

CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN

CONSULTAS

**Recopilación de consultas recibidas en el CSCAE
Junio 2006 – diciembre 2009**

DB SE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
69 consultas

DB SE BASES DE CÁLCULO (DB SE)

DB SE N° 18623 05/02/2007
Cálculos de
ordenador

En el apartado de la documentación necesaria, refleja y se detiene bastante a la hora de hablar de los cálculos y resultados obtenidos por ordenador...los cálculos realizados hay que completarlos con determinada documentación adicional, etc..., pero ¿esta claro que hay que presentar los resultados cuando se realice el cálculo con ordenador...? O no es del todo cierto

El CTE no dice nada de eso. En SE1 dice que en bases de cálculo se digan las bases, (es decir periodo de servicio, simplificaciones, materiales, geometría, niveles de exigencia, acciones, modalidad de análisis y método de cálculo empleado). Nada de cálculos. En cuanto a lo de ordenador todo lo que dice es que "los cálculos realizados con ordenador se completarán", con cuál es el programa, cómo se han introducido los datos, y cómo se han pedido los resultados. Dice qué hay que poner en la memoria, pero no hay que meter los cálculos propiamente dichos. Dice que, si se hacen cálculos con ordenador se diga cuáles. No que se adjunte nada de cálculos (con algunos programas es virtualmente imposible, ya que hay que pedir uno a uno los que se desea imprimir y, dado que maneja docenas de combinaciones de carga, el volumen de información posible sería inmanejable. Además tampoco es posible adjuntar todos los cálculos intermedios. Lo más que se hace algunas veces, y no sirve de mucho, es dar un nivel de resultados intermedios, por ejemplo solicitudes, pero con un tremendo salto en el vacío desde acciones a solicitudes. Y no digamos de solicitudes hasta armado en su caso. Lo de la memoria con cálculos es cuando uno proyecta y otro, el que dirige, que no los ha hecho, quiere que el primero le facilite algo, por si hay que intervenir. Ese es el sentido de EHE, que lo dice de otra manera. Se entiende que, en caso de edificios, rige lo de CTE. Si el proyectista va a ser el mismo que el director, carece de sentido meter tus cálculos con destino a uno mismo. En la parte i dice que la documentación puede incluir un anejo donde se lleve lo que se desee para ayudar a que quede aclarada la justificación de cómo se alcanzan las prestaciones o exigencias de índole estructural. Pero, aparte de las acciones, y modelos usados, poco más hay que poner.

DB SE N° 19403 05/10/2007
Coeficientes
de seguridad

En 4.2.2.2 se indica: "en situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad (γ_g , γ_p , y γ_q) son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores". Me sorprende

que γ sea cero cuando su efecto sea favorable, ya que el peso propio está ahí. ¿Se trata de un error?

Siempre sucede que párrafos que en su día se redactaron y eran inteligibles para los autores, a la postre se reflejan como absurdos, y ni siquiera el propio autor recuerda por qué dijo eso, o lo dijo así. Lo que dice el consultante tiene sentido. Es una errata, y del peso propio, es la unidad siempre. Rizando el rizo podría decirse que, como lo del carácter favorable o desfavorable se predica del mismo tipo de acción (a no confundir con "una" acción, que no está definido lo que sea eso) si lo es con carácter global, se tomaría cero sólo si globalmente es favorable, algo imposible, luego es uno. En EHE, intentado decir lo mismo, dice uno para las permanentes y cero para las variables desfavorables. Nótese que en el párrafo siguiente, el 3, se ofrece la variante de la (4.4), etiquetada como (4.5), en la que se dan sólo los valores característicos, habiendo sustituido el coeficiente de seguridad por su valor, y aparece el peso propio; luego es uno. Supongo que lo razonable sería suponer que es una errata.

DB SE
Eurocódigos

Nº 20812 02/04/2009

¿Que relación existe entre el CTE y los eurocódigos estructurales? ¿Si calculamos una estructura en base a los eurocódigos estamos cumpliendo con el CTE.? ¿Son documentos reconocidos por el CTE?

