

El Lenguaje de las **Fisuras y Grietas,** y su diagnóstico

José Luis De Miguel Rodríguez
Arquitecto

Madrid, Enero de 2016



ASEMAS

Mutua de Seguros
y Reaseguros a Prima Fija

Patrocinado por ASEMAS,
en su línea de formación de peritos.



FISURAS Y GRIETAS

José L. de Miguel

24 de diciembre del 2015

INTRODUCCIÓN

Los edificios están vivos. Respiran, se cansan, mueven y degradan. Todos sus elementos, y son centenares, de docenas de materiales y composiciones diversas, están sufriendo alteraciones constantemente. Los situados más a la intemperie están sujetos a agresiones de todo tipo del ambiente exterior (luz, temperatura, humedad, viento, lluvia, aire, hielo), y los del interior no les andan a la zaga. Todos interaccionan con el medio, y evolucionan por degradación, pudrición, fragilización, oxidación, carbonatación y otras transformaciones, incluso por acciones biológicas. Todos, con el tiempo, acaban reduciendo o perdiendo sus cualidades. Cuando decimos *resistente*, *impermeable*, *irrompible*, *inoxidable*, nos referimos en realidad a que poseen esa cualidad sólo en un cierto grado, y que a la larga pueden perderla. El mérito de una construcción no es sino el de cómo mantener el mayor tiempo posible las cualidades deseables, sin fallos aparatosos, y sin que el conjunto se desmorone o arruine prematura o repentinamente, y en la que las partes alteradas se puedan reponer o restaurar con facilidad.

Aun sin degradar, se producen constantemente cambios geométricos, por causa de la *expansión*, *dilatación* o *contracción*, originada básicamente por el cambio de temperatura o humedad, con los ciclos diarios o estacionales. Además, muchos de los materiales sufren con el paso del tiempo, aumentos o disminuciones espontáneas de tamaño. Los morteros, hormigones y maderas pierden lentamente humedad y retraen. Las cerámicas ganan humedad y aumentan de tamaño. Son cambios diminutos, pero monótonos, incesantes, con efectos acumulados, y a la larga con consecuencias desastrosas. Por ejemplo, la expansión de la cerámica es responsable de la rotura de las tinajas, o el fracturado (craquelado) de los esmaltes vidriados. Estos cambios, aun los cíclicos, de respiración, pueden ocasionar el desarmado entre elementos constructivos, creando fisuras, ranuras, o despegues. Como antes, el mérito de la construcción es conseguir que estas alteraciones no generen ruina. Pero aunque no la produzcan, el efecto es muy llamativo, feo, y alarmante. En este asunto contamos con una enorme variedad de astutos recursos, como son impostas, rehundidos, entrecalles, y cuando no es posible evitar la aparición de una junta, ocultándola tras un “*tapajuntas*”. La ranura sigue apareciendo, pero no se ve. Algunos que llamamos daños son simplemente la manifestación de algo inevitable, que antaño solíamos camuflar, y ahora queda aparente, al haber prescindido, quizá por moda, de un recurso inteligente.

Además todo el conjunto de una obra, está sometido a una jerarquía mecánica en la que unos elementos sostienen a otros, y aun en cada uno, como en un muro, cada hilada sostiene a las superiores. En esa jerarquía, al vidrio lo sujeta el cerco de la ventana, a ese la hoja, ambos dependen del muro, éste se apoya en el forjado, el forjado en la viga, la viga en el soporte, el soporte en la zapata y la zapata en el terreno. Todo ello genera tensiones que el elemento original, acopiado, no tenía, y eso exige necesariamente deformaciones. En el mejor de los casos se producen instantáneamente, al cargarse. Pero como poco la tensión aumenta al añadir elementos a la obra. Y eso significa un reajuste constante a lo largo del proceso constructivo.

Pero en general, además, todos los elementos sometidos a tensión (o sea todos) siguen aumentando su deformación con el tiempo, aunque no cambie la tensión, de manera que el reajuste dimensional se está produciendo siempre. En madera es muy aparatoso. Los tejados antiguos muestran las ondulaciones de las correas y vigas, que se van cansando, y aumentando su incurvación. En los tirantes, el cansancio hace que las fibras vayan resbalando unas respecto a otras, ocasionando al final el destesado completo del tirante, y que su papel tenga que verse suplantado por la flexión del muro, que a su vez cansa y desploma, ocasionando al final el derrumbe del conjunto. Otro tanto sucede con el empuje descompensado de arcos y bóvedas, o de cúpulas sin zuncho, y hasta de forjados de madera, que al flectar, provocan reacciones inclinadas. A largo plazo la naturaleza se sale con la suya, y lo que subes arduamente, acabará bajando.

Lo que llamamos vidrio, no es tanto un sólido, cuanto un líquido enfriado, pero que está escurriendo lentamente, y que acabará concentrado en la parte inferior. Esta deformación “*diferida*” a tensión constante se produce menos, pero se produce, en hormigones, y en fábricas, si bien en estas últimas es menos aparente debido a que suelen estar sometidas a tensiones muy bajas. En terrenos depende mucho del tipo. En acero, el fenómeno es casi inexistente.



FISURAS

Lo que nos interesa aquí son las disfunciones de este proceso natural, o sea las manifestaciones que no se debían haber producido, o no tan pronto, en lo que significan de mala práctica o daño reclamable. Estas manifestaciones patológicas, se conocen con las denominaciones de *fisuras* o *grietas*. No son las únicas. Hay asimismo panzas, desplomes, desniveles, cejas, abombamientos y otras. Pero en el título hemos elegido las denominaciones más simples y castizas.

En el análisis de las fisuras o grietas que pueden aparecer en la construcción conviene distinguir varios tipos muy diferentes, de acuerdo con su relevancia y repercusión, y lo que significan.

El primero es el de las fisuras que aparecen en un elemento causado por los movimientos que ha sufrido él mismo, y que no afectan ni interesan a otro, ni significan que puede haber sido causadas por otro. Son las que se dan frecuentemente en los falsos techos de escayola de baños y aseos, que, con el mero paso del tiempo, (y la humedad) si no se ha acudido a recursos, como foseados, o entrecalles, y a veces aun con ellos, se rajan.

Otro caso son las piezas de albardilla o remate de albañilerías, dispuestos en el lugar más expuesto, y que con las oscilaciones climáticas, acaban por desprenderse, manifestando las juntas entre ellas, y en ocasiones, dejando suelta a la pieza. En caso de tejas de cumbrera o lima, puede traducirse en caída de la pieza con riesgo de lesión a personas o enseres.

Es clásico el que las puertas de cuarterones, o de bastidor, con el tiempo descuelgan y acusan holgura arriba y rozan abajo. En las muy antiguas se pueden distinguir los postizos triangulares que se han ido añadiendo en el borde superior.

Es usual que las soleras, aun dotadas de adiciones, o provistas de juntas, con el tiempo, acaben rajando, sin que se deba a causa extrínseca, y sin repercusión en otro elemento ni función.

Una variante de autofisuras es la de “*manifestación*”. Entre elementos distintos, la diferente “respiración” y dilataciones de ambos, acaban manifestando la conexión entre ellos, que no tiene ninguna trascendencia, salvo la de apariencia. En ocasiones se camuflan con tapajuntas (rodapiés en el caso entre suelo y pared), o entrecalles, que no son sino ranuras previas que evitan que salgan por otro sitio no controlado. En ocasiones, la torpeza en el intento de cubrir un elemento de otro material, como un soporte, con una leve capa de albañilería, sin recurso alguno, ocasiona una fisura, que en muchos casos sale “en sierpe”, que tampoco tiene trascendencia.

El otro tipo de fisuras son evidentemente las ocasionadas, en un elemento, por movimiento o fallo de otro. El caso típico puede ser las que consiguen rajar todo tipo de albañilerías, y ocasionar más disfunciones, cuando una zapata se hunde, o sufre un asiento excesivo. A lo largo de este documento se presentarán algunas causas que pueden acabar produciendo daños en las albañilerías en tanto que son los elementos más rígidos y frágiles del edificio.

Pero el causante no tiene que ser un elemento estructural que falla. Puede no ser estructural. En ocasiones, la dilatación por humedad de una fábrica vista, ocasiona su pandeo hacia afuera, tirando de los tabiques transversales y rajándolos inmisericordemente. Lo más delicado del asunto es que el aspecto de las grietas es idéntico al que se denomina de flecha, salvo por lo que respecta a la ausencia de la que hace pareja con ella.

Y también puede suceder que, aunque el causante de la grieta sea un elemento estructural, no sea debido a mal funcionamiento, ni que haya perdido capacidad. Es el caso de dilatación por soleamiento del último forjado o cubierta del edificio, que empuja y rompe los tabiques inferiores, petos, etc.

Lo importante de este tipo de fisuras es localizar el elemento y disfunción que las ha causado, dado que una correcta reparación pasa por actuar sobre la causa y no sobre el efecto, lo que se conoce como mera reparación *sintomática*.

Y lo que importa en el análisis de este tipo de fisuras es detectar su papel como síntoma de fallo grave, por ejemplo en elementos primarios, que a veces no se perciben directamente en el elemento que está fallando. Las fisuras de la fábrica serían en ese caso como testigos del fallo potencial de otro elemento y de su gravedad. Una grieta de algunos milímetros de grueso en un tabique puede no significar pérdida de seguridad del edificio, pero una fisura milimétrica en una viga o soporte sí.

No obstante, lo más delicado es justamente lo contrario. Que se produzca o se pueda producir inopinadamente un fallo estructural sin aviso, de manera frágil. El aumento de tensión, aun con valores muy cercanos al agotamiento, en elementos de rotura frágil, puede no traducirse en ningún efecto geométrico perceptible. En algunos de los últimos fracasos en edificios de Madrid, no sólo no hubo precursores, sino que tenían informe de inspección favorable, que no había detectado síntomas. Y meses después se produjo el hundimiento.

Pero con mucho, las fisuras más relevantes, aunque a veces sean poco aparatosas, son las que se producen en el mismo elemento estructural. Pero si se detectan, en ocasiones pueden servir para calibrar con mucha finura el tipo de estado de sollicitación que posee el elemento, y evaluar el margen de seguridad que tiene el edificio, algo que no es nada fácil de deducir a partir de las grietas de albañilería. Es lo que sucede si en un punto extremo de una viga continua de hormigón, aparecen fisuras por debajo, en el lado supuestamente comprimido. Si se ha llegado a esa situación, se puede deducir cómo es el flector de la viga en ese punto, deducir el del otro, y hasta las compresiones de los soportes, permitiendo predecir dónde hay que actuar para evitar el fallo del conjunto. Lo mismo puede suceder si un soporte presenta una fisura y no digamos grieta con según qué trazado.¹

En las construcciones antiguas, a base de muros de carga de mampostería, la estabilidad a largo plazo depende de que la construcción siga entera. Si el muro fractura, pasa a comportarse como dos partes, y cada una ya no pueda ayudar a la otra. Las fisuras eran el signo de alarma de que la construcción estaba empezando a fallar, su vida útil restante quedaba en entredicho, la ruina se aproximaba y el valor patrimonial o de mercado de la obra caía en picado. Hemos vivido tantos años, o siglos, con ese esquema mental, que seguimos interpretando las fisuras en tabiques y otros elementos secundarios, con la misma clave, y les tenemos pánico. Infundado, pero pánico real. En ocasiones ese es el problema principal. Si no ves las fisuras, es un alivio. Y las peligrosas, las realmente estructurales, son a veces difíciles de ver o de detectar.

Sobre el asunto de las fisuras planea un malentendido, que ha tergiversado y contaminado la posibilidad de hacer un diagnóstico acertado. El cálculo estructural se basa en las deformaciones, como clave para obtener cómo se reparten las sollicitaciones. Eso ha hecho que, para muchos, los elementos estructurales sean los deformables, los activos, los que cambian. Y los demás elementos constructivos los muertos, los indeformables, los que en último término se pliegan a moverse como condicionan los estructurales, y sufren los efectos de su deformación.

Y nada es menos cierto. La estructura de un edificio es lo más rígido de lo que compete para serlo. La estructura es lo que menos deforma. Como materiales y configuraciones estructurales, elegimos, de entre lo que hay, lo que menos cambia de dimensiones. Y si deforma mucho, se rechaza. Y se controla que la estructura lo es, confirmando que deforma poco. Son los elementos constructivos no estructurales los que se mueven y deforman más.

Es usual que, ante al aviso de lesiones, el técnico consultado responda automáticamente y sin meditar, a hacer recálculos estructurales, casi antes que nada, como primera medida, porque, se dice a sí mismo, si hay lesiones se debe deber a un comportamiento estructural anómalo, y no puede haber otra explicación.

TIPOS DE FISURAS

De lo anterior puede deducirse que, aparte de los daños en elementos constructivos debidos a ellos mismos, hay “daños estructurales” que interesan a los elementos primarios, soportes y vigas, y daños “causados por elementos estructurales”, producidos en otros elementos constructivos, no estructurales, debidos al comportamiento de los elementos estructurales y no necesariamente a un mal comportamiento suyo, ya que ellos mismos no quedan afectados ni se reduce su coeficiente de seguridad, por lo que no hay riesgo de ruina.

El caso más difícil de clasificar es el que denominamos “de flecha”. Son lesiones en albañilería, debidas a un comportamiento estructural que excede, en deformación, de lo admisible, ya que desborda los límites de lo que marca el que se denomina Estado Límite de Servicio de Deformación, según el CTE. Es un ejemplo perfecto de daños no estructurales con causa estructural. Para acabar de complicar las cosas, la reparación puede consistir en algo meramente sintomático, sin necesidad de actuar en los elementos estructurales, ni realizar refuerzo o reparación estructural alguna. Y si no hay lesión “en” el elemento estructural, ni pérdida de seguridad, ni exige intervención estructural alguna, tiene un tratamiento peculiar en relación con el seguro decenal, ya que literalmente queda fuera de la cobertura de dicho seguro.

La variante más delicada de este problema es cuando la deformación excesiva, aunque inicialmente no ocasiona pérdida de seguridad o lesiones de importancia en albañilería, varía sutilmente la manera en que se resuelve el estado tensional. Posteriormente, debido al “cansancio”, la deformación aumenta otro poco en

¹ Sin embargo este tipo de signo debe manejarse con prudencia. En un centro universitario de Madrid, una operación de reforma, al dejar visto un soporte de hormigón, permitió detectar una fisura, con desprendimiento fácil de una esquina superior. La alarma fue considerable y el centro se desalojó y estuvo fuera de uso un tiempo, hasta que se pudo dictaminar que era una falsa alarma, y que todo procedía, probablemente de que esa esquina quedó rota al agarrarse alguien a la espera que sobresalía cuando se iba a construir el forjado, ya que todos los recálculos de todas las piezas daban un resultado ampliamente holgado, y no había ningún signo asociado a lo que debería haberse producido si ese soporte estuviera fallando.



las zonas de más tensión, y con él la distribución de tensión, que a su vez produce un aumento adicional de deformación, en una espiral de tensión y deformación que termina en rotura, colapso o ruina física. Este proceso, progresivo, es común a varios fenómenos, como pandeo, desplome, tensión bajo apoyos o asiento en terreno. (Incluso, en otro fenómeno físico distinto, a corrosión). Aunque en fases iniciales esta deformación no pueda ser calificada de peligrosa, lo puede acabar siendo en su devenir, por lo que un diagnóstico certero debe hacerse a partir de indicios precursores del problema. Es ahí donde el experto se justifica más, en tanto es capaz de predecir la situación potencialmente peligrosa. En cualquier caso, el aspecto más difícil de interpretar es el “tiempo” que se tardará en llegar a la situación irreversible, irrecuperable o de imposible intervención, inestable o de colapso.

Es frecuente encontrarse con informes en los que, a partir de la descripción de un fenómeno casi evidente, se presenta la adopción de medidas como algo inexcusable, imperioso o urgente, que luego el simple paso del proceso de pleito, mucho más largo de lo previsto, se encarga de desmentir. Se trata de un recurso alarmista, fácil, en el todo técnico debería evitar caer.

No es fácil, pero el técnico debe distinguir con finura entre lo probable y lo meramente posible. Entre lo que puede suceder y lo que sucede. No conviene sobreactuar, calificando de inminente algo que puede no serlo. No es propio de un técnico competente que, ante el riesgo de que pase algo que no había previsto, prediga a troche y moche todo tipo de truculencias, que las más de las veces no suceden.¹

En los apartados que siguen, se exponen los tipos de fenómenos físicos que pueden ocasionar daños, como fisuras o grietas, indicando como es el patrón de aparición en las lesiones y relevancia de las mismas.

ASIENTO

El terreno bajo las zapatas, como todo sólido, acorta al comprimirse. Las zapatas van aumentando su carga según se construye el edificio, y en buena medida, el terreno asienta aproximadamente al mismo ritmo.

Pero es imposible que los asientos de cada una sean iguales en todo instante. Los motivos son varios: no puede haber un ajuste exacto de carga a superficie de zapatas, con la misma presión el asiento es mayor en las más grandes, el terreno no es exactamente homogéneo, los intervalos entre zapatas no son iguales, y la carga que va apareciendo no aumenta la de las zapatas de manera sincronizada. Durante el proceso de construcción, esta diferencia es necesariamente pequeña, y sus efectos se van amortiguando en la renivelación de cada planta y aplomado de cada tanda de soportes, y con la incorporación de tabiques, revestidos y acabados.

No obstante, tras acabar la obra, se sigue produciendo de forma natural una, en general, leve deformación diferida, que, tal como procedemos habitualmente con el cálculo de los cimientos, suele resultar inofensiva.

El denominado “*asiento diferencial*” consiste en que, tras la puesta en uso del edificio, una o varias zapatas acusen un descenso o asiento diferente a las de su entorno, que se transforma en daños.² Eso puede ser debido a una anomalía del terreno mayor de lo previsto, que el terreno bajo las zapatas afectadas no es tan competente como se suponía, o que el terreno tenga componentes diferidas anómalamente grandes. Evidentemente si les pasa a todas las zapatas a la vez,³ no hay asiento diferencial.⁴

El caso patológico más nítido de asiento diferencial es el fallo de una única zapata por lavado del terreno que hay debajo, o existencia o aparición de una oquedad,⁵ a poca profundidad bajo ella. Y eso mismo puede

¹ Una localidad al norte de Burgos, un enclave urbano con “casas colgadas”, tenía un sesudo e imponente informe, de que el conjunto tenía riesgo de caerse, y había que actuar urgentemente (con fondos públicos, naturalmente). Citaba incluso grietas en la roca de “*aspecto alarmante*”. Revisado el expediente, las citadas casas disponían de un módulo descolgado perimetral, rotulado como “*paso de ronda*”, lo que indicaba que se usó como tal cuando operó como una fortificación en la edad media. El enclave podía datar de la edad del hierro. Y las construcciones podían tener, tal como se veían, unos centenares de años, grietas alarmantes incluidas. Un cálculo de la progresión del cantil, a tenor del volumen de las piedras desmoronadas, que por el paso de tiempo y la oxidación viraban del amarillo vivo al gris muerto, y que seguían sobre el terreno natural al pie del cantil, permitían deducir que éste progresaba a velocidad despreciable y que no se justificaba una actuación urgente. Podía caerse, pero no era probable.

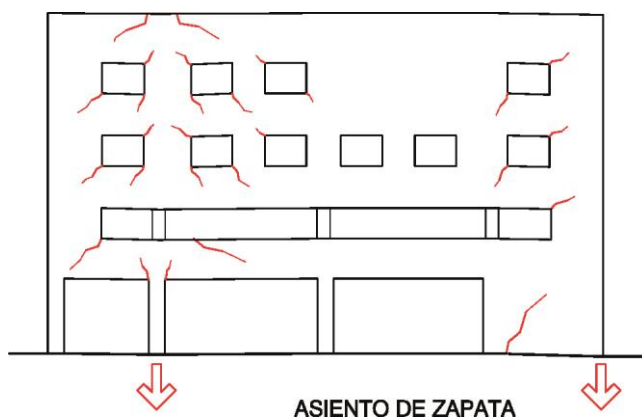
² No se considera aquí los casos de basculamiento global (desplome) o deslizamiento (reptación), que puede tener igualmente consecuencias muy lesivas.

³ En un caso de difícil diagnóstico, los síntomas acabaron achacándose a “*asiento diferencial sistemático*”, ya que algunos elementos secundarios, sin apenas carga y no estructurales, en un lateral del edificio aparecían aplastados, se suponía que por arrastre del edificio que se hundía. Pero un muro de contención al otro lado de la pradera de la piscina, estaba además reventando. Se trataba de un caso de expansividad del terreno ocasionado por el riego incesante de dicho césped.

⁴ En el lenguaje normal la expresión ha acabado tratándose, incorrectamente, en clave de propiedad de zapata, y así se dice que la zapata ha sufrido “un asiento diferencial”.

⁵ En terrenos de magma volcánico solidificado, suele acudir a intentar meter una barra en el fondo del cajado de toda zapata para

predicarse de un pilote, con relación a su punta.¹



Lesiones por asiento

Cuando una zapata (o pilote) desciende más que las contiguas, los paños de albañilería, que acometen al punto en cuestión, se desescuadran, y si el valor es importante, o están debilitados por huecos de paso, o carpinterías, rajan.

