] UNE EN 12056-3:2000 Sistemas de desagüe por gravedad en el interior de edificios. Parte 3: Desagüe de aguas pluviales de cubiertas, diseño y cálculo, 2001.
- [4] UNE EN 1253-2:2015 Sumideros y sifones para edificios. Parte 2: Sumideros de cubierta y sumideros o sifones de suelo sin cierre hidráulico, 2015.
- [5] ASCE 7-05 Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, 2006.
- [6] Norma 5.2 – IC Drenaje superficial. Ministerio de Fomento, 2016.
- [7] Manual for the Design of roof drainage systems. A guide to the use of European Standard BS EN 12056-3:2000, 2003.
- [8] Roof loads for new construction (FM Global), 2016.