El patrón del “asiento diferencial” es característico, con fisuras inclinadas en los paños en derredor del punto que asienta, apuntando hacia él, como muestra la figura. Una de las notas que permiten deducir que las fisuras son de asiento es que, en principio, deben aparecer, con importancia y trazado similar en el mismo sitio en todas las plantas, si bien pueden amortiguarse algo en las altas.

Y en sentido contrario, si no hay (casi ninguna) coincidencia en lesiones parecidas en todos los puntos de una misma vertical, se puede concluir que la causa no es la de movimientos del terreno.²

Un tipo peculiar de problema de asiento es el ocasionado por una variación suave de las características del terreno, que hace que una zona asiente más que el resto, de manera gradual. Si el conjunto edificado está troceado en bloques por juntas de dilatación, el movimiento forzado por ese asiento ocasionará la apertura (o cierre) de la junta, que opera como un gigantesco testigo, y que permite constatar los movimientos con mucha finura, y más si la construcción es de un número elevado de plantas.³

Si no hay juntas, el edificio debe acomodarse o plegarse a esa nueva geometría de su base. Aunque en algún caso, leve, la configuración estructural puede hacer frente a ese ajuste,⁴ sin acusar efecto alguno, lo habitual es que no sea posible, y el acomodo del edificio a una superficie diferente de la inicial, origina una distorsión de todos los elementos constructivos. Los elementos estructurales sufren variación en el régimen de sollicitación, y los constructivos, más frágiles, rompen. Si la alteración del terreno es gradual, la fisuración puede producirse de manera muy anárquica.

Efectos estructurales del asiento

Si la modificación de sollicitaciones por diferencias de asiento es pequeña, el coeficiente de seguridad (medido en distancia al agotamiento) de las vigas, (admitiendo incursión en régimen plástico), no se ve alterado. Pero los soportes aledaños al que cede más, aumentan su compresión, para restituir la que pierde el asentado.

Si la alteración del régimen de flexiones de la viga es suficientemente grande, puede llegarse a “inversión”,

al menos reducir la probabilidad de que haya una oquedad próxima.

¹ En terrenos kársticos, como los que originan cuevas de estalagmitas, se producen con el tiempo lavados y evolución de las oquedades que pueden producir cuevas donde el estudio del terreno no las detectó, con efectos que pueden ser muy difíciles de prevenir, predecir e incluso de corregir. El asunto es, aunque solo sea desde el punto de vista técnico, difícilmente manejable. Y puede que haber acabado acudiendo a pilotes, en vez una mejora, haya resultado una peora, incluso de arreglo complicado.

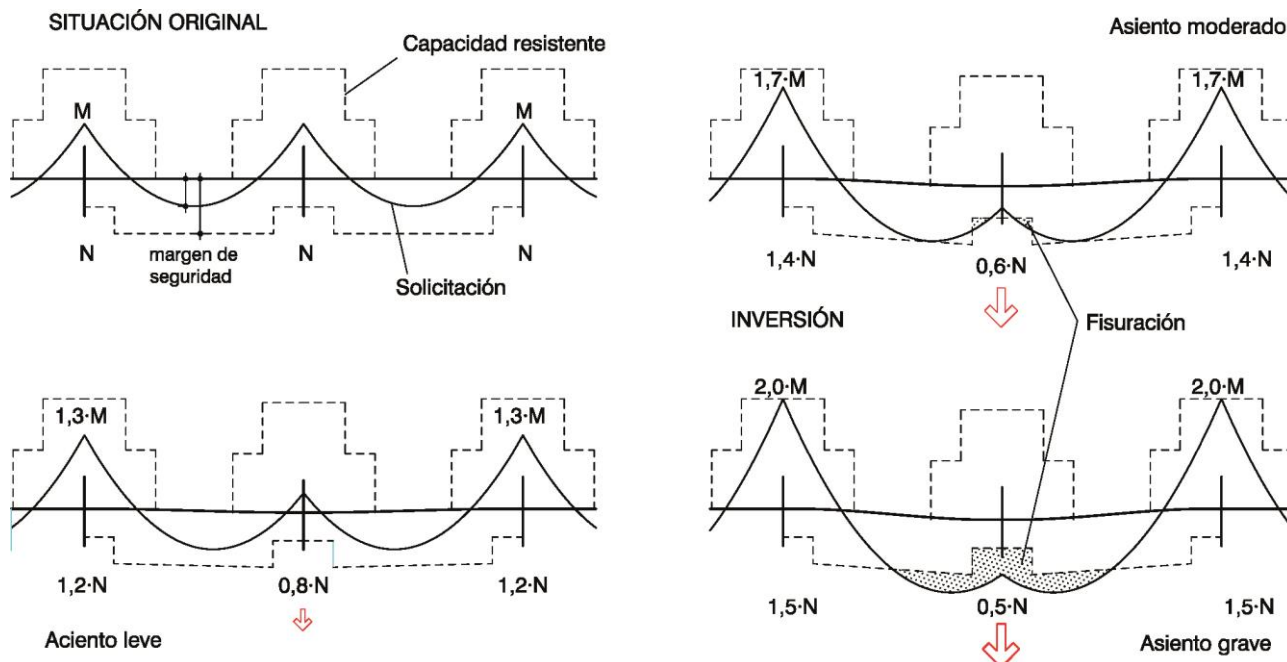
² La solera puede acompañar al descenso de la zapata, sobre todo si está engarzada a ella. Pero no es probable que se pueda detectar asiento por simple inspección de la solera, o pase de niveles.

³ El asunto se puede predicar de la junta entre medianeras, que puede constatar si uno u otro (o los dos) edificios colindantes están sufriendo movimientos en la cimentación. En algún caso, como en Murcia, que ha sufrido históricamente cambios lentos alternativos de nivel freático, son perfectamente visibles estos desajustes en el plano medianero de edificios no construidos en la misma época.

⁴ La disposición de cimentación en losa, sobre todo si tiene rigidez y resistencia holgadas, puede amortiguar mucho los efectos de un fallo local del terreno, evitando el efecto de “asiento diferencial”

cambiando el signo de los momentos flectores de las vigas al llegar al soporte asentado. Como se muestra en la figura, cuando se alcanza esa situación, que puede detectarse con cierta facilidad, por apertura de fisuras en la cara inferior de la viga, (y si es de descuelgue, en las laterales), la compresión de los soportes aledaños habrá aumentado sensiblemente. El principal riesgo no es que fallen las vigas, sino que exploten esos pilares, ya que ese fallo puede ser repentino, frágil, y rebotar en consecuencias graves para la estabilidad de la obra. Es clásica la conseja de que cuando hay un asiento importante de un soporte hay que acudir con presteza a apuntalar, y en su caso reforzar, los de alrededor.

La situación más delicada es la de que el propio asiento de la zapata presenta diferencias de un punto a otro, debido a que el fallo del terreno es sumamente local, de resultados de lo cual, la zapata asienta más en un extremo, y gira, provocando flexiones fortísimas localizadas en la base del soporte, con grave peligro para su supervivencia, ya que además la rotura puede ser de tipo frágil y brusca.



En caso de asiento, es importante detectar si se ha tratado de un movimiento repentino, que se ha detenido, o se sigue produciendo. Si el fenómeno se estabiliza, y no ha habido alteraciones geométricas importantes (de nivel o desplome), bastará restañar las fisuras, y reponer la maniobrabilidad de las carpinterías. Si el fenómeno prosigue incesantemente, es, en general, imparable y con consecuencias desastrosas. Pero en la práctica, la propia dinámica de los acontecimientos, hace que, en general, tanto desde el punto de vista del terreno, como del propio edificio, la situación acabe "encajando" en otro punto, encontrando de nuevo el equilibrio, aunque los daños hayan podido ser severos.

Los daños por asiento se pueden etiquetar como de origen estructural, con efectos estructurales, en cuanto a pérdida de seguridad, o riesgo de ruina física, y en todo caso, con efectos aparatosos de lesiones constructivas locales.

El asiento es en general, no subsanable, aunque sí se puede detener su progreso, mediante intervenciones de recalce.¹

Vigas de apeo

Se suele denominar de *apeo* a la viga (generalmente de gran canto), que se dispone para eliminar un soporte, puentando su carga a otros dos próximos. Debido a que la viga flexa, el soporte que está apeado descende más que los contiguos, que siguen enterizos hasta la cimentación. Y esa diferencia de asiento, si es apreciable, puede dar lugar a efectos similares a los descritos para asiento de zapata. Es por eso, que aunque la causa es la deformación por flexión o flecha, y eso se trata en un apartado posterior, como los efectos se han considerado en éste, se ha incluido aquí.

En la práctica, las lesiones por asiento (flecha) de vigas de apeo son muy poco probables. La viga de apeo,

¹ Suele ser por *micropilotaje*, aunque en el instante actual no hay modelo de cómo recalcar la armadura de los cimientos para equilibrarse con la entrada en carga de los pilotes

para ser rentable, debe tener mucho canto. Además, las reglas aplicables al caso son sumamente generosas, por lo que sus tensiones son bajas, y difícilmente alcanzarán una situación crítica.¹ Ambas cosas dan lugar a una flecha imperceptible.

Sólo cabría pensar en un cedimiento que conduzca a lesiones si se ha producido un “error de cálculo” y la viga tiene mucha menos armadura que la que necesita. Probablemente, antes de que aparezcan lesiones en paños de albañilería de plantas superiores, se puedan percibir, en la propia viga, signos de ello, en forma de fisuras en las caras laterales (de cortante) o en la inferior (de flector). No obstante conviene advertir que, como el comportamiento de una viga de canto es mayoritariamente *por bielas*, la interpretación de las fisuras de este tipo de vigas no es inmediata.²

Lo que sí puede concluirse, es que si, en la vertical del soporte apeado, no aparecen fisuras sistemáticas con el patrón que se ha descrito para asiento, las que haya no son debidas a esa causa.

EXPANSIVIDAD

En terreno, el fenómeno opuesto al asiento, es la *expansividad*. Es propio de unas ciertas arcillas, no todas, muy afectables por el contenido de agua. Al aumentar la humedad, incrementan notablemente su volumen. Y al reducirla merman. Esta variación, bien considerada de manera geométrica, como expansión, bien con su contrapartida mecánica, como presión, puede empujar hacia arriba los cimientos, con consecuencias inversas a las descritas para asiento.

En la mayor parte de los casos, el aumento de humedad se debe a la penetración de agua de lluvia, y por tanto ese efecto tiene un ciclo anual, oscilando periódicamente de aumentos a disminuciones de volumen.

La expansividad suele medirse bien por el aumento en % del volumen, o, lo que resulta más sencillo de considerar, por el efecto mecánico, generalmente medido en la presión que puede ejercer la arcilla, si se aumenta la humedad al máximo y se impide totalmente el aumento de volumen.³

Valores de 0,5 kp/cm² (50 kN/m²) de presión de hinchamiento son usualmente inofensivos. Valores de 1,5 kp/cm² (150 kN/m²) pueden tener ya incidencia, y valores del orden de 2,5 kp/cm² (250 kN/m²), pueden resultar muy agresivos.

Cuando este fenómeno es estacional, está claramente acotado. No es fácil que por efecto de estas variaciones naturales, la zona en que se altera la humedad afecte a profundidades superiores a 3 m o 5 m, por lo que, si la base de los cimientos se sitúa por debajo de esa cota, no se verán afectados por expansividad. Si ese estrato de humedad estabilizada se alcanza con pozos o pilotes, puede que el aumento de volumen del terreno alrededor del cimiento lo agarrote y empuje hacia arriba (y en caso de pilotes, y con expansividad fuerte, puede hasta partirlos). Para evitarlo, basta disponer los pozos o pilotes encamisados, de manera que se elimine el rozamiento entre los cimientos y el terreno lateral.

Pero además el terreno puede aumentar su humedad acumulativamente con el paso de los años. En ese caso el fenómeno está menos acotado, y puede acabar afectando a estratos más profundos que inicialmente tenían menos humedad, aunque a ciertas profundidades ya es difícil alterar la humedad natural, en equilibrio geológico. Sucede por ejemplo en zonas con riego incesante, en zonas verdes, praderas de césped, o campos de golf. En ese caso el aumento de volumen es monótono.

En otros casos el cambio de humedad se debe a operaciones de ampliación de superficies urbanizadas, que restan aporte de agua al terreno natural, ocasionando desecado, con efectos globales, relleno o cegado de barrancas o torrenteras, o al revés, que canalizan el agua de escorrentía a donde antes no llegaba con tanta intensidad. En ese caso el fenómeno aparece con la realización de esas obras y no se detiene hasta que se alcanza un nuevo equilibrio hidrológico de la zona.

En cualquier caso, y como sucede con el asiento, los efectos perniciosos derivan sobre todo de diferencias locales. Una de las más importantes es la pérdida de agua de la red de saneamiento, que origina

¹ Circula una leyenda urbana por la que, en zonas sísmicas, las vigas de apeo están prohibidas o no son recomendables. Nunca estuvieron prohibidas. Todo lo que tenían eran reglas adicionales que complicaban su cálculo; había que considerar acción sísmica vertical, con valor y consideraciones diferentes de las de la horizontal y el cortante de la viga de apeo había que comprobarlo sin aplicar reducción por ductilidad. En la última versión de la norma sísmica, la actualmente vigente, incluso dice lo contrario, que en edificios, aun existiendo vigas de apeo, no es preciso considerar acción sísmica vertical alguna.

² En las últimas versiones de la norma de hormigón ha desaparecido la comprobación de fisuración por cortante.

³ La UNE de ensayo de expansividad indica que se efectúe sobre una muestra inalterada, que conserve la humedad natural del sitio de donde se haya extraído. Algunos, por su cuenta, desecan además la arcilla al máximo, y luego la hinchan, obteniendo una especie de evaluación de la “*expansividad potencia total*”, que no tiene aplicación clara.

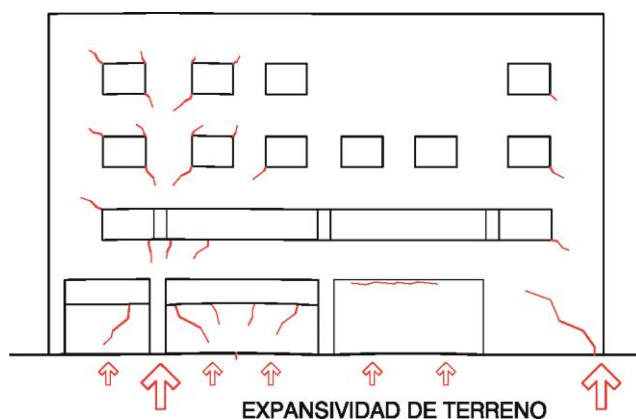
encharcamientos locales del terreno en sus inmediaciones. Las que suceden en el trazado público afectan en primer lugar a expansiones de terreno en los bordes de las construcciones, y sólo posteriormente a los puntos interiores. Las pérdidas de agua de la red local enterrada bajo el edificio, afectarán a los elementos cercanos a las condiciones y arquetas, independientemente de la profundidad a que se encuentren por debajo del nivel de calle. En la actualidad, y dado que es casi sistemática la construcción de sótanos bajo los edificios, es usual que la red de saneamiento circule colgada por dentro del sótano, de manera que no hay aportes al terreno que hay bajo el edificio.

Hay además oscilaciones de onda mucho más larga, como son la modificación de los niveles de agua en el subsuelo, por causas geológicas. Esa causa afectará casi por igual a un gran número de edificios en un mismo enclave urbano, construidos con técnicas parecidas y de antigüedad similar.

El tipo de elementos implicados permite identificar con más precisión la variante de expansividad que se está produciendo, el causante o responsable, que es obvio, y aconseja una manera de intervenir asimismo distinta.

Si se produce expansividad, los efectos en la construcción son inversos de los del asiento. Si una zapata se ve empujada hacia arriba por expansión del terreno subyacente, se debe producir una fisuración local, en la misma vertical, con grietas de trazado contrario al de asiento (véase figura). Los efectos en elementos estructurales, como la variación de flectores en vigas, serían inversos a los indicados para asiento, y mucho más difíciles de constatar, ya que empezarían con fisuración junto a los soportes, pero en su cara superior, frecuentemente oculta bajo el solado. Como en asiento, la cimentación en losa puede amortiguar o enmascarar los efectos de este tipo de agresión.

Y lo mismo que con asiento, si no se detecta la repetición de fisuras en todas las plantas, en el mismo punto en vertical, es que esas fisuras no proceden de expansividad.



Para que la zapata quede inmune a los efectos de la expansión del terreno, basta dotarla de dimensiones tales que en cualquier situación (el peso del edificio sin ocupación) se garantice una presión al menos superior a la de expansividad. Eso significa que al calcular las dimensiones del cimiento, debe procederse “a la baja”. En otras palabras, el aumento de tamaño respecto al deducido por cálculo con la “presión admisible” adoptada, no es siempre beneficioso. En caso de expansividad, la zapata debe alejarse prudentemente de dos valores; el de hundimiento,¹ por seguridad, y el de expansividad, por daños. Si el margen entre ambos valores es grande, se podrá conseguir el coeficiente de seguridad habitual ante hundimiento. Si el margen entre ambos valores es pequeño, habrá que actuar con más finura. En casos extremos, con margen diminuto, puede que no hay solución viable que satisfaga ambas condiciones.

Aunque en cierta medida sea una propuesta retórica, en caso de haberse producido expansión de las arcillas, no hay que desdeñar la operación de, tras recalcular las zapatas, reducir todo lo que se pueda sus dimensiones.²

En algunos casos, algo más sencillo puede ser cortar la conexión de las zapatas con las vigas de atado, que

¹ La cuestión es asaz complicada. Si se cimenta en arcillas, los procedimientos al uso indican que se compruebe primero a “plazo corto” con las características iniciales de la arcilla sin haber drenado, y luego a “plazo largo” con las características finales, habiendo drenado. A plazo corto (instantáneamente, nada más cargar) la capacidad portante es menor, por lo que, con la misma carga, se obtienen dimensiones mayores. El problema estriba en que, del lado de la seguridad, se suele tomar, como carga a plazo corto, (instantánea), la del edificio acabado. El CTE no establece cuál es la combinación de acciones a usar en las comprobaciones de plazo corto. El resultado usual es que se acaba disponiendo una zapata mucha más grande de lo que sería necesario el resto de su vida. Y en caso de expansividad, eso no es una estrategia favorable, sino perjudicial. Si hay expansividad conviene afinar este tipo de cálculos para conciliar todos los aspectos implicados. Lamentablemente CTE no recoge nada acerca de las comprobaciones con expansividad

² Se recuerda que, si ya ha pasado cierto tiempo, las zapatas se pueden comprobar con las características a “plazo largo”, que permiten darlas por seguras con una dimensión probablemente menor que las que se dedujeron en el proyecto



todavía, supersticiosamente, se suelen seguir disponiendo. En caso de expansividad, el terreno hace presa fácil en estas piezas, poco o nada cargadas, y a través de su superficie adicional, tiene más posibilidad de vencer la carga del edificio.

En el caso de construcciones con sótano, hay un factor añadido. La retirada de tierras puede dejar al aire capas de arcilla profundas, y si el cajeadado queda expuesto mucho tiempo, puede secarse, o si coincide con época de lluvias, encharcarse. La excavación particular de cada zapata, por pura lógica constructiva suele quedar abierta unos pocos días a lo sumo. Una vez echada la solera, la arcilla alterada tenderá a alcanzar la humedad natural, produciendo con ello presiones adicionales por expansión o contracción, según sea el caso. Si el terreno presenta expansividad hay que cuidar la regla, por otro lado inveterada, de dejar abierta la excavación de zapatas el menor tiempo posible.

En todo caso, como operación preventiva ante expansividad, que asimismo puede usarse para impedir que se sigan produciendo sus efectos, está el dotar de acerados a la construcción, impedir la entrada de agua a las inmediaciones del edificio, disponer drenajes eficaces, y eliminar plantas proclives a aumentar la humedad del terreno.

Si el terreno sufre aumento de volumen por expansividad, un punto especialmente sensible es el de los muros de sótano, si existen. En caso de aporte de humedad al terreno por infiltración de agua de lluvia, es el terreno del contorno del edificio el que primero se ve afectado. Y por otro lado, la zarpa de los muros con frecuencia es más ancha de lo que demanda la carga que tiene,¹ que corresponde a un apoyo extremo. El ascenso de esa línea se manifestará por fisuraciones de signo contrario al del asiento, tal como muestra la figura. Si hay expansividad por entrada de agua exterior, antes que nada deben abundar las fisuras diagonales, con el sentido adecuado, en la vertical de todas las plantas en las fábricas perpendiculares a fachada. En ausencia de este patrón, puede descartarse la expansividad como causa de las lesiones.

Una apreciación más. La entrada de agua de lluvia en el terreno expansivo aledaño a un muro de sótano, aunque provoque aumento de su volumen, no se traduce en incremento de empuje. El terreno libera las tensiones ascendiendo. Bien es verdad que a cierta profundidad, el terreno está confinado por el peso del que hay encima. Pero justamente por eso, donde se alcanza una presión vertical igual a la de expansión, los efectos mecánicos de la expansión se anulan.

Los efectos de la expansión del terreno pueden ser mucho más acusados y desastrosos en el caso de construcción de muros de carga de albañilería. En ese caso, por humedad, suele acudir a forjado sanitario, quedando la construcción conectada al terreno sólo por las zanjas de los muros. Con esta solución se combinan varios de los aspectos desfavorables ya señalados. Por un lado la cimentación es somera, a poca profundidad, en la zona plenamente afectable por los cambios de humedad del subsuelo. Por otro, la presión de contacto entre zanja y terreno suele ser baja, ya que la longitud es elevada. Y por último, pero no menos importante, suele tener canalizaciones de saneamiento por debajo y arquetas con difícil control de escapes.

En estos casos la expansividad, que se suele presentar de manera caótica, rompe de manera inmisericorde los muros de carga y fábricas con las que conecta, lo que les lleva a una situación potencialmente inestable.

La expansividad mencionada, actuando sobre los cimientos debe pues reputarse de causante de lesiones de origen estructural, por comportamiento anómalo de un elemento estructural, el cimiento (la zapata asciende) y, como el asiento, afectando al grado de seguridad de la construcción, además de producir daños en albañilerías, carpinterías, solados, etc.

No obstante, cuando el edificio tiene solera, bien en planta baja o bien en sótano, si hay cambio de volumen del terreno por expansividad, antes que afectar a los cimientos, logrará mover la solera. Mientras las zapatas producen de ordinario una presión sobre el terreno subyacente en la banda de 100 kN/m^2 (1 kp/cm^2) a 300 kN/m^2 (3 kp/cm^2), la solera es sumamente improbable que alcance, aun contando con la sobrecarga de uso, 10 kN/m^2 ($0,1 \text{ kp/cm}^2$), por lo que será movida sin remedio por casi cualquier presión de expansividad por pequeña que sea.

El empuje por expansividad levantará las soleras, a menos que estén engarzadas a los cimientos, en cuyo caso las pondrá en tensión y dada la pequeña capacidad resistente que tienen, y más ante flectores de signo contrario al habitual, probablemente la fracturará. Dado que la solera habitualmente está fisurada por

¹ Sigue siendo muy usual dotar a los muros de sótano de un ancho de zarpa como el de la zapata que necesitaría un muro de contención de la misma geometría. Si el muro se ejecuta a una cara, hormigonado contra el terreno, cortado previamente, inicialmente no hay empuje, y para cuando lo hay, se ha cerrado el perímetro, y la comprobación del conjunto no demanda ese ancho. Si el muro se hace a dos caras, tras tallar un talud, que, como es prudente, no se rellena hasta cerrado el muro, y dispuesto el forjado, menos aún.



retracción, conviene poder distinguir las de un tipo de las de otro. La clave es que las fisuras por expansividad aparecen en mitad de vano, prioritariamente en los de más luz, y paralelas a la dirección de las alineaciones de soportes. Si no se da ese patrón de fisuración en la solera, no es de expansividad.

Además, al intentar levantar la solera, la expansividad empujará a las fábricas que hay encima. Si éstas no llegan a forjado (como puede suceder en zonas con falso techo), se rajarán con un patrón característico (véase figura). Si la fábrica llega a forjado, el empuje ascensional comprimirá el tabique que, antes de mover el forjado, probablemente fracasará. Si está hecho con ladrillo macizo, puede explotar. Si es de ladrillo hueco, aplastará. Y antes de ello, probablemente expulsará los revestidos en una banda horizontal. Ese puede ser un síntoma determinante de la existencia de empuje ascensional por expansividad. Pero en cualquier caso puede que el movimiento sea de apenas algún milímetro que otro, y salvo que se haya nivelado la solera con anterioridad, será indetectable con un levantamiento taquimétrico.

DILATACIÓN

Los edificios, como todos los cuerpos físicos, con el incremento de temperatura, aumentan su tamaño, y con el frío, encogen. Aunque se pueden producir los efectos de ambos signos, la denominación atiende a la preponderante en nuestras latitudes, la dilatación, a la que ayuda el efecto local de la insolación. Sobre todo por insolación, pero también por equilibrio térmico con la temperatura del aire, en verano, la envolvente del edificio dilata.

Y el interior, al menos a cierta distancia de la envolvente, cambia su temperatura en mucho menor grado.¹ La base del edificio mantiene sus dimensiones, Esas dilataciones diferenciales se traducen en sobretensiones en los elementos estructurales, y cambios de forma, que en los elementos constructivos, frágiles, puede suponer su rotura.

Efectos globales

Como efecto global, si el edificio aumenta su temperatura, y por tanto sus dimensiones, una cierta cantidad, y la base del edificio se mantiene inalterable, los soportes de planta baja tienen que hacer frente al enlace de una dimensión a la otra. Los valores de referencia que aparecen en los textos son del orden de 0,01 mm/m por cada °C. Por tanto, un elemento de 25 m de longitud que oscilara su temperatura de invierno a verano, en fachada soleada, en 80°C, aumentaría su longitud en 2 cm, desplazando cada uno de sus extremos 1 cm hacia fuera.

Con el aumento de longitud de la construcción, los soportes, más los de los extremos, incurvan, apareciendo flexiones. En cada soporte la flexión es máxima en los extremos superior e inferior, y nula en el medio. En la práctica habitual, se pueden despreciar estas solicitaciones, debidas a la acción térmica, disponiendo *juntas de dilatación* de forma que no queden bloques contruidos de más de 40 m de longitud.²

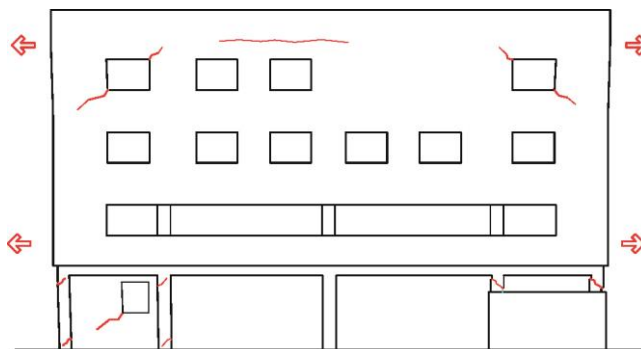
Hasta esa distancia entre juntas, se puede aceptar que, según el código, no hay efectos térmicos sensibles. Evidentemente no es literal. Los efectos son poco a poco crecientes con la longitud del bloque, pero también depende de la altura de la planta baja, sección de los soportes, y, por supuesto de la temperatura que sea posible alcanzar. En cualquier caso, las solicitaciones en cada extremo de los soportes deben equilibrarse con las vigas u otras piezas a las que acometa.

Pero esa distancia mágica no significa que sea imposible transgredirla. Es obvio que si con 40 m no hay efectos sensibles, con 41 m habrá efectos poco relevantes, con 42 m un poco mayores, etc, y con cualquier otra longitud, bastará hacer los cálculos oportunos, haciendo frente a las solicitaciones producidas.³

¹ El CTE establece que las partes directamente expuestas al Sol pueden alcanzar 70 °C grados, (y más si el color es oscuro), y añade que se puede suponer que el interior de los edificios (habitados) conservan todo el año una temperatura uniforme de 20 °C.

² En rigor la longitud a efectos de acción térmica debiera referirse a la existencia de elementos *continuos*, tales como forjados. Se supone que los demás elementos, incluso fachadas, ya cuentan con holguras o juntas a mucha menos distancia. Si el bloque banquee los forjados, se podría superar esa longitud sin problemas. Y de lo dicho antes se deduce que esta longitud se refiere sólo a los elementos *sobre rasante*.

³ Hasta 2006 la regla de los 40 m era infranqueable. Con CTE sólo es una manera de obviar el cálculo explícito ante acción térmica.



DILATACIÓN

Sea como sea, si el edificio no es capaz de resistir los efectos globales de la acción térmica, puede detectarse por síntomas. La figura muestra el tipo de fisuras que indican que la causa es la acción térmica. Con planta baja diáfana (parte izquierda de la figura), si los soportes son de hormigón, pueden aparecer fisuras diagonales arriba y abajo. Estas fisuras deberían tratarse en clave de daños estructurales. Pero es más probable que sólo aparezcan fisuras de trazado similar en las fábricas de revestimiento de los fustes, o en los paños extremos, debilitados por huecos, como muestra la figura, sin significado de daño estructural. La manera de distinguir estas fisuras de otras parecidas de distinto origen, es la de dónde se encuentra la fisura conjugada. Si es por causa térmica, estaría en el otro extremo del bloque.

El caso extremo se presenta cuando hay enanos, piezas cortas sobre paños rígidos (parte derecha). Como la rigidez es grande, un pequeño movimiento se debe traducir en sollicitaciones elevadas, sobre todo de cortante, con las que el enano fractura de manera frágil. No obstante es poco probable que aparezca este tipo de fisura, casi sólo posible si además el forjado sobre el enano es de cubierta, en donde se suma el efecto de soleamiento directo.

Efectos locales

Es mucho más probable y usual encontrar efectos locales de la acción térmica asociados al soleamiento en cubierta. Sobre todo en localidades meridionales, la insolación canicular en las horas del mediodía, eleva mucho la temperatura de la "quinta fachada". Si la cubierta es plana, y está bien aislada, pero está rematada en solería,¹ la dilatación del este elemento puede reventar fácilmente el peto en su unión con el forjado, manifestando una fisura horizontal al exterior, sin significado estructural. Si la cubierta está escasamente aislada, el calor conseguirá afectar al forjado, manifestado el mismo tipo de fisura horizontal a nivel inferior de éste, aparición a la que ayuda el giro del forjado en el extremo, pero restringido debido al escaso peso que hay encima. Esta fisura térmica es más probable en caso de solución estructural a base de muros de carga.

Ese tipo de fisuras resulta clásico y es casi inevitable, ante la cual el recurso clásico no ha sido intentar evitar que se produzca, sin que no se vea, utilizando en ese punto impostas, molduras, rehundidos, etc. Si por no haber dispuesto ninguna de esos recursos, aparecen fisuras horizontales a nivel del último forjado no debe atribuirse a causas estructurales, ni tratarlas en clave de daños estructurales.

Pero si el plano de cubierta aumenta de tamaño, los paños que la enlazan con el forjado inferior se resienten, más en los extremos del edificio, donde el movimiento relativo entre cubierta y forjado inferior es mayor. Pueden así aparecer fisuras diagonales aprovechando la coyuntura de huecos, tal como muestra la figura. De nuevo la clave del diagnóstico de una fisura de ese tipo es dónde se sitúa la pareja. Si en el otro extremo de la fachada, es térmica.

Lamentablemente la regla de los 40 m no se aplica a este caso. Con dimensiones menores, si la insolación es elevada,² y el aislamiento escaso, pueden aparecer ese tipo de fisuración, sin que pueda achacarse a mala práctica. Simplemente no hay en los códigos ni reglas al uso, nada para prevenirlas. Pero por otro lado, la reparación puede ser simple, despegando los tabiques del techo, o disponiendo acabados flexibles.

¹ El detalle clásico de solería de cubierta implicaba un remate especial, a modo de escalón con babero, que permitía tanto la dilatación del solado, como la ventilación de la cámara inferior con la que estaba dotada la unidad de obra. Esa solución está en desuso

² La acción térmica codificada en el CTE se refiere sólo a la que se alcanza en la superficie exterior vista de los elementos. No dice nada de la que pueda producirse en el interior de fachadas, cubiertas o forjados. Todo apunta a que proviene de una propuesta pensada para puentes, en los que todos sus elementos están completamente expuestos al ambiente exterior, y algunas de sus caras además al soleamiento. Hoy por hoy no disponemos de modelo cabal de análisis de la acción térmica en edificios.



Aunque la figura muestra un alzado, el lector debe leerla además en clave de sección. Si el plano de la cubierta dilata, los tabiques perpendiculares a la fachada pueden no poder seguir ese movimiento, y rajan con el mismo patrón mostrado. Las fisuras provocadas por esta dilatación son diagonales, arrancando de la esquina inferior de la parte próxima a fachada, con un trazado que puede ser interpretado equívocamente como de flecha. De nuevo la clave es dónde se encuentra la pareja. Si está en el mismo tramo estructural, podría ser de flecha, si está en el tramo opuesto de fachada, es de dilatación.

De un conjunto variopinto de fisuras que aparezcan sólo en la última planta, sin aparente explicación, deben atribuirse preferentemente a causas térmicas, y sin significado de daños estructurales o causa estructural alguna.

RETRACCIÓN

El hormigón tiene una característica peculiar que es la de *retracción*. A partir del fraguado, va mermando sus dimensiones, lenta pero insistentemente. No es, como la dilatación térmica, una variación oscilante, que año tras año vuelve a la misma longitud, sino monótona, siempre en el mismo sentido.

Como muchos otros fenómenos físicos, al principio tiene un valor elevado, y poco a poco amortigua. En el primer mes puede acortar la mitad del total, en la primera semana la mitad de todo lo del mes, y al primer día, la mitad de todo lo de esa semana. Cuando han transcurrido diez años, todavía le queda por mermar algo.

De modo simplista, se puede decir que la retracción se debe a la pérdida de agua. El hormigón nace encharcado, y a la larga debe equilibrar su humedad con la del aire. Y esa pérdida de agua significa merma de volumen.

Como valor de referencia puede suponerse que reduce sus dimensiones en 0,1 mm/m a los siete días, y alcanza 0,3 mm/m al cabo de un año. Geométricamente no es desdeñable. Un elemento de 30 m de longitud, acortaría, en un año, del orden de casi 1 cm.

La fuerza movilizada en ese cambio geométrico es gigantesca. Si el módulo de Elasticidad del hormigón es del orden de 2.500 kN/cm², se generan tensiones de 0,3 mm/m · 2.500 kN/cm² = 0,75 kN/cm², que en una sección de 25 x 25 cm, supone unos 625 cm² · 0,75 kN/cm² = 200 kN (20 toneladas).

Pero no hay que prevenirse ante esa fuerza tan fabulosa. Porque es de tracción (de ahí la denominación). Y todo lo que se produce es que, cuando la pieza tiene coaccionados los extremos, el hormigón se fractura, sin involucrar necesariamente a los demás elementos constructivos.¹ Así que las fisuras de retracción, aunque son de índole estructural, deben catalogarse en la categoría de autolesiones.

Efectos globales en el edificio

En muchos casos esa retracción no tiene efectos. Por ejemplo, en soportes, tras haberlos hormigonado, como el extremo superior está libre, simplemente reducen su altura. Sólo cuando la distancia entre plantas quede atrapada por otros elementos, empezaría a actuar la retracción, pero como los soportes están comprimidos, no tendría tampoco trascendencia.

A efectos globales, de manera similar a lo descrito para dilatación térmica, si el edificio, con forjados de hormigón, reduce su tamaño en planta, pero la base, con soportes exentos, dispuestos sobre el terreno, no mengua, los soportes, sobre todo extremos, deben acusar incurvación, apareciendo flexiones, y en su caso fisuras, del tipo mostrado en la figura. Pero es poco probable, porque antes moverían el terreno. Y si hay sótanos y forjado a nivel de baja, esa planta mengua de manera similar.

Los efectos más aparentes de la retracción pueden darse en dinteles ligeros atrapados entre soportes robustos (o muros en su prolongación). Cuando el dintel intenta disminuir su longitud, y no conseguir mover los elementos que lo sustentan, se conforma con rajar. Se trata de fisuras verticales finas, pero nítidas, que aparecen a mitad de la luz. Nótese que la fuerza de retracción no depende de la longitud del elemento, y por tanto cualquier pieza, sea cual sea su dimensión, si tiene inmovilizados eficazmente sus extremos, intentaría rebasar su resistencia a tracción y rompería. De ahí que, en general, se disponga una armadura específicamente destinada a evitar que se aprecien las fisuras por retracción, en la medida en que las tensiones espurias por ese motivo se canalizan al acero.

Las fisuras por retracción de dintel, tienen poca o nula relevancia en la capacidad resistente del elemento. Fisura donde puede. Es más una manifestación concentrada de la obligada fisuración del cordón traccionado que otra cosa. Si la fisura llegara a afectar a la cabeza comprimida (y en fases iniciales de obra

¹ El hormigón fisura al alcanzar una tensión de tracción del orden de 0,25 kN/cm², que corresponde a la tensión que aparecería por retracción, si no puede acortar libremente, en una semana tras el fraguado.

puede suceder), con la carga volvería a cerrarse. Todo lo más que podría generar es flecha adicional, pero no pérdida de seguridad.

Armamos las vigas para que la inevitable fisuración del cordón traccionado, sea difusa, imperceptible, y no afecte a la durabilidad. Si por retracción aparece una que concentra ese efecto en un punto, todo lo que queda afectado es la propensión a corrosión de la armadura. Convendrá pues rellenarla (por ejemplo, silicona líquida), o aplicar a la pieza completa un revestimiento (por ejemplo, pintura al clorocaucho).

Una variante menor de este fenómeno, pero en ocasiones más visible, es la de retracción de fábricas de bloques de mortero, que también acortan. Si se estrangulan al paso de los soportes, no es infrecuente que mengüen paño a paño, con el resultado de manifestar fisuras verticales, marcando la posición y tamaño de esas piezas (véase la figura). Este tipo de fisuras no tienen causa ni relevancia estructural, y podrían ocultarse o haberse enmascarado disponiendo juntas, entrecalles o molduras.

En fábricas de ladrillo puede producirse el mismo fenómeno, pero con este material es más habitual pasar la hoja completa por delante del soporte, disponiendo incluso algún elemento de interposición, por lo que se producen en menos casos.

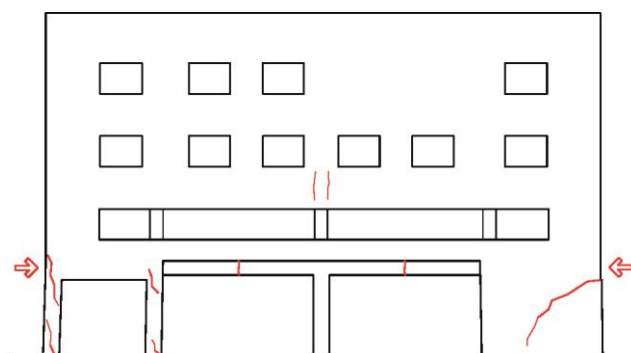
Efectos en forjados

En un forjado, el fenómeno de la retracción hace que intente menguar de tamaño en planta. Debido a lo explicado para dinteles, y visto ya en dilatación, ese acortamiento obliga a una incurvación de soportes creciente desde el centro a la periferia de la planta. Si los soportes, sobre todo los exteriores, son suficientemente flexibles, el conjunto logra el acomodo sin lesiones (aunque con soportes solicitados a flexión). Las lesiones son tanto más probables cuanto mayor es la planta y más rígidos son los soportes.

En el código MV-101 existía un epígrafe general, de acciones “reológicas” (que incluía las térmicas y de retracción), en donde se indicaba como segura una longitud máxima de 40 m para evitar sus efectos, pero con una tolerancia de hasta 50 m con soportes flexibles, y una restricción a 30 m si eran muy rígidos.

En el actual, el apartado de acciones “reológicas” ha desaparecido, así como la precisión de rigidez de los soportes, y lo de la longitud se menciona sólo a los efectos de acciones térmicas.

Si el forjado es de losa maciza, la fuerza movilizada en el acortamiento por retracción es mayor, pero como asimismo lo es la sección, la resultante, en cuanto a autolesiones es la misma. Pero aun disponiendo armadura para evitarlas, los efectos sobre los soportes serían mayores.¹



RETRACCIÓN

Una lesión típica de retracción en forjados, pero escondida y difícil de percibir es la rotura diagonal del elemento de aligeramiento de la esquina de un forjado bidireccional, de los de “bañeras”, en sótanos. Al acortar la panta, ésta tira de los muros con facilidad hacia dentro, lo que le resulta fácil de todos al tiempo, salvo en las esquinas, en donde los muros se acodalan mutuamente,² con el resultado de que ese elemento tiende a rajarse en diagonal. Como la fuerza del tirón es proporcional a la sección media del forjado, algo se arregla macizando ese último elemento. Pero no hay que extrañarse que de todas maneras acabe acusando una fisura, más perceptible por debajo

Con todo, los efectos de la retracción son más importantes en el caso de plantas estranguladas. Si la planta está formada por varias zonas, unidas por estrechamientos, en el movimiento de mengua, los puntos de cada zona tenderán a moverse hacia su propio centro local, concentrando los esfuerzos de retracción en el

¹ No es infrecuente encontrar explicaciones de los efectos de acción de las acciones reológicas (térmicas y de retracción), exclusivamente en clave de las autolesiones del forjado por retracción, sin haber procedido al análisis de los efectos en los soportes, algo que, sobre todo en caso de acciones térmicas, sería inexcusable.

² Con pantalla discontinua de pilotes es menos probable este efecto.



lis exiguas conexiones entre ellas, que, aun situadas en el medio de la planta, reciben el tirón desde esas zonas más periféricas, y tienden a partir antes que nada.

Este tipo de fisuras no deben interpretarse como producidas por asentos u otras causas estructurales, no tienen relevancia en la seguridad, y no demandan intervenciones de refuerzo, bastando una reparación sintomática.

No existe modelo establecido para calcular el refuerzo local que necesitan estos estrangulamientos, así como en otros puntos sensibles a los efectos de la retracción, como esquinas entrantes o rincones de patios y huecos, por lo que no es extraño que acusen fisuras.¹

Muros de sótano

Elementos típicos a manifestar fisuras por retracción, son los muros de sótano. El paño se hormigona sobre una zanja que fraguó semanas antes, y que por tanto ya ha retraído bastante, e impide que la parte baja del muro retraiga libremente. La parte superior no tiene coacción para mengua su longitud. Pero si redujera libremente su dimensión, los extremos estarían sometidos a una distorsión fortísima. Se produce pues una especie de autoacción, y en vez de distorsionar, el muro parte, empezando por arriba. En circunstancias normales, se producen espontáneamente fisuras casi verticales, cada 2, 3 o 5 m, a veces con regularidad asombrosa. Incluso, en un paño de 24 m de longitud, puede aparecer una fisura principal a los 12 m, de grueso apreciable y que rompe el muro casi hasta abajo, dos secundarias más finas, con intervalo de 6 m que bajan menos, y pelos, casi imperceptibles, cada 3 m que sólo interesan 1 m. De libro.

Si en una construcción, tras haber completado el muro de sótano en derredor de la planta, por la razón que sea, en uno de los lados se demora la construcción del forjado unas cuantas semanas, se podrá constatar cómo ese paño manifiesta fisuras por retracción más largas profundas y gruesas que el paño que quedó antes inmovilizado por el forjado.

En muros de contención, exentos, puede que convenga disponer “juntas de retracción”. Los de sótano acabarán en semanas cosidos por el forjado, y protegidos del ambiente exterior y del soleamiento, por lo que tales juntas sólo funcionarían como tales un tiempo cortísimo, y a la larga no jugarían ningún papel relevante,² sobre todo si no se prolongan en el forjado.

La medida más prudente para mitigar los efectos indeseables de la retracción es disponer, en la parte alta del muro, donde empiezan a abrirse las fisuras, una armadura extra. Si por ejemplo, en el muro se ha dispuesto $\phi 10 / 0,20$ m, se añaden en cabeza 2 $\phi 12$ en muros de altura normal, 2 $\phi 16$ en los de altura algo mayor, o 4 $\phi 16$ en los de altura anormalmente grande.

En algunos detalles publicados, esa armadura aparece literalmente en el punto más elevado del muro (lo acertado en muros de contención). Pero en muros de sótano su sitio no es arriba del todo, dentro del grueso del forjado. Ahí no sirven para casi nada. Antes de disponer el forjado, no existen y por tanto no actúan, por lo que se abrirán las fisuras por retracción. Y tras la ejecución del forjado, el muro quedará cosido por él, con independencia de ese refuerzo. Ese refuerzo debe disponerse en la parte alta de lo que se va a hormigonar, por debajo del forjado. Si hay dos sótanos, y los muros se construyen planta a planta, justo por debajo de cada uno de los dos niveles.

En cualquier caso, las fisuras de retracción en muros de sótano, aunque se tilden de daños de origen mecánico (si la retracción lo fuera), no deben calificarse, sin más, de daños estructurales. Un muro de sótano es más un elemento constructivo que estructural, y a la postre, su papel mecánico, tanto como muro de carga vertical, como contención, lo puede desarrollar perfectamente metro a metro. Si no ocasionan entrada de agua, la única precaución viene de la mano de la durabilidad.

Como elemento resistente, sometido a empuje de terreno y carga al menos de un forjado, y en general, además de la de soportes, un muro de sótano no puede presentar fisuras de flexión. En la mayor parte de los casos predomina la compresión vertical, y la armadura vertical está de más. Aun como viga pared (invertida) para repartir la carga de los soportes a la zanja inferior, la armadura horizontal suele salir por

¹ Este tipo de fisuras puede detectarse también en solados, sobre todo de madera, material que mengua con el tiempo, debido al secado. En ese tipo de unidades, conviene disponerlos en zonas convexas, añadiendo tapajuntas en las líneas de conexión entre ellas.

² Hay manuales que, en muros en general, sin distinguir entre sótano y contención, incluso propugnan disponer, alternadas, juntas de retracción y de dilatación, cada pocos metros. Aunque un fenómeno es cíclico y el otro monótono, son de signo contrario, por lo que entre ambas se cancelan sus efectos. Para muros de sótano la propuesta parece desatinada y en cualquier caso ocasiona una complejidad de ejecución nada desdeñable. Sobre todo, si dichas juntas no se continúan en el forjado (y se manifiestan luego en el solado, y se respetan asimismo en la tabiquería), no tienen sentido alguno. Y si existen en el forjado, quedaría seriamente comprometida su estanquidad a incendio.



mínimos, lo que patentiza que tampoco ese papel estructural es relevante.¹

Así que si tiene fisuras, no conviene perder el tiempo sospechando de poca capacidad ante empuje: si siguen el patrón antedicho, lo más probable es que sean de retracción. No he llegado a ver nunca una fisura mecánica² en un muro de sótano.

Los muros de contención son otra cosa, aunque su talón de Aquiles suele ser la estabilidad a traslación (deslizamiento) o rotación (vuelco).³

Soleras

El otro elemento típico de la fisuración por retracción son las soleras. Resulta casi imposible evitarlas. Con el tiempo tienden a presentar fisuración caótica, con trazado de “piel de cocodrilo”, siendo más gruesas las fisuras que aparecieron antes. Y las que consiguen rajarla mucho, pueden dejarla descompuesta en trozos, que se siguen moviendo de manera diferente, y acusan “cejas”. Aun en caso de haberse conjeturado asiento, o expansividad, es difícil relacionarlas con ese origen. El patrón por esas causas debe obedecer a formas muy características de flexión positiva y negativa, en torno a los soportes, y con más intensidad en luces grandes que en pequeñas.

Es clásico acudir a prefisurar la solera de manera regular, con énfasis alrededor de los soportes. Pero suele ser en vano. La fisuración por tracción saca partido de todo tipo de irregularidades, esquinas, tapas de arqueta, cazoletas de recogida de agua, rejillas, etc, y busca, y acaba encontrando, el trazado de menos esfuerzo.

En no pocos edificios públicos, (estaciones, grandes almacenes de muebles nórdicos, sótanos de aparcamiento), las soleras suelen estar indefectiblemente fisuradas, y es por retracción.

ACCIÓN HORIZONTAL

Además de las acciones gravitatorias verticales, los edificios están sometidos, y deben ser capaces de resistir, acciones horizontales directas, como las de viento o sismo. Ambas están definidas en código.

Ante esas acciones cambia profundamente el papel de los elementos estructurales. Los soportes (o muros) pasan a tener que soportar flexiones, y cortantes, y los forjados pasan a funcionar como acodalado y enlace entre soportes. De resultados de la acción horizontal, el conjunto desploma.

En general la acción horizontal puede darse en cualquier dirección en planta, y en cada una en los dos sentidos. En el caso de viento este cambio de sentido de la acción se presenta a intervalos. En el de sismo es intrínsecamente una acción oscilante, con periodos de fracción de segundo.

Para resistir los efectos de la acción de viento, los edificios se calculan para la acción de referencia procedente de 100 km/h (28 m/s), aunque los factores geográficos locales (desde borde del mar a centro de grandes ciudades) influyen en un valor resultante distinto. Y por supuesto, la acción aumenta con la altura a la que está situado cada punto del edificio.⁴

El sismo es una acción fuertemente dependiente del lugar. Es insignificante o despreciable en más de la mitad del territorio (zonas con menos de 0,04·g), y sólo afecta de manera relevante (más de 0,16·g) a un par de provincias.

Por comparación con el viento, que supone una acción del orden de 2% del peso del edificio, la de sismo, en las zonas en que es relevante, puede suponer el 20%, es decir diez veces mayor.

En ambas acciones, el valor que se usa en los cálculos proviene de una prolija y minuciosa operación estadística, considerando los valores de una extensa base de datos al respecto. Y además tiene una definición física muy precisa. Por ejemplo, para viento, el valor a efectos de la acción en edificios, se toma como el valor *medio* en intervalos de unos cuantos minutos, a una altura prefijada, y en condiciones de

¹ Pues hemos visto facturas astronómicas para justificar, por cálculos complicadísimos, que en un muro de sótano se podía abrir un hueco para pasar conductos.

² En todo caso, en un edificio existente, la comprobación del muro de sótano debe hacerse en el elemento completo, con traza cerrada, que es lo que indica CTE. Lo publicado suele ser comprobaciones en 2D, de un metro, representativo, “dicen”, del conjunto.

³ Con CTE-DB-C se ha endurecido muchísimo la condición de deslizamiento respecto a lo que se venía haciendo. Para cumplir con esa condición, hacen falta zapatas enormes. Venturosamente, en edificios, no hace falta considerarla.

⁴ No se consideran aquí los *tornados*, impropios de nuestras latitudes, que suponen velocidades de viento fortísimas, en la banda de los 300 km/m, pero que se desarrollan en una amplitud muy reducida, aunque itinerante. Tampoco los *huracanes*, (tifones o monzones), que se generan en el mar, y que pueden alcanzar velocidades parecidas, pero que la pierden rápidamente al entrar en tierra firme. Ninguno de los dos fenómenos tiene regulación normativa en España



entorno despejado. Que un reportaje periodístico, aunque sea a partir de datos meteorológicos incontestables, diga que se llegó a medir 150 km/h, puede no ser significativo, ya que probablemente se trata de velocidad *punta*, o de rachas o ráfagas. De ahí que no pueda inferirse que la causa de lesiones detectadas haya sido el viento, justificándolo a partir de noticias como la citada.

Otro tanto sucede con sismo. No por la constatación de una aceleración en un evento y un lugar, se puede inferir que para cálculos sísmicos deba usarse ese valor, o atribuir daños a la existencia de una acción sísmica mayor de la establecida, mientras no exista pronunciamiento público en ese sentido, y modificación del código por los cauces reglamentarios.¹

La diferencia fundamental entre la acción eólica y la sísmica es el tratamiento de la seguridad. Viento es una acción ordinaria y el requisito es que los edificios deben ser capaces de resistirla sin daños. Ante acción sísmica, lo único que se requiere es que el edificio no colapse, aunque quede dañado, incluso severamente y sea irrecuperable. En caso de sismo sólo se pretende que no haya pérdida de vidas humanas.²

Efectos del sismo

No se pretende aquí hacer una exposición sobre lo que supone el sismo en las construcciones, sino simplemente dar alguna pincelada del tipo de lesiones³ a las que apunta una acción horizontal, aunque, por lo dicho, en caso de la sísmica, no se trataría propiamente de efectos patológicos, en tanto que no se requiere impedir que se produzcan.

En edificios con solución estructural de hormigón armado, las lesiones más características son las de cabeza (o pie) de soportes.⁴

Cuando son leves, simplemente se acusa una fisura diagonal en ambas direcciones. En casos más graves, se produce expulsión del hormigón en esa zona, dejando las armaduras longitudinales al descubierto, probablemente pandeadas. En último término (si no hay colapso o hundimiento del edificio) el soporte puede quedar completamente partido, con merma de longitud, dejando a la construcción en precario en cuanto a estabilidad. Qué soportes quedan lesionados y en qué nivel, depende mucho de condiciones del contorno constructivo, planta, y carácter de la misma (diáfana o compartimentada). Pero en general dónde se producen las lesiones tiene mucho de caótico y poco de predecible.

En particular este tipo de efectos aparece con más virulencia en los “*enanos*”, en los que, debido a sus proporciones, prima la posibilidad de rotura a cortante, de tipo especialmente frágil, siendo frecuente que fracasen casi por completo mucho antes de que los tramos de altura normal empiecen a mostrar síntomas.

Tanto si se han llegado a producir lesiones estructurales como si no, es usual que queden afectados otros elementos. La explicación es que siendo rígidos, pero no muy resistentes, casi es obligado que rompan antes, para permitir que los estructurales cumplan su función de resistir la acción sísmica.

Aunque es más probable que se presenten en plantas bajas, de nuevo eso depende mucho de las condiciones del contorno constructivo de cada una.

El más clásico es el de fracturación en cruz de paños en situación frágil, por ejemplo entre huecos sucesivos de la misma planta, entre soportes. En casos más leves, aparecen sólo fisuras las esquinas de los huecos. Aunque la figura representa un alzado, entiéndase que se refiere a cualquier paño interior en sección.

Puntos especialmente sensibles a este tipo de lesiones son las que se manifiestan en zancas de escalera, sus uniones con la planta y, sobre todo, si existen, los paños muy rígidos y poco o nada estructurales como los del cerramiento del hueco del ascensor.

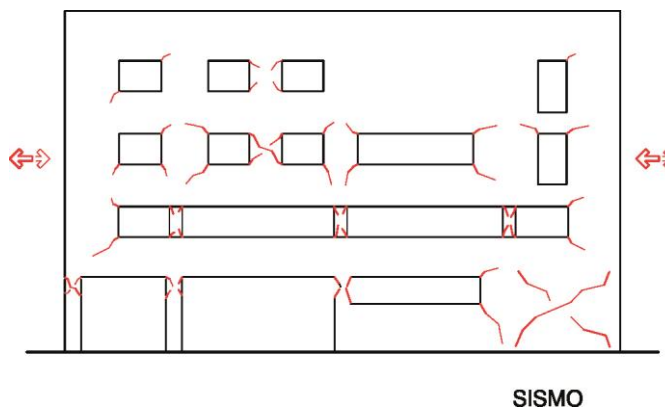
En edificación de manzana cerrada, otra clase frecuente de lesiones se refiere a las que hay en las juntas con edificios colindantes y por extensión de las propias de cada edificio. En esas zonas se producen colisiones por oscilación desincronizada, que destruyen lo que pueden.

¹ Y sin embargo, tras el sismo de Lorca, localidad en la que se venía calculando con 0,12-g, circuló que se había llegado a detectar 0,20-g, atribuyéndose, puede que con malicia, los efectos producidos a que la acción había excedido lo reglamentado. El efecto rebote fue que en promociones posteriores, con algo de papanatismo, algunos procedieron a poner sobre la mesa que esa era la acción a considerar. De prosperar una revisión de ese tenor en Lorca, en media España habría que adoptar valores proporcionalmente mayores, que es algo que, con los datos pacientemente recolectados de sismos históricos, no tendría fundamento.

² Pero nótese que en muchos casos eso depende de caída de petos, paños de fachada o simplemente macetas o vidrios, que pueden ocasionar daños personales en función de parámetros que no están codificados o no se controlan en el proceso constructivo.

³ El término “daños” puede ser equívoco. Algunos usan ese término para designar a la saturación de la capacidad resistente de una sección de elemento estructural, por acumulación de deformaciones resultado de las oscilaciones cíclicas del valor de la sollicitación.

⁴ Las reglas al uso intentan que el agotamiento se presente antes en las vigas, que tendrían una rotura dúctil, lo que tendría ventajas. Pero, por lo que suele suceder, no parece que estemos teniendo mucho éxito en ese sentido.



Efectos del viento

Dado que el valor de la acción de viento es significativamente menor que la sísmica, no es nada probable que la de viento, incluso si no se ha tenido en cuenta expresamente en el cálculo, produzca lesiones en edificios de pisos. Sin embargo sí cabe encontrar problemas en naves y construcciones similares, más bien del lado de la estabilidad, falta de cruces de arriostramiento, incidencia del pandeo, etc, generalmente asociadas a soluciones en acero, a las que no se aplica bien lo de “fisuras y grietas”.

Aunque, estructuralmente, el edificio sea capaz de resistir la acción horizontal, los elementos constructivos que deben seguir el desplome, pueden verse afectados y manifestar fisuras. En igualdad de condiciones, la afectación debe ser mayor en plantas bajas que en altas. Las lesiones menores pueden ser sólo fisuras en las esquinas apropiadas de huecos.

Por viento es posible que sufran daños elementos accesorios, como toldos, aleros, persianas, piezas ligeras de cubiertas, chimeneas, e incluso las unidades constructivas más robustas, pero situadas en las proximidades de puntos como aristas o esquinas, en donde los efectos locales (torbellinos), son mayores. El valor que se usa en los cálculos a viento del edificio, puede ser ampliamente rebasado en esos puntos, propiciando lesiones locales.

Esos elementos deben reputarse de indicadores de lo que realmente sucedió. Si no se produjeron lesiones en ellos, es poco probable que las detectadas en el edificio puedan proceder de esa causa.

Pero en general es sumamente improbable que el viento sea capaz producir lesiones en elementos estructurales o secundarios de edificios pesados, como suelen ser los de pisos.

Fachadas y tabiques

Mientras la acción sísmica se produce independientemente sobre cada elemento de masa del edificio, la de viento no interesa directamente a las piezas estructurales del edificio, sino a través del elemento sobre el que directamente presiona, que es la fachada. La fachada es la que se hace cargo en primera instancia de la acción de viento, y sólo en la medida en que la resiste, pasa a través de las reacciones que la sustentan a los elementos propiamente estructurales. Y es en la manera de como las distintas soluciones de fachadas son capaces de soportar la acción de viento, como se pueden producir disfunciones y lesiones.

Las soluciones tradicionales, en manos del albañil, han sido tradicionalmente fiables. Cuando se han empezado a añadir condiciones y restricciones, y a ejecutar siguiendo instrucciones de varios oficios y unidades de obra, han empezado a aflorar conflictos y fracasos. Inicialmente la fachada era de muros de carga, y el forjado se asentaba totalmente en ellos; dada su robustez, la acción de viento resultaba inofensiva. Con la introducción de la estructura de soportes, la fábrica de fachada redujo su grueso, y cambió a disponerse sobre el forjado. Los problemas de humedad propugnaron dejar la tabica remetida y protegida por la fachada que debía pasar por delante. Más tarde se incorporó a la fachada el requisito de aislamiento térmico, obligando al debate del “puente térmico”.

Por otro lado, la solución de soportes permitía la planta libre y la ventana rasgada, forzando el desdoble de la fachada en un peto inferior, y un dintel o cuelgue superior, que debían sostenerse por separado, y que planteaba la cuestión de si la albañilería sujetaba a la carpintería o era al revés. No pocas lesiones y fracasos se han suscitado por no quedar convenido cuál depende mecánicamente de cuál.

Con ventanas rasgadas de gran luz, el dintel debía colgarse del forjado. Disponer el tirante por el interior, llevaba a una situación inestable, de vuelco (no hay equilibrio entre la posición del centro de gravedad de la fábrica y la situación del tirante). Y taladrar la fábrica para ensartar la hoja llevaba a fragilizarla.

Una de las cuestiones más llamativas fue la puesta en circulación (nunca hemos averiguado el origen, pero se corrió como la pólvora), de la *regla de 2/3*, por la que una hoja de albañilería sólo es estable si *presenta*



2/3 de su ancho sobre el forjado.¹ Evidentemente eso no es necesario, ni suficiente. Aun cuando para carga vertical así se garantiza la no aparición de tracciones verticales, por equilibrio bastaría estrictamente que el centro de gravedad cayera encima, y por tanto sólo necesitaría entregarse 1/2.

Pero es un espejismo. Si el paño es suficientemente esbelto, tal como el de medio pie de una planta de altura, en cuanto hubiera cualquier brizna de acción horizontal, tal como una leve brisa, la resultante se saldría no sólo del tercio central sino del ancho completo, provocando inexorablemente la caída del paño.²

Y lo mismo sucedería en un tabique interior, disponiendo una carga excéntrica, tal como una estantería o mueble de cocina colgado.

Así que ni 1/2 ni 2/3, ni siquiera 3/3. Un paño de fábrica sólo es estable si se sujeta además en cabeza.³ Y no basta una sujeción lateral (dejando holgura en cabeza), porque puede demostrarse que, en ese caso rompe por medio. Necesita sujetarse, movilizándolo compresiones verticales. Venturosamente, cuando no consigue mantenerse en pie, al bascular, si no hay excesiva holgura, se acodala, generando las tan necesarias compresiones.⁴

La regla del 2/3 en fachadas llevó a revestir la tabica del forjado con una plaqueta escasa, que frecuentemente saltaba. La "sujeción" eficaz de la fábrica llevó a la disposición, casi sistemática de "angulares" para ampliar y garantizar su "apoyo". El temor a que las deformaciones de las vigas no pudieran ser seguidas por la fachada, o que esta se viera sometida a compresiones (en la suposición, incorrecta, de que son perjudiciales, cuando son la única manera alcanzar estabilidad), llevó a propugnar "libertad de movimiento" a la hoja de fábrica, aplicando la regla de disponer "juntas horizontales" en la acometida al forjado superior (sin caer en la cuenta de que el máximo de libertad de movimiento es precisamente la caída).⁵ Y cuando se detectó que con esa estrategia, en vez de llover, diluviaba, se pasó a prescribir que la hoja de fachada se sujetara en los soportes, confiando la respuesta resistente a flexiones horizontales, a través de armadura de tendel, y cuando no había soportes en fachada, había que disponer puntales adicionales en la proximidad de la tabica del forjado. Y para rematar la faena, si se pretendía independizar la hoja, no quedaba más remedio que acudir a todo tipo de angulares, pletinas y anclajes, con infinidad de propiedades y ranuras de reglaje en todas direcciones y orientaciones, en una huida hacia delante a la que no se le ve el final, y de la que han sacado partido todo tipo de vendedores de crecepelo.

Falta experiencia de cómo se comporta toda este batiburrillo de opciones actualmente entremezcladas, algunas veces con consecuencias funestas. El tiempo nos dirá cuál es correcta, y cuál no, pero no acabaremos sabiendo la que era innecesaria y sólo ha funcionado como placebo constructivo. Mientras tanto es posible que, localmente, los paños de fachada acusen una infinidad de variantes de lesiones, de muy difícil diagnóstico, pero que las más de las veces se deben a torpezas en la administración de los recursos de la solución, y no tienen consecuencias cara a la seguridad, al menos en la estructural (la de caída de piezas a la calle, con riesgo para los viandantes es otra cuestión).

La clave de la estabilidad sigue siendo la comprobación de la acción de viento (generalmente en succión), que hay que dilucidar con números.

Hoy día el debate se ha complicado un poco más, si cabe, por la exigencia, adicional, a la fachada, de salvar el puente térmico. Salvar es un eufemismo, ya que todo apunta a que, para que salgan las cuentas, hay que pasar por delante del forjado varios centímetros de aislamiento, de lo que se deduce que la hoja de fachada por fuera debe acabar siendo autoportante (para acción vertical), o no existir, y aun quedará pendiente cómo arriostrarla al paso de cada forjado, algo imprescindible para su estabilidad, o sostenerla en vilo cuando no llega abajo. Y además hay que resolver cómo se transmite la acción horizontal de viento a la estructura del edificio, que será en definitiva la encargada de soportarlo.

Lo más usual es atribuir las lesiones que se producen a no haber aplicado una de las soluciones, confundiendo causa con efecto. Se menciona en demasía la "escasez de apoyo" (que es imposible justificar con números), la de "falta de junta superior" (que no es posible percibirla en ninguno de los miles de edificios construidos),⁶ expulsión de la plaqueta por pandeo o flexión de la fábrica (sin explicación mecánica convincente, e incluso con diagramas que muestran los movimientos al revés), falta del "angular" (que no es necesario, si la fábrica continúa sobre sí misma), falta de *armadura horizontal* (que nunca la hubo, y de la

¹ Que no significa *sustentarse* en 2/3 del ancho, ya que asimismo suele haber continuidad vertical en el tercio restante

² Un paño de fábrica puede ser expulsado hacia afuera al inyectar aislamiento a presión en la cámara.

³ Los fracasos en obra, en taos a medio ejecutar, no suelen ser conocidos, pero son usuales. En algunos casos pueden resultar tan enigmáticos, que se interpreten hasta en clave de sabotaje. Y son simplemente fruto de la inestabilidad frágil, inherente a las fábricas.

⁴ A partir de la publicación del CTE, a través de los cálculos y criterios de comprobación establecidos, se llega a la regla de que la entrega, en ambos extremos, debe ser una fracción del alto, y no del grueso, desautorizando la regla del 2/3, que subsiste como algo meramente supersticioso.

⁵ En tabiques interiores, la junta apareció de la mano del aislamiento acústico. La solución es una quimera, ya que exige usar un material elástico pero no mucho, rígido, pero no en demasía, y deformable pero no excesivamente, pero que acodale suficientemente.

⁶ Y que parece explicación de curandero, que propone hacer algo imposible para que tú tengas la culpa,



que no tenemos experiencia de durabilidad a largo plazo), o falta de *anclajes* (que sólo son una opción, con no sólo ventajas). Y las más de las veces es simplemente: esbeltez excesiva

Toda la vida, las fábricas de fachada han funcionado perfectamente sin necesidad de tanto cachivache como hay hoy día. Como es clásico en construcción, la solución no es nunca la mejor, sino la segunda buena (retacar, pero no mucho). Si se busca a ultranza una cualidad, se deja desarbolada otra.

Que tal como se ha realizado una fábrica que ha manifestado lesiones, mejorara con una de esas opciones, no significa que su falta sea la causa de las lesiones. E identificada bien la causa, hay varios remedios.

No obstante, una parte no despreciable de las fisuras de una fábrica de ladrillo suele proceder de las autolesiones que se generan debido a su peculiar comportamiento de *expansión por humedad*, que se expone más adelante.

FLECHA

Todos los elementos de una planta, viguetas, vigas, nervios (en caso de forjado reticulado), o losa, si es el caso, están sometidos a flexión, y deforman, transformando la geometría, teóricamente plana, en una superficie sinuosa, con colinas (alrededor de los soportes) y hondonadas (en vano). Y aun ese cambio de forma, que es minúsculo, induce alteraciones que deben ser seguidas por los elementos constructivos, que pueden deformar más, pero sin sufrir lesiones inaceptables.

Una parte de ese cambio es inofensiva. La deformación que se adquiere con el propio peso del forjado no afecta a nadie. En hormigón sería indistinguible de la forma del encofrado. El solado, por ejemplo, se nivela de nuevo, y como el material se ha acopiado antes en el sitio, no le afectan ni las flexiones producidas por su propio peso.¹

Pero una vez cuajado el edificio completo, se acopian muebles y enseres, circulan personas, y en ocasiones hay un trasiego constante de carga, por ejemplo, mercancías. Y eso aumenta las deflexiones, y cambia la forma del forjado. Y aun en algunos casos, como en hormigón, aun si no cambia la carga, con el paso del tiempo se produce más deformación (componentes *diferidas*), imperceptible, pero adicional.

Hasta 1988 no aparece en la norma de hormigón un procedimiento de cálculo de *flecha* (la de elementos lineales) propiamente dicho, explicitando lo que cambia el resultado teniendo en cuenta la fisuración del hormigón, y acuñando el término "*flecha activa [sobre un cierto elemento dañable]*" a la que se produce después de la implantación de dicho elemento, incluyendo lo que pudiera aparecer después como *diferida*. Pero sólo se establecen valores límite en relación con las viguetas de forjado, en las que, como cláusula *adicional*, añade un requisito de canto mínimo. La norma de acero era algo más explícita.

En 2000, la norma de hormigón, en comentarios, propone un límite orientativo de flecha activa en relación a la luz, tal como 1/400 y de manera, algo más procelosa, otro absoluto, de 10 mm; como novedad, incorpora un criterio, *de esbeltez*, que exime de calcular la flecha (lo que equivale a dar por cumplido el requisito de deformación).²

En 2006, el CTE establece con carácter general, los requisitos de flecha (activa) para edificios.

En 2008, la norma de hormigón reitera el procedimiento de cálculo, elimina de comentarios la referencia a los 10 mm, y se remite, en edificios, al CTE, generalizando el criterio de esbeltez para incluir más variables, convirtiéndolo en un método muy potente y fiable.

Medición de la flecha

En otros requisitos del código vigente, como el de condiciones acústicas, al margen de proceder a definir la solución por cálculos, hay que confirmar las prestaciones obtenidas por medición de la obra realizada, aplicando los métodos de ensayo establecidos. En flecha, no. Sólo se prescribe hacer cálculos, y lo que único que tiene que cumplir son los cálculos, independientemente de lo que se pueda detectar en la obra.

Y es que, de todas maneras sería muy difícil de medir la flecha en la obra.

La flecha no se puede deducir de un levantamiento de la forma del forjado acabado en bruto. A saber cómo se niveló la capa de hormigón. Y tampoco en ese instante está presente toda la carga. Y cuando lo está,

¹ Hay controversia acerca de si la deflexión debida al peso propio del tabique es capaz de afectarle. Usualmente también se han acopiado antes los materiales que dan lugar a su peso.

² Por contaminación con la norma anterior, algunos han interpretado que ese criterio, alternativo, es un requisito adicional. A ello ayuda que la tabla se intitule simplemente "canto mínimo" sin transcribir lo que indica el texto del artículo, que es "para no calcular flecha"

tampoco se puede detectar por un levantamiento taquimétrico de la superficie, sobre todo si se hace sobre la del suelo terminado.¹ En la medida en que hubiera disparidad entre la situación de las *colinas* y las *hondonadas* con la disposición de soportes, lo que se habría deducido no es flecha. Lo único que se obtiene con ese procedimiento es lo precisa que ha sido la nivelación del solado.

La única manera de medir flecha es con un ensayo de carga, aplicando un incremento a la que haya en la obra. Lamentablemente en el edificio terminado, la existencia de tabiques debajo perturba lo que sea capaz de descender el forjado, y los de encima no se puede saber en qué medida suponen carga o la siguen suponiendo al cargar y descender la viga. No hay convenio ni protocolo en cómo hacer un ensayo de flecha en edificio en uso. La única opción viable es medir el descenso tras el fraguado del forjado, deduciendo la rigidez en ese instante, y deducir todos los valores de flecha de cálculos a partir de ese valor, o con ese valor, en vez del teórico, en función de sección y armado y grado de fisuración. Pero habría que inventar muchas cosas.

Resulta más sencillo decir que en un edificio existente no se conoce ningún sistema fiable de obtener si está en condiciones de cumplir el requisito de flecha por mediciones o ensayos.

La flecha no se puede “ver”. Es más bien un ente de razón. Es sólo el resultado de un cálculo

Cálculo de la flecha

Los cambios en materia normativa en cuanto a cómo se calcula la deformación de flexión se han traducido en la existencia, a lo largo del tiempo, de varias maneras de justificar la flecha,² que se han aplicado a edificios que siguen en pie. Y aun los de la misma época, podría no haberse aplicado un procedimiento idéntico en todos ellos, porque no pocas cláusulas del proceso admiten alternativas, opciones³ y simplificaciones. Eso, que en proyecto se traduce en facilidades para dar por válida una solución, para peritaje es un suplicio. Para demostrar que la flecha cumple, basta deducirlo de *un* cálculo, aplicando una cualquiera de las combinaciones de alternativas posibles. Para concluir que no cumple habría que proceder una tras otra, con *todas* las combinaciones, y verificar que con ninguna se cumple. No se hace.

Además el proceso está plagado de ambigüedades y lagunas,⁴ lo que lleva a que dos calculistas distintos obtengan valores diferentes de flecha, aunque ambos se refieran a la *calculada según norma*.

El sistema ha dado lugar a todo tipo de picarescas y malentendidos. En la práctica, que alguien diga que ha calculado la flecha y le sale este u otro valor, no suele significar casi nada. Tal como está codificado el proceso de cálculo y comprobación de flecha, haciendo números irrefutables puedes llegar a (casi) cualquier conclusión que te propongas.

En este contexto cobra especial importancia acogerse a la condición de esbeltez,⁵ que es más potente y robusta, y por ende, poco cuestionable.⁶ La lectura de la norma no ofrece duda. Primero expone con qué canto no es preciso calcular flecha. Y luego, (se supone que para cuando el canto es menor), cómo obtener su valor. Pues por absurdo que parezca, no pocos calculistas, programas y autores de informes no hacen uso del primer artículo, pasando siempre directamente a calcular y comprobando explícitamente la flecha obtenida, aun cuando no tendrían por qué haberla calculado. Y perfectamente pueden deducir que no cumple, cuando ni siquiera había que calcularla para llegar a la conclusión contraria.

¹ En la red aparecen ofertas de empresas de asistencia técnica en reclamaciones por daños, que realizan levantamiento de curvas de nivel del solado, denominando flecha a lo que se obtiene, y demandando en base a esa información.

² Pero sólo de vigas. Todavía no contamos con protocolo convenido o reglamentado, para cálculo de flechas en elementos bidimensionales, como losas o reticulados. Lo que aparezca con esa denominación suele corresponder a un “invento” propio del autor.

³ Cada programa comercial aplica una de las variantes posibles, sin explicar claramente lo que hace, siendo complicado saber incluso si lo que rotulan o destacan como “flecha” se corresponde con lo establecido reglamentariamente.

⁴ Una, no poco importante, es que el cálculo se hace depender de la “*historia de carga*”, o sea a qué edad entró cada componente de acción vertical, y aun al día de hoy no está estipulado cuál usar, ni hay criterio de qué historia se puede tomar como referencia para cada tipo de edificio, cuántas o cuáles componentes considerar (si sólo peso propio, solado tabiquería, uso o más) y ni siquiera cuánta fracción de sobrecarga de uso aporta deformaciones diferidas. Algunos incorporan además etapas y edades relacionadas con el apuntalado y desapuntalado de plantas sucesivas, dando lugar a una vorágine de variantes, sobre las que no hay acuerdo. Con ello, al margen de las demás ambigüedades y alternativas, lo que un cálculo denomine “*flecha de la viga*” sólo corresponde a un peculiar manera de considerar las variables implicadas, y por tanto es sólo la “*flecha de la viga para una determinada historia de carga*”.

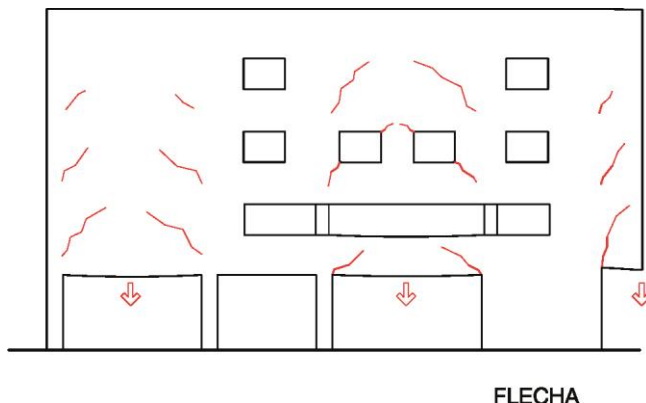
⁵ No es un criterio indirecto de deformación. Es que la expresión de flecha relativa es la misma que la de comprobación de capacidad resistente, (que se considera ya probada), con una luz de más y un canto de menos. En piezas que resisten, lo de esbeltez no es sino la versión más simple de la fórmula de flecha.

⁶ La “Guía de la EHE para edificación” publicada por el MFOM, y cuyos autores, o al menos supervisores y que se declaran responsables de verificarla, son los miembros de la Comisión Permanente que propuso la EHE, dedica la mitad de las 600 páginas a ejemplos. En ninguno de los que tiene que comprobar la flecha, acude al método de calcularla. En todos procede a validarla con la regla de esbeltez.

Actualmente, la práctica totalidad de lo que se construye cumple perfecta y casi espontáneamente el requisito establecido en cuanto a flecha. Es casi imposible encontrar forjados con canto mejor de 30 cm (apenas se comercializan bovedillas para cantos menores). Según la norma de hormigón no hay que calcular flecha (se da por cumplido el requisito) en una viga con ese canto, mientras la luz¹ no supere pongamos 6,6 m. Y eso, en la práctica habitual, es (casi) todo.

Y en lo que se había construido antes, al margen de cómo se procedió, parece lógico suponer que para saber si su deformación es aceptable, pueden usarse los procedimientos y valores de la norma actual. Nótese que si se dedujera que hay que intervenir, lo restaurado podría comprobarse con ese código, así que volviendo la oración por pasiva, debería servir para decidir que no hace falta intervención alguna.

Pues paradójicamente, podría decirse que hay muchas lesiones por flecha. Que no son exactamente de eso, sino de una variante sutil que la de “acumulación” de carga.



Acumulación

El modelo disponible para el cálculo de flecha, considera muchas variables: sección, armadura, historia de carga, componentes diferidas, fisuración, etc. Pero sólo se aplica a una viga. No tiene previsto cómo considerar el sistema de vigas y tabiques superpuestos que constituye un edificio.

Si hubiera infinitos forjados, bastaría analizar una viga, flectada, con los tabiques de la planta superior, como carga, ajustados a su deformación. En un edificio real hay un número finito de plantas. Si hay un conjunto parecido de tabiques (o fachadas) en todas ellas, los de baja se sustentan en la solera, y antes que acompañar a la deformación de las vigas, los de las demás plantas pueden gravitar unos sobre otros no suponiendo carga para el forjado.

Si hay una planta inferior diáfana, la acumulación abortará en su techo, que se sobrecargará. Los cálculos al uso de flecha no dan cuenta de estos fenómenos, ni permiten considerarlos. No disponemos de un modelo de cálculo de flecha en edificios reales que considere la interacción entre carga, tabiquería y piezas flectadas.² Esto de la acumulación es muy elusivo, ya que la aparición del daño no procede tanto de la deformación de un elemento estructural por mala elección de sus dimensiones geométricas, cuanto del sistema completo del edificio.

Y mayormente lo que denominamos fallos de flecha, se deben más a acumulación que a deformación por flexión. El proceso es complejo y en él intervienen decisivamente las componentes diferidas, que es la explicación de lo que tardan en aparecer los daños, y que sea un problema específico de soluciones de hormigón.

En la fase de construcción de los forjados, es obvio que cada uno se sujeta a sí mismo. Y en buena medida, los demás elementos constructivos que se alojan en cada planta, comienzan como simple carga. Pero quedan atrapados en la geometría del conjunto. Con el tiempo, las piezas del forjado se van “cansando”, es

¹ El valor corresponde al caso particular de armadura estricta por resistencia, tramo continuo en un extremo, con armadura de sección 0,005 de la sección de una viga con ancho igual al comprimido de la sección real. El procedimiento permite contemplar todo tipo de variantes de esas magnitudes. Y disponiendo armadura en exceso, se puede validar una luz mayor, casi por muy grande que sea.

² Aunque se trate de una sola pieza a flexión con tabiquería encima, al ceder la viga, el tabique no se ajusta a su forma. Automáticamente el tabique monta un “arco de descarga” concentrando la acción en los extremos de la viga, en la que sólo carga directamente lo que hay dentro de ese arco. La línea del arco opera como “frontera de aguas” del flujo de tensiones y no tiene por qué manifestar una fisura. Debido a que la sagita de ese arco es del orden del 60% de la luz de la viga, para alturas de planta del orden de los 3 m, sólo cuando la luz excede de 5 m, el arco intersecta el forjado superior, y es cuando puede producirse el proceso de “acumulación”. De ahí que por debajo de esa longitud sea poco probable la aparición de lesiones por flecha en los tabiques. El fenómeno de arco de descarga no se encuentra todavía recogido en el código. No aparece en el CTE-F.



decir, con la misma carga, querrían tener más deformación, y lo intentan. Pero tropiezan con la albañilería de la planta inferior, así que acaban “descansando” en ella, y pasándole parte de la carga. Puede verse al revés. Como con el tiempo, la misma deformación sólo permite enviar menos carga a los soportes, al no poder descender más, la viga pasa carga a los tabiques de la planta que hay debajo. Si la luz entre soportes es grande, esa carga adicional no puede reconducirse a los extremos por el exterior del “arco de descarga”, y acaba gravitando en la viga de la planta inferior.

El fenómeno se repite de planta en planta, acumulándose según descende, hasta que aparece una planta diáfana (digamos que la baja). El resultado es que las vigas de techo de esa planta se van sobrecargando con el tiempo, a base de la carga que se ha ido quitando a las superiores. Llega un instante en que el aumento de carga es insoportable, la deflexión aumenta más de lo previsto, y los tabiques que hay por encima no pueden sino rajar. Eso descarga la viga inferior, por lo que el problema se corre una planta más arriba. Al tiempo le sucede algo parecido a la viga de planta segunda, si bien algo minorado, porque hay menos plantas encima. Más tarde le sucede a la de planta tercera y así sucesivamente.

Paradójicamente, el proceso de fisuración de tabiques por acumulación no es indicio de la aparición de un problema, sino por el contrario, de su desaparición.¹ Con esa fisuración, las aguas vuelven a su cauce, y la carga se vuelve a redistribuir entre todas las plantas por igual, como se había previsto en un principio.

La aparición de lesiones por acumulación se demora pues en aparecer (por flecha debería darse casi inmediatamente), y sucede de abajo a arriba en el tiempo, con intensidad asimismo mayor abajo que arriba. Tarda entre tres y seis años en manifestarse en la primera planta, puede que tarde algunos meses en ascender una más, y puede que nunca alcance más allá de cuatro o cinco (si hay más). Si la fisuración observada sigue esas pautas, probablemente es de acumulación.

Cuando se trata de garajes, aunque son diáfanos, es usual que el forjado de baja se haya dotado de capacidad resistente para una carga mayor que el de las plantas tipo, y el sistema aguanta mejor el tirón.

La situación más típica de acumulación se produce cuando la diáfana es la baja o una intermedia, y todos los forjados sucesivos son similares, en capacidad resistente y tabiquería.

Lo paradójico de la acumulación es que sabemos que ese fenómeno existe, y es el causante de muchas lesiones, pero no sabemos hacer cálculos sobre él.

Lesiones por flecha

En una pieza cargada, a partir de un valor de flecha, los tabiques no pueden adaptarse al cambio de forma y rajan. El aspecto es característico, siguiendo aproximadamente la línea del “arco de descarga”, a base de dos fisuras diagonales que arrancan en puntos bajos de los extremos y ascienden en curva. Según sean las proporciones del paño, o forman el arco completo, o acaban en el borde superior.

La flecha de una pieza cargada la sabemos calcular, y podemos predecir con cierto éxito cuándo se producirá la fisuración de tabiques. En igualdad de condiciones, el valor de la flecha es proporcional a la esbeltez, o relación de luz a canto. En hormigón armado, los valores críticos ordinarios corresponden aproximadamente a esbelteces del orden de 15 a 20 en tramos aislados, 20 a 25 en los continuos en un extremo y 25 a 35 en los que tienen los dos extremos en continuidad. En vuelos, la esbeltez crítica estaría en el orden de 9. En elementos superficiales o armados con secciones anormalmente grandes o pequeñas o piezas pretensadas los valores son algo diferentes.

Esos valores corresponden a tabiques ordinarios, en los que se admite que los problemas de fisuración aparecen con flechas como de 1/400 de la luz. Las soluciones muy rígidas, y las realizadas con piezas de formato grande, (rasillones, placas de escayola), fisuran antes, o, por dificultad de ajuste fino, acusan las fisuras de manera más aparatosa.

Para una solución de forjado y viguetas del mismo canto, las fisuras por flecha deben aparecer antes o de más en las piezas de mayor luz, y en igualdad de luz, más en los tramos extremos, y, sobre todo en los aislados. Y, además, deben aparecer y con parecida intensidad y trazado en todas las piezas idénticas de la misma planta, y en todas las plantas que tengan la misma solución estructural y constructiva, independientemente de la situación, en otra planta inferior, de zonas diáfanas.

La fisuración por flecha depende de otras dos variables que no están incorporadas en el proceso de cálculo de flecha y que pueden despistar.

La primera es que los cálculos de flecha se hacen como si los tabiques fueran carga y sólo carga. Sea un proceso manual o automatizado, en el cálculo sólo hacemos intervenir los datos de los elementos

¹ Sucede en algunas enfermedades, como el sarampión, cuya eclosión no significa que empieza la infección, sino que ya se ha pasado.



estructurales. En no pocas ocasiones, el calculista ignora o no tienen acceso a las plantas de albañilería. Y no es lo mismo que en cada crujía estructural haya una crujía de habitaciones que dos. Si la pauta de soportes y de tabiques no coincide, y dentro de cada módulo estructural hay varias subdivisiones de tabiques, el conjunto es más sensible a flecha. Pero no sabemos cuánto. Y el método de cálculo de flecha no sabe dar cuenta de esta variable.

La segunda es el peso propio de la solución de forjado. En la flecha *activa* cuentan mucho las componentes diferidas. El modelo usado minusvalora la incidencia de la flecha diferida del peso. Si para mejorar el comportamiento a flecha, aumentamos el canto, y con él, el peso del forjado, puede que la situación no mejore mucho. Y si, por sencillez constructiva, optamos por losa maciza, la flecha diferida puede ser muy superior a lo que predice el modelo, y aparecer lesiones de flecha inesperadas.

Un caso típico de incidencia de componentes diferidas que no pueden acotarse, es la de tabiquería dispuesta sobre forjado sanitario, en edificios sencillos de una planta. No es infrecuente que el paso de tiempo ocasiona roturas por flecha.

Lesiones por acumulación de carga

En las lesiones por acumulación de carga no importa tanto la esbeltez o flecha de las piezas de la planta, cuanto la diafanidad, o cambio brusco de la densidad de tabiquería que haya más abajo.

Si un edificio tiene, en planta baja, locales disponibles para uso comercial, y alguno queda sin ocupar mucho tiempo, no debe sorprender si al cabo aparecen lesiones de flecha en la planta inmediata superior, y algún tiempo después, de las que hay encima. Y si se comprueba la esbeltez o se calcula la flecha, los valores cumplen. Cuando los locales se acaban destinando a gimnasios, supermercados, o locales de reunión, y a veces simplemente de oficinas, sin apenas tabiquería retacada a techo, aunque los forjados superiores tengan esbelteces adecuadas, los tabiques pueden acabar fisurando.

La clave en este caso es poder disponer de casos de contraste. Si toda la planta es diáfana, o hay locales y ninguno se ocupa, el diagnóstico puede ser difícil. Pero si hay varios bloques, crujías o medias plantas, iguales, con la salvedad de que una está diáfana, y las fisuras aparecen más sobre esa zona, no hay duda. Es de acumulación. En definitiva, se trata de verificar si hay correlación entre diafanidad y lesiones.

El problema en ese caso puede ser asignar correctamente a quién atañe la responsabilidad. En muchos casos el proyectista prevé locales, pero no cuándo se acabarán ocupando. Si se dispone una planta intermedia de oficinas, puede que el precio no esté bien ajustado al valor de imagen de cada una, y acaben alquilándose mucho antes las que dan a fachada que al patio interior. Si en igualdad de luces, fisuran antes las viviendas encima de los locales desocupados, no hay que dudar; es de acumulación. Pero difícilmente se le podrá achacar al proyectista la responsabilidad de ese hecho. Las reglas y modelos de cálculo de flecha no tienen en cuenta esas variables, y el proyectista no podría haberlas hecho intervenir aunque hubiera querido.

Si en un edificio con doble simetría en planta, y por tanto con vigas iguales en los cuatro cuadrantes y en todas las plantas, (casi) sólo hay lesiones en la vertical de uno de ellos, destinado a zaguán de entrada, mientras los otros tres, con uso habitable, están tabicados, no hay duda: es de acumulación. En ese caso sí podemos decir que se ha hecho exactamente lo proyectado. Otra cosa es que el proyectista no tenga manera de meter en los cálculos esta cuestión. En los códigos o en la norma de hormigón no hay ni una palabra al respecto.

Si en un edificio se deja vacía una planta para oficinas que, por razones que no vienen al caso, queda completamente diáfana, abandonada, y casi a la intemperie durante años, no hay que extrañarse que en las plantas superiores aparezcan grietas. Lo chusco es que en la inspección metódica del edificio, te digan que no hace falta ver esa planta, porque en ella no hay nada y por tanto no hay lesiones que mirar. Resulta difícil de explicar que no quieres “saber” dónde hay lesiones, sino “saber” por qué se han producido, y precisamente que la planta esté vacía durante mucho tiempo, es justo la causa: era de acumulación. Porque el recálculo estructural y de flecha conduce a valores *altamente* seguros. Pero la planta estuvo al paio *mucho* tiempo. Hoy por hoy no tenemos manera de meter eso en los cálculos de flecha.

Las fisuras de acumulación tienen el mismo aire que las de flecha, pero con variación en altura, como muestra la figura. Las de vuelo, que tiene menos recursos mecánicos, suelen ser mucho más aparatosas. Aunque la figura muestra un alzado, entiéndase que puede referirse a cualquier sección, en la que se representara la proyección de varios trozos de tabique paralelos, como si fueran transparentes. Y además las que aparecen dibujadas son formas canónicas. En la realidad, con profusión de tabiques entremezclados, y puede que soportes no alineados, el panorama real puede ser más confuso. Para diagnosticar que las lesiones son de acumulación hay que distanciarse algo de los detalles y localizar el “aire” o patrón que sigue el conjunto.



Trascendencia de las lesiones de flecha

En cualquier caso, las lesiones de este apartado, de flecha o de acumulación, se pueden etiquetar de origen estructural, debidas a un comportamiento estructural anómalo (las piezas a flexión han flectado más de lo deseado), pero no son daños estructurales. No hay pérdida de seguridad, ni riesgo alguno.

En el caso de acumulación, puede esgrimirse que las fisuras han reconducido el conjunto a una situación más segura que antes de aparecer, en la que las piezas estructurales podían estar sometidas a carga mayor de la prevista y si hubiera por medio una rotura estructural frágil, sí hubiera habido riesgo. Incluso se podría decir que no tienen causa estructural; que son los tabiques de una planta (los que no hay), los que han causado las lesiones en los de otros, usando los forjados como intermediarios.

Con flecha o acumulación, las piezas estructurales no necesitan reparación refuerzo o intervención alguna. Para las lesiones aparecidas en tabiques, basta una reparación sintomática del propio elemento afectado.

EXPANSIÓN POR HUMEDAD

Los materiales cerámicos presentan una característica inversa a la del hormigón. El hormigón arranca húmedo, y según va perdiendo humedad, retrae. La cerámica arranca de un estado muy seco, al salir del horno donde ha sido cocida a una temperatura de centenares de grados. Y con el paso del tiempo, va equilibrando su humedad con la del ambiente. Aunque en todas sucede en algún grado, en algunos tipos de arcillas, o mezclas de arcilla, esa ganancia de humedad lleva aparejado un aumento notable de volumen.

El fenómeno depende de que la temperatura de cocción se sitúe en un intervalo determinado, ni por arriba ni por abajo. La expansión saltó a la palestra cuando, con el aumento del precio de la energía, se cambió el sistema de hornos de cerámica, en los que el material se quedaba quieto y el calor circulaba, por hornos lineales en los que el material se movía, pasando delante de unos quemadores fijos. La cocción se produce en un tiempo pequeño a temperatura más elevada. Y la temperatura cayó en el rango en que favorece la aparición de la expansión.¹

El problema afecta a bovedillas y ladrillos (y en menor medida o menos agresiva, a azulejos y otras piezas cerámicas).

Como sucede con la retracción, se trata de un fenómeno que se va amortiguando. En el primer mes puede expandir la mitad del total, en la primera semana la mitad de todo lo del mes, y al primer día, la mitad de todo lo de esa semana. Cuando han transcurrido diez años, todavía le queda por expandir algo. El proceso se puede acelerar, quemando etapas si, al principio, se fuerza la captación de humedad por riego o inmersión. Para evitar los efectos en la obra, habría que hacerlo antes de que se dispongan en el tajo.

Los valores de expansión final en torno a 0,3 mm/m no suelen tener trascendencia. Si supera 1 mm/m pueden tener consecuencias muy importantes.

Como el módulo de Elasticidad de la fábrica es del orden de mil veces su resistencia, una expansión como la citada moviliza una tensión del orden de la resistencia, que puede ser 0,5 kN/cm². Aunque el resultado es menor que el citado para retracción del hormigón, en este caso hay una particularidad trascendental. Es compresión. En hormigón, si se fijan los extremos, y se moviliza la retracción, se parte, y la fuerza generada desaparece.² Pero si se encaja una fábrica entre topes, la fuerza de expansión se los llevará por delante. Un simple muro de 0,25 m de ancho por 2,00 m de alto puede generar una fuerza de 0,5 kN/cm² · 25 cm · 200 cm = 2.500 kN (250 toneladas). Es superior a la compresión que hay en el soporte de planta baja de un edificio de quince plantas. Mayor que las tensiones del peso propio de un muro que tuviera ¡300 m! de altura. Aunque en obra sólo queden activos 0,5 mm/m la acción es formidable. La conclusión es que la fuerza de expansión es probablemente la más potente que puede aparecer en un edificio. Y puede ejercerse de lado. Y como puede ser comparable a la propia resistencia de la fábrica es capaz de ser autolesionante y pulverizarla.

¹ La norma de ladrillo del año 1973 (MV-201) ya avisaba en 2.7.4 que la expansión era una cualidad significativa, y en 6.3.2 que los ladrillos debían humedecerse antes de su empleo. Como dicha norma se dirigía exclusivamente a muros de carga, esa información era ignorada cuando se usaban con propósitos no estructurales en cerramientos y fachadas.

² A menos que al elemento, tal como una losa, esté fijado un paño de albañilería, que no puede seguir el movimiento, y en los extremos, donde se produce el desajuste mayor, el despegue se traduzca en una fisura oblicua, ya que las partes que están fijadas con más peso, se resisten más a moverse. Es el caso de soluciones de muros de carga. Se trata de otro ejemplo de “efecto paradójico”. Una losa tiene connotaciones de elemento más robusto, y por eso, ante retracción, provoca efectos mayores y no tienen ventajas, sino inconvenientes.



El invento de la fábrica de ladrillo es la de mezclar piezas de cerámica, que expanden, con múltiples bandas de mortero que pueden contraer, contrarrestando sus efectos. Si además, como en el caso de morteros de cal, estos tienen mucha plasticidad diferida, siguen aceptando deformar al cabo de años, y son capaces de producir el contrarresto de la expansión de la cerámica durante mucho tiempo. En las fábricas modernas, que se necesitan construir a buen ritmo, para evitar que las hiladas superiores expulsen el mortero por el peso de las superiores, se usan pastas de fraguado rápido, con poca o ninguna deformación diferida,¹ así que el mortero no ayuda, sino todo lo contrario.²

En todo caso, la regla de humedecer profundamente las piezas cerámicas, solía consumir buena parte de la expansión. Pero a su vez, ese sistema provocaba que hubiera un intercambio de sales entre mortero y ladrillo, provocando las molestas, aunque inofensivas, *eflorescencias*, que había que eliminar antes de entregar la obra. Se optó entonces por “*hidrofugar*” los ladrillos previamente a su transporte. Pero eso reducía las posibilidades de captar humedad, sobre todo porque el mensaje que acababa llegando a obra es que no se regaran, y retrasaba la expansión, que se acababa produciendo en el tajo.

Para un fabricante, el ciclo completo, desde la implantación de los hornos lineales, hasta percibir, con años de retraso, que con algunas arcillas se podía producir mucha expansión con según qué temperatura, pasando por detectar todas las variables implicadas (tiempo de demora en servir el ladrillo, riego, influencia del mortero, e influencia del diseño de la obra), experimentación con la mezcla de arcillas y aditivos, temperatura del horno y demás, puede llevar más de diez años, y para cuando se puede controlar el fenómeno, hay centenares de obras implicadas, sufriendo la expansión.

El tema ha resultado delicado. Hoy día, contando con el amaine de la fiebre constructora, el problema se ha amansado. Pero en los edificios construidos, es una causa latente con una gran capacidad de producir lesiones.

Lesiones por expansión en bovedillas

Como todo elemento cerámica, las bovedillas pueden ser de las que expanden. El valor de referencia típico de las expansivas es del orden de 0,5 mm/m, que se puede haber reducido bastante si se han regado convenientemente. Que las bovedillas lleguen a obra empaquetadas en palés que se desenvuelven directamente en la planta, no es una ventaja.

Una vez hormigonado el forjado, con el tiempo, las bovedillas intentan aumentar poco a poco su tamaño. El punto débil es la base inferior. Su dilatación, impedida, se transforma en tensión de compresión. El pandeo lo impiden las tabicas verticales, a tracción. Cuando rompen, y a veces tardan años en hacerlo, la base de la bovedilla pandea y estalla bruscamente, lanzando violentamente trozos con gran velocidad, con capacidad de producir daños personales.

Para este fenómeno, que el forjado se haya realizado con nervios hormigonados *in situ*, que se planteaba como ventaja estructural por su mayor monolitismo, desde la expansión es una desventaja, ya que elimina la holgura que queda entre bovedilla y vigueta, a nivel de la base.

Asimismo que la bovedilla sea de las de mayor profusión y barroquismo de tabicas, o con mayor grueso, que parece una ventaja, por tener mayor rigidez, precisamente por eso, ante expansión es un inconveniente.³

Dado que las bovedillas circulan por el horno en montones que luego acaban en palés, cada una alcanza una temperatura diferente, por lo que las más sensibles acaban en obra en posiciones caóticas, lo que complica el diagnóstico de porqué han estallado esas y no otras. En igualdad de condiciones rompen antes las situadas cerca del exterior, como salidas a terraza, o en locales húmedos, sin uso continuado, sin climatización, o a la intemperie. Si tienen enlucido tardan más en romper. Si hay falso techo, al cabo de un tiempo éste puede acabar lleno de escombros de bovedillas. Falso techo y a la intemperie es la peor combinación. Ganan humedad antes y más rápidamente, y fracasan antes y con más estrépito.

El aspecto de las bovedillas rotas por expansión es típico. No rajan o rompen. Sale disparado el fondo y parte de la zona inferior de las tabicas, más de las centrales que de las extremas.

Si no estás prevenido, dado que lo que se rompe es un aparentemente inofensivo elemento constructivo, sin relevancia estructural, estarás tentado de achacar la causa a flecha de las viguetas, o a casusas rebuscadas como torsión, pandeo, u otras. Si no rompen, sino que estallan, es expansión. No es indicio de mal

¹ Aunque pueda parecer esencial, la plasticidad diferida de los morteros no está actualmente definida ni normalizada.

² Un mortero de resistencia elevada puede ser una desventaja. Especificar la resistencia del mortero como valor mínimo puede resultar contraproducente. Para compensar la expansión de los ladrillos, es mejor un mortero muy deformable, y por ende poco resistente.

³ Rigidez es que para la misma tensión, se produce menos deformación. En este caso la propiedad se lee al revés; ante la misma deformación aparece más tensión

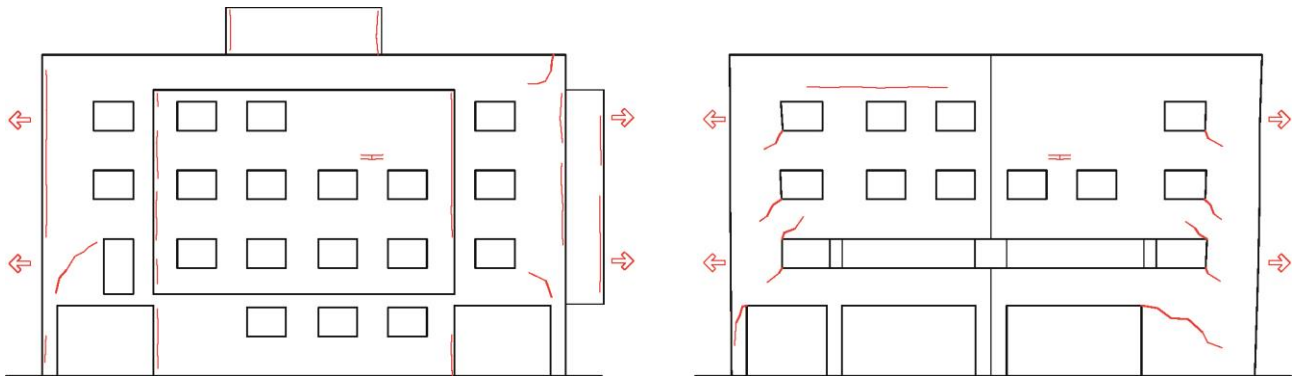
comportamiento estructural. No supone riesgo de ruina ni reducción de seguridad. Procede de autolesión. La reparación pasa por provocar, golpeando, las que estén a punto de explotar, o disponer por debajo un tablero pegado, sin necesidad de refuerzo, reparación o sustitución estructural alguna.

Lesiones en las fábricas de ladrillo

Si el ladrillo es potencialmente expansivo, y no se ha regado suficientemente, al quedar constreñido en el tajo, la ganancia paulatina de humedad para equilibrarse con la del ambiente, le hace ir aumentando lentamente de tamaño. Al estar atrapado con otros elementos constructivos, no puede, y por ello aumenta su tensión de compresión. En vertical no suele ser un problema, ya que hay muchas bandas de mortero continuo (los tendeles). Los problemas mayores se presentan en horizontal. Porque la fuerza de expansión, como se ha visto es enorme. Tendemos a pensar que las fuerzas implícitas en la obra son las gravitatorias en vertical. Y en caso de expansión por humedad las hay horizontales y mucho mayores.

Como en otros fenómenos, aunque la tensión mecánica no depende de la longitud del paño, esa variable si influye en el movimiento geométrico de desajuste que intenta producirse, que es mayor en los extremos. En el caso más simple, la fábrica consigue aumentar su longitud, reventando la unión en los extremos. Si se ha dispuesto como fachada, y tienen jambas endebles y carpinterías al interior, se las saltará y los huecos de la hoja de fachada quedarán desplazados de los que hay en la hoja interior, tanto más cuanto más cerca estén del extremo del paño.

Si las jambas son potentes, el movimiento de la hoja exterior arrastrará al interior, produciendo lesiones en la tabiquería, de difícil interpretación.



DILATACIÓN POR HUMEDAD

Si los extremos tienen dificultades para desplazarse, y como se ha mencionado en las bovedillas, puede que la hoja de ladrillo pandee y se salga hacia el exterior. Si las jambas son frágiles, es decir, si no hay elementos robustos que conecten ambas hojas, el resultado puede ser una raja en todo el perímetro del jambeado, asimismo de difícil interpretación. Si la fachada presenta, por ejemplo, salientes curvos, esas zonas pueden ser las que absorben toda la dilatación, y se mueven hacia el exterior. Contando con lo que amplifica una forma curva, aun una pequeñísima expansión puede producir lesiones muy aparatosas.

Si las jambas tienen elementos muy robustos enlazando las dos hojas, el movimiento hacia el exterior de la de fuera puede arrastrar a los tabiques interiores, desgajándolos con una fisura de nuevo curva, debido a que es más fácil llevarse lo que no está comprimido y rozando contra el suelo. El trazado y forma de la fisura es muy llamativa y en todo semejante a las de flecha. El que la revise buscará en vano la explicación por esbeltez o cálculo del forjado, o, peor aún, hará maravillas con los números, porque se puede, hasta que se convenza de que es flecha. Y lo que le dejará perplejo es que no aparece la fisura pareja.

Si es el forjado el que desciende, las fisuras de tabique deben aparecer a pares en el mismo tramo estructural. Si no aparece la pareja, hay que pensar en expansión de la fachada. No es fácil empatizar movimientos por fuerzas horizontales locales. Tendemos a pensar que las fuerzas naturales son siempre y sólo hacia abajo, porque proceden del peso.

Otro patrón característico de la expansión es que las bandas en alzado, de largo igual al de la fachada, pueden expandir más que las que están interrumpidas por carpinterías. El paño vertical macizo próximo a la arista acabará acompañando a la expansión de la banda superior, abriendo una fisura en la esquina de la ventana, que recuerda vívidamente a una de flecha. Puede incluso que el movimiento sea del paño vertical de varias plantas, y se lleve sólo parte del paño inferior de planta baja, generando una fisura igualita que las de flecha.

De nuevo la clave es dónde se encuentra la pareja o simplemente si existe. Por movimiento vertical, las fisuras son a pares dentro de una luz estructural. Por expansión, según sea la configuración de la fachada, puede sólo salir una, o salir una pareja en posición no idéntica, en el otro extremo de la planta.



Con todo, la fisura más característica de expansión por humedad es la vertical cerca de las aristas. Al dilatar uno u otro de los paños, o los dos, la esquina quebranta, manifestando una fisura a una distancia de la arista igual al grueso de la hoja. Puede aparecer en uno u otro lado, o serpentear entre los dos. Si se acusa una fisura de este tipo en uno de los lados, y la complementaria en el otro, no hay duda. Es expansión por humedad.

Si la fachada tiene un traza grecada, esas fisuras pueden aparecer en las aristas de todas las grecas, o sólo en una parte de ellas, en proporción a la longitud del paño.

Si la fisura abarca sólo una planta, aunque sea vertical, puede confundirse con la de flecha del minivuelo que constituye la greca. En caso de cuerpos salientes, sucede algo parecido. Pero si la fisura abarca varias plantas en vertical, a medio pie del borde exterior, es inconfundiblemente de expansión.

Esa fisura puede aparecer en un pliegue de la fachada en planta baja, tal como la vuelta en la entrada de un portal, o rampa interior de zaguán de acceso de coches, encima de un muro de sótano o pantalla de cimentación, permitiendo deducir que esa, al menos, no puede tener nada que ver con asiento, flecha o similar, y por tanto sólo puede ser de expansión. Y si hay expansión en un sitio, lo que haya en otros de la misma obra, hechos con el mismo ladrillo, como poco, estarán teñidos de expansión.

Puede incluso haber sucedido que se haya diagnosticado equivocadamente las fisuras en el interior de la vivienda, y que, en las obras de reparación, haya que confirmar, asomándose al exterior, que en la fachada existen fisuras verticales a medio pie de la arista, que no se ven desde la calle, y que han pasado desapercibidas en la recopilación de daños, ya que el usuario es mucho más sensible a las que tiene en el interior que a lo que pueda haber pasado al exterior, en la fachada, que no le afecta.

Si la fisura está en desenfilada desde el interior, podría no verse desde la calle si no se usan prismáticos.

Las zonas de cubierta, petos y torreones, debido a su mayor exposición al agua, suelen ir por delante en expansión, y en los petos, menos sujetos, la expansión de un paño puede romper más profundamente el enlace al de otro, con una fisura de trazado curvo.

En petos puede darse el caso en que, por expansión, si los extremos tienen impedido su desplazamiento, el peto entero se salga del plano, pandeando, apareciendo una ceja a nivel del forjado, en la parte central del paño.

En frentes de forjado, en donde sólo hay plaqueta, es posible percibir que algunas pareja de piezas, más expansivas que otras o simplemente menos agarradas, sobresalen en punta, como si se hubieran empujado entre ellas. Esas piezas pueden fácilmente acabar cayendo, causando alarma. Si sucede eso, no hay que buscar una causa más retorcida. Basta la expansión. Y si la hay en un punto, la habrá en más.

Si la planta general es de traza curva, las fachadas cóncava y convexa se comportan muy diferente, y precisamente por eso, cuando se analiza el conjunto, se percibe fácilmente cuándo es expansión.

La solución a la expansión suele ser la de dotar a los paños planos de profusión de juntas¹ en la hoja de fachada (además de disponerlas donde haya juntas de dilatación de la estructura del edificio). No basta con cortar. Hay que producir, por roza, una junta de ancho apreciable, que con el tiempo puede menguar, expulsando la masilla de sellado. Si cierra por completo, la hoja de un lado puede volver a empujar a la del otro, y hay que abrirla de nuevo. De ahí que otro signo inequívoco de expansión es que, si en proyecto se dejaron juntas, que se hayan cerrado.

En paños globales o locales curvos, la disposición de juntas debe atender a que esas zonas no puedan salirse de su geometría por compresión horizontal.

En general, y como se decía al principio, dado que cuando hay fisuras, se tiende a buscar una explicación de comportamiento anómalo de la estructura del edificio, las de expansión suelen estar incorrectamente diagnosticadas. Nótese que no hay manera de saber qué tamaño tenía el ladrillo al principio, por lo que las muestras extraídas de fachada, cuando ya han dilatado mucho, pueden mostrar una expansión residual pequeña. Y los ensayos de la expansividad total, secando a tope las muestras pueden ser infundadamente alarmantes, si bien una expansión total alta es indicio de que la que se ha producido en obra puede ser relevante.

Lesiones por expansión en solados y alicatados

Si se dispone un solado cerámico, y sufre expansión por aumento de humedad, (favorecida por el proceso de limpieza con agua), cuando las piezas de disponen a tope, por poca dilatación que muestren, se comprimen, y si el proceso aumenta, el suelo acaba bufando y formando montículos. En este caso no suele ser plausible una explicación estructural, pero tampoco es habitual que se achaque a expansión por humedad. Y es expansión. La reparación pasa por cortar y darle al solado las holguras que necesita.

En alicatados el proceso es el mismo, aunque en ese tipo de unidad es más habitual evitar la disposición a

¹ El CTE establece que con expansión por humedad total en torno a 1 mm/m, sea recomendable disponer juntas cada 8 m



tope de las piezas, intercalando juntas finas (el consabido recurso del palillo de dientes). Pero a la larga, el proceso de desmoronamiento de un paño alicatado suele deberse a expansión por humedad, cuando supera las holguras con las que se ha dotado. .

ERRORES ESTRUCTURALES

En los textos a artículos sobre fallos, resulta tópico y cansino que los clasifiquen como originados por errores *de proyecto*, *de materiales* y *de ejecución*. Y claro está, si el dato es, para cada tipo, el porcentaje de casos con daños, referidos al total de casos con daños, (independientemente de si el número de casos es grande o pequeño, ha aumentado o disminuido), el total suma cien, y por definición, uno de ellos debe ser superior al 33%. Pero de eso no puede inferirse nada. A lo sumo, cuando el número de daños sea muy bajo, el ideal sería que todos (muy pocos) fueran “*de proyecto*”, es decir originados por algo de lo que no sabemos. Aquí usaremos una denominación más castiza.

Errores de cálculo

No es fácil en el estado actual, que errores de cálculo en cuanto a precisión de los resultados, produzcan daños. El coeficiente de seguridad de las acciones es del orden de 1,4. El del hormigón por ejemplo es otro 1,5. Los errores de cálculo que ocasionen una baja de menos de 2,0 no tendrían por qué manifestarse con lesiones de hormigón. En acero el margen es menor, del orden de 1,6 en armaduras para hormigón y 1,45 en perfiles laminados.

Pero además, todos los datos se toman sesgados. En hormigón, lo que llamamos resistencia corresponde a la menor de entre veinte probetas que se tomen. Las demás resisten más. El acero de diámetros finos resiste más que el valor correspondiente a su clase. Para clasificar el acero laminado, todos los valores deben superar el de resistencia. Con las cargas hacemos algo parecido, y, por ejemplo, la sobrecarga de uso se toma como la máxima probable.

Para que los errores de cálculo que tengan incidencia en lesiones, daños, o fracasos, deben ser muy gordos. Por ejemplo, olvidarse de incluir una acción. O no considerar pandeo (en acero laminado). O no prever cruces de arriostramiento.

Pero en muchos casos, aun dejando de considerar acción de viento,¹ el error puede no tener trascendencia.² O aplicando un modelo de losa a las de piso sólo para carga vertical, y luego considerar el sistema de soportes con losa, sólo para viento, usando sólo los resultados de soportes, de lo que resulta un sistema en desequilibrio, puede que tampoco renga trascendencia.

Porque además, los procesos habituales incluyen sesgos del lado de más seguridad. Por ejemplo, la sobrecarga de uso se puede reducir, sin merma de seguridad, con el área tributaria del elemento analizado, y con el número de plantas en que se acumula. Es un refinamiento que apenas se usa (y es muy difícil de programar). Si hay errores de cálculo, una revisión, considerando correctamente esa variable, puede reducir la relevancia del error detectado. En muros de sótano es frecuente que se hayan calculado como metros independientes, y como conjunto en 3D, dan mucho más de sí. Las zapatas se comprueban con expresiones deducidas para cuando no hay otra cerca, y frecuentemente lo están, y admiten mucha más presión admisible.

Las fases finales del cálculo amortiguan mucho la trascendencia de un error en las primeras. Sucede al disponer de todas formas una armadura mínima; en soportes de hormigón, al redondear la sección a múltiplos de 5 cm, y la armadura a un número múltiplo de cuatro (u ocho) redondos, de un diámetro comercial, o en acero laminado; en acero, al adoptar una IPE, cuando el salto de una a la siguiente, el módulo resistente aumenta del orden del 25%; al armar una viga de hormigón, si se elige disponer 3, 4, 5, 6, 8 o 10 armaduras, el redondeo supone disponer, en promedio, un 10% más de sección, etc.

Pero en la línea ya apuntada, el hecho de que la aparición de fisuras se entienda automáticamente como que es, sin duda, algo producido por el comportamiento estructural, hace que, no pocas veces, los informes aborden sin más un recálculo de la solución, como si eso pudiera ser imprescindible y determinante.

Y nada es menos cierto. Al margen de que la fisuración puede proceder, como se ha visto de muchas otras

¹ Lo de la acción sísmica exige un discurso específico.

² Todo apunta a que en determinada época, y sobre todo en construcciones del litoral, se empezó a construir en altura, sin considerar acción de viento, y no ha habido fallos en consonancia con este disparate.

causas, y que es estadísticamente improbable que sean los errores de cálculo los que han causado las lesiones, no es fácil que un recálculo con un método (o programa) diferente del utilizado en el proyecto, y aun con el mismo, pero hecho independientemente (o en otra plataforma), puede dirimir si lo que se obtuvo es correcto.

Las más de las veces lo que llamamos “calcular” no procede a comprobar si lo planteado es válido, sino a proponer otra solución. En forjados reticulados, por ejemplo, es muy simple de entender. No existe, hoy por hoy, un programa que acepte como dato la armadura de cada nervio, y concluya si el conjunto es válido. Todo lo que hacen es obtener otra, con la que el proceso de comparación, redondo a redondo con la proyectada, no permite sacar ninguna conclusión. No pocas veces lo que llamamos “cálculo” de este tipo de elementos, operando sobre una planta con simetría o repeticiones, no ofrece una salida con esas mismas coincidencias. O que metiendo la planta boca abajo, se llegue a otra solución. Y eso sin cambiar de programa o de configuración del instalado.

Se asigna un valor mítico a “los cálculos”, como si dieran lugar a un único resultado, y además verdadero. En pórticos de hormigón, sólo el que, en cada combinación de carga, y con cada pieza, se pueda modificar, por “redistribución”, y como cláusula optativa, hasta un 15% del flector en cada extremo,¹ (cualquier valor entre el 0% al 15%), hace que haya miles de millones de soluciones potencialmente válidas. El programa al que se le aporte, como entrada, una solución definida, y deduzca si no corresponde a ninguna de las de esa pléyade de soluciones válidas, no existe.

Además, todo programa, por pura lógica, aplica simplificaciones que redundan en velocidad y eficacia, pero que no dan lugar a una solución necesaria, sino suficiente. Y con esa estrategia validan su solución, pero no permiten invalidar otra.

Por ejemplo, en soportes, tras analizar las múltiples combinaciones de carga, decide la armadura para la peor combinación de compresión (de un caso de carga) con la peor flexión (de otro caso de carga), resultando una solución ampliamente sobreesegura. O en un forjado reticular, adopta como peso propio el promedio de la parte aligerada y las macizadas, usando ese valor para toda la superficie.

Todo esto hace que, en edificios, fundamentar un diagnóstico de lesiones en base a un recálculo de la estructura resulte ser, casi sistemáticamente, una quimera.²

Y sin embargo, sí pueden darse errores con trascendencia en lesiones reales. Por ejemplo, sea una losa de forma estrangulada. Para simplificar, se descompone en zonas rectangulares, digamos *A* y *B*. Luego se analiza la *A* como con un apoyo en la línea que la separa de *B*. Y luego se analiza la *B*, como si tuviera un apoyo en esa misma línea.

Está mal. Se ha calculado la *A* como si se apoyara en la *B*, y la *B* como si se apoyara en la *A*. No se ha calculado la *A* con la su carga y la que le deposita la *B*.

Eso puede producir fracasos.³

Evidentemente hay que comprobar que el proyecto no tiene errores de cálculo, pero sólo hay que abordar esa tarea si se ha deducido por otro procedimiento que es ahí donde es probable que pueda radicar la clave de la aparición de las lesiones detectadas.

Y sólo en ese caso habrá que abordar reponer la capacidad perdida, por refuerzo,⁴ complemento,⁵ o sustitución.

Errores de planos

¹ La regla de la vigente EHE es más complicada, pero para lo que se pretende argumentar, conduce a lo mismo.

² Con mucho, lo peor suele ser que, a la voz de que hay fisuras, alguien sin saber cómo son ni dónde están, se pone a hacer cálculos estructurales, o de terreno, hasta descubrir algo que no cumple sus expectativas. Y cuando lo encuentra, ya está. Esa debe ser la causa de las fisuras, sean la que sean, e independientemente de la baja de seguridad que haya encontrado, sin establecer relación causal alguna y sin correlación con dónde pueden haber aparecido las lesiones, o que trazado tienen.

³ En la obra en que detectamos ese “error”, se habían producido lesiones. Pues además es el mismo tipo de error que se introdujo en una versión inicial del Eurocódigo de fábricas al ilustrar el procedimiento para analizar un paño, con huecos de ventana, sometido a la acción de viento.

⁴ Se llama la atención a que algunos tipos de refuerzo clásicos, como bandas de “fibra de carbono”, para que en el interior del edificio, mantengan la resistencia a incendio estipulada, se necesita un grueso de protección gigantesco. Fallan no a 700 °C como el acero, sino a 90 °C (no tanto la fibra, como la resina epoxi con la que se pega).

⁵ No es sencillo rentabilizar un complemento, ya que si no se elimina el elemento original, o al menos se vuelve a la situación de carga nula, lo que se añada sólo trabajará ante el incremento de carga que aparezca, y sólo en la media en que la comparta con el elemento preexistente. De manera general, la simple presentación de un elemento de refuerzo, una vez que el existente ha entrado en carga, y el edificio está en uso, no se dedica a resistir nada, y cómo pueda funcionar en caso de intento de colapso, no es nada fácil de deducir.

Es más sencillo cometer errores en planos. Aunque tampoco es fácil que sean de la talla que permita que se pierda todo el margen de seguridad. Nótese que cuando se comprueba algo y “no cumple”, no significa que ha llegado al punto de fallo. Sólo se refiere a que la solución no tiene el margen de seguridad introducido en los cálculos. Tiene menos, pero es posible que tenga todavía más que suficiente.

Porque además, el coeficiente de seguridad incluye un margen de seguridad. Por decirlo con números, se establece un coeficiente de seguridad de 1,5 para que, con las pérdidas que puede que se produzcan por errores, quede un margen de 1,4. Es por eso que un error no significa automáticamente daños.

Un típico error de planos es rotular “armadura inferior” por “armadura superior” y viceversa. Puede ser un error garrafal, si la obra se ejecuta así, con las armaduras intercambiadas. Pero es probable que un encargado perspicaz capte el error al vuelo.

Más complicado de detectar es, por ejemplo, que el plano de una losa, especifique la armadura base y omita el refuerzo, o al revés. Si al encargado no le sorprende lo escaso de la cantidad de armadura, en obra se ejecutará tal cual, y puede que haya lesiones. O que cuando alguien se percate del error, sea demasiado tarde. Reforzar por debajo una losa es casi inviable. En obra es más sencillo por arriba, contando con las posibilidades plásticas de alcanzar el grado de seguridad deseado.

Más sutil es que el plano, de un forjado reticulado, presente todos los rótulos, pero omita el signo de a qué nervios corresponde cada armadura representada, con el efecto, equivocado, de que en obra se disponga sólo en uno de ellos. La comprobación del grado de seguridad que tiene, y por tanto de dónde es necesario intervenir, es un proceso endiablado.

Conviene recordar que lo que diga el proyecto es condición suficiente, pero no necesaria. Por ejemplo si se produce un error en un paquete de armaduras de una viga, y una sección crítica acaba con capacidad escasa, la que hay de sobra en las otras puede reponer el coeficiente de seguridad de la pieza.

Errores de obra

Uno de los que resultan más socorridos para que los informes indiquen que, en soluciones de hormigón, hay baja de seguridad, es la falta de *recubrimiento* en las armaduras inferiores. Debido a la gravedad, lo usual es que se caigan algo. Pero en general, como las inferiores y superiores están enlazadas, asimismo se cae la superior, y la distancia entre ambas se mantiene. Con ello aumenta algo la capacidad a flexión de un signo y se reduce la del otro, con consecuencias poco significativas. Puede que con ello esté comprometida la durabilidad,¹ pero probablemente no la seguridad, y es casi imposible que pueda ser causa de lesiones. Además, lo que resulta usual, y puede que no se mencione, es que, en general, el grueso total del forjado suele ser algo mayor que el establecido.

Si, por error, se dispone acero de menos resistencia, porque es de una clase inferior a la prevista, o porque en los ensayos se detecte que no alcanza la supuesta, la capacidad de las piezas a flexión (su coeficiente de seguridad) se resiente casi en la misma proporción, y si es una baja suficiente, sí puede traducirse en lesiones (fisuras en el hormigón, flechas, y fisuración en tabiques).

Por contra, ese error en soportes, casi nunca se traduce en baja de seguridad relevante.

La baja detectada de resistencia del hormigón no suele traducirse, en edificios, en baja de seguridad (en las piezas flectadas prácticamente nunca, y en soportes muy poco probable).

Un error de muy difícil detección es que, en forjados unidireccionales con viguetas, por falta de fluidez del hormigón o de vibración, los nervios no queden rellenos. Por debajo, la vigueta impide ver el hueco, y por encima, si la losa superior resulta enteriza, tampoco se nota nada. El encargado puede que lo perciba porque ha invertido menos hormigón que el previsto. En caso de que el volumen de huecos sea relevante pueden producirse lesiones.

En caso contrario, si el encargado constata que el forjado, reticulado, ha necesitado mucho más hormigón que el que preveía, puede ser porque lo que aparecía en medición o memoria de cargas era el teórico de la sección tipo, aligerada, sin contar con el de macizados. El dato puede ser alarmante, si se supone que ese incremento de carga, significa una merma de seguridad de forjado, soportes y hasta cimientos. Antes de aceptar esa conclusión, conviene revisar los resultados con minuciosidad.² En muchos casos, al valor

¹ A salvo de lo que mejora con el enlucido, aspecto que no está recogido en las normas.

² En algunos programas, la revisión de los resultados es muy complicada, ya que lo que ofrece directamente es sólo los valores máximos envolventes de todas las combinaciones de carga, y es muy difícil deducir qué carga se ha considerado realmente.

anotado como peso del forjado en la memoria y cuadros del programa, éste incrementa automáticamente el peso con el de los ábacos y partes macizas, por lo que la alarma puede ser infundada.

Pero, por lo dicho antes, es sumamente improbable que un pequeño error en la carga pueda ser responsable de una lesión, que sólo puede presentarse cuando se haya consumido casi el margen completo de seguridad, debido al que ponemos del orden del doble de capacidad resistente de la que se necesita.

Hay errores propiamente de ejecución que pueden ser graves y ser causa de lesiones: confundir el canto del forjado; disponer soportes más pequeños que los especificados; disponer bovedillas con perfil inadecuado a lo que se ha supuesto en el cálculo a cortante; disponer viguetas con armadura confundida; olvidar una fracción significativa de armadura de las vigas; no llevar de nuevo a su sitio los estribos movidos para entrecruzar las armaduras. Como tales errores puntuales, es probable que causen lesiones locales.

La clave es esa. Si las lesiones aparecen sistemáticamente de manera parecida en los puntos similares de la obra, la causa hay que buscarla en el proyecto. Si no sucede, la causa debe buscarse en un error puntual de ejecución.

Pero hay multitud de “errores” que tienen una trascendencia menor, o ninguna, porque algunas reglas son por si acaso se da una situación, que se produce contadas veces. O porque en el proceso de cálculo entran variables que teóricamente intervienen en el resultado pero apenas influyen en su valor. Un error en ese tipo de cuestiones es poco probable que pueda haber incidido en la aparición de lesiones. Pasa por ejemplo con, disponer la sección (rectangular) del soporte girada 90°, dotar a las vigas de menos ancho, no prolongar las esperas de los soportes la longitud especificada, omitir los bastones de conexión entre viguetas y viga plana, cambiar la disposición de armaduras del soporte dentro de la sección; omitir el cruce de la armadura inferior de vigas sobre el soporte, etc. Destacar estas cuestiones en un informe indica poca pericia y un nivel técnico bajo.

Lo que diga el proyecto puede ser condición *suficiente* (para estar bien) pero no *necesaria* (para que si no se cumple, esté mal). No por detectarse en obra algo distinto a lo proyectado, automáticamente, eso puede ser causa de lesiones. Eso hay que demostrarlo, con independencia de lo que dijera el proyecto.¹

TORPEZAS CONSTRUCTIVAS

No pocas de las lesiones que se localizan en un edificio son debidas a torpezas constructivas, sin relación alguna con el comportamiento de los elementos estructurales. Citaremos sólo algunas.

Probablemente la más profusa es la de la mala solución alrededor de las juntas (mal llamadas) de dilatación. Aunque reciben ese nombre, son más de retracción que de otra cosa. De ahí que, en la fase estructural, no sea necesario dejar una ranura con grueso. Normalmente basta hormigonar lo de un lado contra otro, intercalando un papel o polietileno. Inicialmente será una junta sin grosor, pero a los pocos meses puede que haya llegado al centímetro. Y al entregar la obra, si los cuerpos a ambos lados rondan el máximo posible, de 40 m, pueden haber alcanzado un par de centímetros. Y eso le permitirá enjuagar dilataciones, si se producen.

Es muy difícil disponer a última hora juntas que no hayan sido previstas desde el principio. Y es mala señal que no aparezcan más que en planos de estructura. Las juntas no son para la estructura, sino para el edificio, y lo suyo es que separen bloques autónomos en todos los sentidos.² Y que tanto la albañilería como las instalaciones y demás elementos respeten la junta, sin que hay ningún elemento que conecte los que bloques a uno y otro lado de la junta.

La junta debe constituir un plano. No funcionaría como junta la que tuviera un trazado en planta quebrado, curvo o en zig.zag. Tampoco puede desarrollarse en distinta posición al cambiar de planta.

Lo preferible es que cada bloque sea independiente, y tenga su propia solución estructural completa, lo que lleva a duplicar soportes en junta, que, como poco, presentan alguna que otra complicación para encofrarse si quedan muy juntos. Y hormigonarlos al tiempo, disponiendo una plancha intermedia tampoco suele ser buena solución.

El mercado provee actualmente de unos elementos tipo vástago (bulones o “goujons”), que permiten soportar un forjado, a través del canto, en el del bloque al otro lado de la junta. Parece que con ellos se puede obviar la duplicación de soportes, y que puede resolver la junta donde no había sido prevista en un

¹ Un caso límite es, si el proyecto especifica como flecha tolerable la de 10 mm, y la flecha recalculada sale mayor, concluir que eso es la casusa de las lesiones, o que la obra no cumple. La flecha tolerable no es la que diga el proyecto, sino el código.

² Cuando se delineaba sobre papel, el formato A1 daba para un bloque de 40 m, por lo que la tarea de disponer juntas era la misma que la de representar planos. Con el sistema de planos en archivo digital, se trabaja en la planta completa, lo que propende a que se proceda ignorando la disposición de las juntas.



principio. Pero es, en buena parte, un espejismo, y tiene algunas desventajas. Con vástagos, de todas maneras hay que duplicar tabiquería, no sea que la junta quede atravesando un recinto, o discurriendo por su rodapié. No es fácil resolver con vástagos un forjado con viguetas paralelas a la junta ya que sólo podrían disponerse en la testa de las vigas, y dan poco de sí en términos resistentes. Tampoco es seguro que valgan en casos de forjado reticulado, cuando concentran mucha reacción en soportes. Pero la pega fundamental es geométrica. Si se disponen varios vástagos en una junta, es muy difícil que queden *perfectamente* paralelos, y no se agarroten cuando la junta intenta abrirse, resultando un remedio peor que la enfermedad. Y si la construcción es de varias plantas, conseguirlo en todas al tiempo es una quimera. En cualquier caso sólo admite movimientos perpendiculares a la junta. En dirección de la junta un bloque arrastraría al otro de mala manera.

Si no hay junta, aunque todos los elementos de la construcción “respiren”, los puntos que están próximos se mueven poco entre sí. Con juntas, cada bloque congela su forma, y se magnifican los movimientos entre ellos, de manera que dos puntos próximos, a un lado y otro de la junta, se mueven mucho entre sí. De ahí que si se disponen juntas haya que ser drástico en mantener la separación de todos los elementos implicados, sin bajar la guardia en ninguno.¹

Una vez que en una planta hay junta, debe prolongarse hacia arriba, hasta cubierta. Pero no necesariamente hacia abajo, hasta los cimientos. Si hay sótanos, en planta baja, una junta sobre la que llueve, tiene una solución difícil y poco fiable, y acaba degradándose. En sótano la temperatura es muy uniforme. En los muros de sótano tampoco es conveniente prolongar las juntas, debido a la posible penetración de agua.

En cubierta, no se pueden conectar los dos bloques por la lámina impermeabilizante, ni confiar la recogida de aguas a su través. Es casi imprescindible disponer petos a ambos lados de la junta, rematando cada bloque por su lado. Con tejado, no se pueden enlazar dos bloques por el canalón.

En plantas intermedias la junta no debe discurrir por dentro de un recinto, ni situarse en su borde. Si no queda más remedio que un espacio de circulación atraviere una junta, debe hacerlo con extrema limpieza, sin que ningún elemento, rodapié, falso techo, pasamanos, luminarias,² etc, pase de uno a otro sin solución de continuidad.

Si la cubierta se resuelve con elementos de gran luz, y los soportes ordinarios sólo llegan al forjado inferior, hay que cuidar que las vigas no sustenten cada extremo en un bloque diferente, y que la junta de plantas inferiores se reproduzca asimismo en la cubierta.

La autonomía de cada bloque separado de otros por juntas debe extenderse a las bajantes y manguetones, sectorización de incendios, red de conductos de acondicionamiento de aire, escaleras, ascensores, red de ventilación y extracción, etc.³

Incumplir las reglas anteriores puede traducirse en todo tipo de lesiones en los elementos mencionados y otros aledaños a éstos. Si en un edificio se da un conjunto de fisuras casualmente dispuestas en torno a juntas, puede apostarse a que la causa procede de los movimientos entre bloques.

Se ponen juntas para que los bloques se puedan mover independientemente. No se puede luego acusar a los bloques de hacerlo, y tachar esos movimientos de patológicos. Eran los previstos.

Si el terreno presenta expansividad, la precaución ante ese fenómeno no es sólo estructural y atañe a los elementos estructurales. Es más, como puede que la cimentación se haya podido disponer a la profundidad inmune, es en los demás elementos constructivos en los que hay que extremar las precauciones. Todas las unidades dispuestas sobre el terreno tienen que admitir movimientos, y sobre todo, separarse nítidamente del edificio, que debe quedar como un objeto completamente aislado.

Aunque el terreno no sea expansivo, la regla es aplicable en general. Si se manifiestan lesiones en torno a las uniones de elementos del edificio contra otros dispuestos sobre el terreno, el diagnóstico debe plantearse en términos de torpeza.

¹ Si en un “foyer” amplio, que está atravesado por junta, se dispone una moqueta pasante, simplemente pegada en ambos lados, quedará completamente desgarrada sin remisión. Los planos para encargar el solado deben marcar inequívocamente que hay junta, y mejor aún, representar la planta de cada bloque en un plano distinto.

² La disposición simétrica a ultranza de la junta dentro de un vestíbulo puede llevar a colgar un extintor de la pared, fijando cada tornillo en un bloque distinto, o hacer eso mismo con un perchero, o detector de humos. Y hasta hemos visto una puerta de habitación de hotel con las bisagras en un bloque y el alojamiento del resbalón en el otro. Naturalmente el sistema de apertura con tarjeta no funcionaba.

³ Entre el cumulo de despropósitos en trazado de juntas anotamos la de, en un edificio de viviendas, disponer la cocina al otro lado de la junta, con la ranura de dilatación bajo la puerta de paso, una escalera mecánica que arranca en un bloque y desembarca en el otro, un hueco de ascensor con la pared de puertas de planta en bloque distinto a las otras tres (aunque venturosamente las dos guías de la cabina fijadas al mismo). En todos los casos no existían planos separados por cada bloque. Y para completar el museo de los horrores, hasta se pueden encontrar juntas que transitan por el interior de aseos, partiendo cabinas de ducha, o dejando a la taza fijada en un bloque, con su enganche de manguetón en otro.

En muros de carga, las piezas, que son de tamaño relativamente pequeño, se traslapan formando aparejo. Así se impide que haya llagas continuas que permitan al muro perder monolitismo. Pero en solado es al revés. Si se disponen las piezas a junta trabada, no hay que sorprenderse que, con el tiempo, el rozamiento de una contra otra, provoque la fisuración de piezas en el punto en que acomete la junta de las otras. Una fisuración de este tipo no debe buscarse en retorcidos comportamientos anómalos estructurales; es cosa de torpeza constructiva. En solados no hay como la junta corrida.

Rodapiés y tapajuntas se inventaron para que las inevitables fisuras de manifestación entre elementos dispares, no se hicieran visibles. Omitir estos elementos por un malentendido minimalismo, trae consecuencias. El fenómeno de fisuración se da asimismo frecuentemente en esquinas y encuentros, aunque sean del mismo material. En ocasiones el intento de revestir un soporte con una escueta capa o una simple "galleta", hace que con el tiempo, se manifieste una "sierpe" de desgarro entre ambos.

Al disponer como solado un material que contraiga, como la madera, hay que procurar que se disponga en recintos convexos. Si bordea una esquina, y más aún si conecta dos zonas a través de un estrangulamiento, no es extraño que fisure por torpeza en la solución de ese punto.

Para que una fábrica sobreviva con cabeza libre, debe tener peso y grueso apreciables. Se aspira a que los tabiques sean ligeros y esbeltos, y por eso deben sujetarse en pie y cabeza. La palabra clave es "retacar", que tienen connotaciones contradictorias. Y en efecto, porque tan malo es no retacar en absoluto, como retacar en exceso. De ahí que la buena práctica lleve a recibir las piezas de la última hilada con pasta de distinto tipo, para compensar el sesgo del resto. Para que queden retacadas, pero no mucho.

Pero si, debido a que no hay falso techo, se disponen tabiquería secundarias que no llegan a forjado, puede sucederles de todo. Incluso que vuelquen.¹

En toda inspección minuciosa es posible que se detecten infinidad de fisuras pequeñas en grueso y extensión, que no significan nada, y proceden de uso normal y el paso del tiempo, aunque por cómo y dónde se presentan se pueda achacar a torpeza constructiva. Es el caso de fisuras en esquinas de carpintería donde se da el portazo, o de capialzados de persiana, que, por definición están sometidos a impactos. De forma pasiva, las cajas de registro o de mecanismos eléctricos operan como cebos de fragilidad, atrayendo a sus esquinas la fisura que aspire a manifestarse en ese paño, y a la que si no se logra determinar una causa patológica, no se le debe dar importancia.

El común denominador de las lesiones de los tipos señalados es que no tienen más trascendencia que la local, del elemento afectado. Y basta una reparación sintomática, restañado, o de acentuar la manifestación con entrecalle o moldura, o desenganche y vuelta a conectar, o a lo sumo de sustitución del elemento, sin buscar tres pies al gato, ni tratarlas en clave de indicios de algo más profundo.

Por el contrario, en las que signifiquen problemas subyacentes, no se pueden resolver, como a veces se oye, con "reparar las fisuras"; las fisuras se tapan. La reparación correcta es la de actuar sobre las causas.

DIAGNÓSTICO, CRITERIOS

Los apartados anteriores se han destinado a deducir cómo pueden ser las lesiones producidas por cada causa, y cuál puede ser su relevancia.

El inverso, que es el problema de diagnóstico, es mucho más peliagudo. Consiste en deducir, de un conjunto de lesiones, cuál es la causa.

Lo primero es exactamente eso. Se trata de buscar una única causa para (casi) todas las lesiones detectadas. No puede ser que la mayor parte de los edificios estén bien y al que analizamos, le haya pasado de todo.² Aunque puedan haber coadyuvado todo tipo de fenómenos, si hay lesiones, debe ser porque ha habido, de modo anormal, una que ha actuado como provocación fundamental.

Lo segundo es que la explicación sencilla es la explicación. Los técnicos tienden a la imaginación. Pero decir que *"el asiento diferencial ha ocasionado un pandeo por rotación"* es demasiado rebuscado. Debe haber una explicación más simple.³

¹ En el reciente CTE-AE viene la regla de la acción con la que poner a prueba los tabiques, y en CTE-F la de cómo comprobar que poseen la capacidad suficiente ante acciones de ese tipo.

² Una de las cosas peores que le pueden pasar a un edificio, es que tenga un informe descalificándolo sin fundamento. Sobre todo si, en plana agorero, abunda en expresiones del tipo *"no nos explicamos por qué no se ha caído"*, *"quién te dice a ti que no"*, y *"no se puede descartar"*. Un informe es lo que puede afirmar, o descartar.

³ Y cuando no sabes de qué es una fisura, suele ser de origen higrotérmico.



En la búsqueda del diagnóstico hay que establecer una relación causa a efecto. Hay que deducir de manera racional, y si es el caso, numérica, porqué la lesión sale en ese punto y tiene ese trazado. Y lo que es casi más importante, por qué no sale en un sitio similar. No basta decir que la lesión sobre esa viga es porque tiene mucha flecha, sin explicar por qué no sale en las otras tres de la misma planta con la misma carga y luz. En epidemiología la regla básica es establecer correlación entre el efecto y la causa, o que se da concordancia positiva (cuando es, pasa) y negativa (cuando no es, no pasa). En otro caso, el diagnóstico es incorrecto.

No hay que ir encontrando una explicación por cada fisura. Si hay una causa, habrá producido efectos en todos los sitios en que haya podido. La clave es utilizar muchas, y verificar unas con las otras.

La exploración de un conjunto debe permitir confirmar la intervención de la variable puesta a prueba. Y tiene que ser una deducción racional, No basta decir que “evidentemente” es de flecha, o que “piensas” o “ves” que es de expansión. Hay que demostrarlo.

Si existiendo regularidad, similitud y simetrías estructurales, las lesiones no se ajustan a la trama estructural, no tienen causa estructural. Si no hay más donde hay más luz, no son de flecha. Si hay muchas, pero no en la misma vertical, no son de asiento.

Lo que importa no es cada fisura, sino el patrón del conjunto, o sea a qué rasgos de las causas posibles se asemeja en conjunto, o un conjunto parcial. Excepciones y anomalías aparte, claro.

Si se hacen cálculos, que sean para confirmar una conjetura o para desmentirla. Y si se hacen, hay que apostar previamente al valor que se espera que sea discriminador de lo que ha sucedido. No vale decir que hay fisuras, se ha calculado la flecha, cumple, pero es importante, luego es de flecha.

Para llegar a un diagnóstico acertado ayuda recopilar todas las lesiones y representarlas de alguna manera, en cuadro o dibujo, para que se puedan ver todas al tiempo. Por ejemplo en una planta sin soportes, superponiendo las de todas las plantas, o en sección dibujando todas las de tabiques paralelos. Si observando el conjunto, se puede deducir, sin saberlo, dónde están los soportes o los tabiques no representados, o dónde está el Sur que no figura anotado, o el terreno blando, vas encaminado para deducir la causa.

En esta recopilación, limitarse a hacer un inventario o estadillo de lesiones por locales o viviendas, sin representarlas de una forma contextualizada, entre ellas, y con soportes, por ejemplo, sirve de poco.

Y si se aborda un cálculo para corroborar una conjetura, debe hacerse sólo tras haber deducido cómo se ha llegado a esa conjetura, y qué valores del cálculo permitirán corroborarla.¹

Como pasa con los ensayos, en estos procesos es más simple refutar que confirmar. Uno o varios ensayos que den bien no confirman la teoría, pero ayudan a darle más posibilidades. Un ensayo que da mal, permite concluir que la teoría era incorrecta. Si las lesiones no se presentan allí donde la causa estaba presente y se daban las circunstancias para ello, es que no se ha acertado con la causa.

Si hay lesiones en paños de la misma luz, pero con la dirección de vigas y viguetas intercambiadas, eso permite deducir que la causa no es la flecha de las viguetas, etc.

Una regla básica es que si al cambiar una variable, cambia el resultado, esa es la causa (o puede serlo).

Si hay dos escaleras parecidas una con muchas lesiones y otra con pocas, y la única diferencia es que una está al Norte y otra al Sur, la causa es la orientación (el soleamiento).

La inspección del edificio debe estar presidida por encontrar los indicios de que tal variable pueda o no pueda ser la causa. Si se inspecciona la cubierta no es para buscar lesiones (que también). Debe servir para mirar si la junta entre petos sobre una junta de dilatación se ha abierto, cerrado o no se ha movido, para confirmar o desestimar que ha habido basculamiento de los bloques.

Una de las pruebas más concluyentes es la de que si, con los datos disponibles se llega a una conclusión, se predice que esa causa debe haber producido un efecto que todavía no se ha detectado. Y si, mejor un tercero, inspecciona el sitio preciso, y confirma lesión en ese punto, se puede dar el diagnóstico por mucho más fiable. Si por ejemplo, del conjunto de las fisuras se deduce que la causa puede ser de dilatación térmica, y si lo fuera, debería haberse producido fisuras en las esquinas de la ventana superior extrema de la esquina Suroeste, que es algo que no se puede ver desde dentro,² y alguien mirando con prismáticos desde la calle, confirma que la fisura está donde se ha predicho, prueba superada. O si ante un tabique que ha fallado, apuestas, sin poderlo haber visto, porque hay falso techo, a que no llega al forjado, y al retirar placas

¹ Es usual encontrarse con lo contrario. Y aunque la memoria del informe diga que se iban a acometer esas tareas secuencialmente, por las fechas de cada documento se deduce que se hicieron en paralelo, y que el que establece las conclusiones no ha podido ver el estadillo de las fisuras, y el que ha calculado la flecha no sabía cuál era el valor esperado, y menos aún cómo se estableció la conjetura que se pone a prueba y que se ha pasado a conclusión.

² Hoy día se puede fácilmente con un palo de “selfies”, pero habría que proponerse mirar.

se puede ver que estaba cojo, la conjetura era correcta. Si se sabe antes, no vale.
 Todo diagnóstico debe proceder de alguna manera en clave de conjetura, predicción y confirmación.



Hay una manera más concluyente de todas, pero es muy retórica, y casi imposible de usar. Ver fisuras y aventurar una causa es sencillo. Lo contrario tiene mucho más mérito y por eso es concluyente. Si se supone que la causa de unas lesiones es flecha, dése, a un tercero, los planos cálculos y demás, y pregúntesele, si fuera flecha, donde deberían aparecer las lesiones. Si acierta (más o menos) con las que se han producido realmente, es que sí puede que sean de flecha. Si no acierta (casi anda), malo.
 Hay que insistir en que es un argumento retórico, pero sirve para refutar un diagnóstico, sobre la base de que es imposible deducir, si no sabes dónde han salido las lesiones, dónde deberían haber salido. Es la otra cara de la moneda del criterio anterior de predicción.

COLOFÓN

Lo anterior recoge la experiencia obtenida pacientemente tras medio siglo de construir, calcular, enseñar, y hacer informes de casos enrevesados, desparramados por toda la geografía nacional. Está escrito en clave abstracta, pero casi cada párrafo corresponde a un caso real en el que he intervenido. No cuento más de lo que sé, pero he intentado contar todo lo que sé.

Pozuelo, 6 de enero del 2016

josel.demiguel @ gmail.com

José L. de Miguel es arquitecto por la universidad de Madrid, en ejercicio desde 1968. Doctorado en 1974 y catedrático en Estructuras en 1983. Subdirector General del MOPU entre 1983 y 1987, responsable de la Normativa en Edificación, del Grupo de Forjados para la Comisión Permanente del Hormigón, y de la Comisión de la Norma de protección contra Incendios, de la Comisión de Normas Sismoresistentes, y para la publicación del Eurocódigo de Hormigón, vocal ante la CEB (Comisión Eurointernacional de Hormigón), técnico de enlace ante la Comisión Europea del Eurocódigo del Acero, profesor de la UNED en Estructuras Mixtas, representante ante la CEE sobre Patrimonio Cultura y Desastres Naturales. Ha prologado la versión del CSCAE de la EHE-88, ha sido miembro de la Comisión española para el Eurocódigo de Fábrica, director de la Comisión de expertos para el CTE y EHE.08 del CSCAE. Participó en la EHE-00 y EHE-08 y en la Guía para la Aplicación de la EHE a Edificación del MFOM. Ha realizado numerosos trabajos en edificación en general, informes técnicos y de rehabilitación, y restauración en edificios históricos, así como trabajos de consultor para diversos organismos oficiales en temas estructurales. En la ETSAM ha desempeñado los cargos de Secretario de Centro, Subdirector Jefe de Estudios, y Director del Departamento de Estructuras. En la actualidad es Catedrático Emérito de la UPM.