Se supone que el CTE conoce e intenta suministrar información armonizada o coherente con la de los eurocódigos. Los eurocódigos no son reglamentos, sino escritos de referencia. Siempre se podría, de acuerdo con la parte I del CTE, usar los eurocódigos, pero bajo la responsabilidad del proyectista, debiendo éste ocuparse de que se alcancen los mismos niveles de seguridad en todo que con el CTE. En principio, la organización de materias y contenidos en eurocódigos y CTE no es la misma. Por ejemplo hay preceptos en CTE sobre materiales o control que no tienen los eurocódigos. Se supone que los que usan eurocódigos, complementan con normas de otro tipo que persiguen esos objetivos. En sentido estricto los eurocódigos no existen en tanto en cuanto son documentos abiertos, en constante ampliación, modificación y actualización. Como tales, no son, por ahora documentos reconocidos, y sólo lo serían de la versión en particular que se citara, y sólo a los efectos parciales que se citara en el decreto de reconocimiento.

DB SE ACERO (SE-A)

DB SE-A

Nº 18965 18/05/2007

Curvas
pandeo de

Al comienzo del DB de Acero, se explica a que corresponde cada una de las curvas de pandeo, sin embargo, a la hora de resolver ejercicios, y ya sea un plano u otro, no creo que sea tan simple como ver el número de perfiles que tengo en un sentido o en otro para ver en que curva de pandeo entro. ¿que consideraciones hay que tener como fundamentales, a la hora de coger una curva u otra?

Sobre las "curvas de pandeo". Cada perfil o agrupación de perfiles con la que se soluciona la sección de un soporte, tiene una diferente sensibilidad a pandeo. Para simplificar el conjunto se ha segmentado en cinco "curvas" o sensibilidades. En la tabla 6.2 aparece la de unos cuantos casos, aunque el que se denomina "agrupación de perfiles laminados soldados" cubre un gran número de posibilidades. Se supone que la "curva" aplicable a cada caso procede de experimentación, aunque parece que se han cambiado desde la propuesta inicial (eurocódigo de 1987), sin base experimental, y la de ese grupo citado se decidió a bulto a última hora (no viene en el eurocódigo). No tiene que ver con el número de perfiles. En general es la "c" y sólo en h se pasa a "b" cuando pandea en la dirección fuerte (que no es casi nunca). De algunos, como los angulares, ni siquiera aparece la curva cuando pandea en la dirección de menor inercia. O no he entendido la pregunta.

En DB SE Acero, y mas concretamente en el apartado 6.3.3.3. (uno de ellos), al hacer la comprobación de pandeo lateral (ya sea estando coartado el giro en los apoyos o no), habla de calcular el momento crítico. En el primero de los casos, lo podemos realizar como lo hemos hecho siempre (o por lo menos con la formulación de la anterior NBE AE 95), pero una vez obtenido ese momento... ¿se ha de proceder también igual que antes?, es decir ¿tenemos que calcular la tensión crítica para comparar con la tensión de plastificación y ver si estamos en régimen plástico o elástico, y a partir de aquí calcular el momento crítico real para compararlo con el solicitado?.

Esta misma duda, me surge en la comprobación a realizar en el caso 2, es decir, cuando está coartado el giro en al apoyo. De este modo, y tal como está explicado, entiendo que ese momento obtenido (a partir de las componentes que expresan la torsión uniforme y la no uniforme de la barra, que por cierto, no me queda muy claro cual es...) es el que hay que comparar con el momento de cálculo sin más...(bueno lo de sin mas es un decir, porque un ratito haciendo números se lleva uno...).

Por otro lado, me gustaría si me podéis indicar alguna tabla que calcule el momento crítico a partir del perfil y de la luz...se que el Ensidesa arroja ese valor (además de indicar la rigidez a torsión)...pero lo cierto es que estoy un poco oxidado, y no recuerdo muy bien cómo se obtenía.

Ignoro si esta consulta procede del mismo que consultó sobre pandeo lateral hace días. En cualquier caso, en edificios, no existe el caso en que pueda darse ese problema, no al menos para solucionarlo con la fórmula del CTE, que se refiere al caso en que la viga es exenta, o sea, puente grúa. Si fuera de una viga de edificio, aún en el caso más simple, de viga continua con parte extrema del cordón inferior comprimido, sin estar arriostrada en ese sitio, pero sí en el cordón superior, ya que hay forjado, en la expresión, en vez de la torsión de la viga aparecería la flexión del forjado. El apartado 6.3.3.2 es malo, pero el 6.3.3.3 es pura basura, completamente indigerible. Por ejemplo el párrafo 1 no se sabe qué quiere decir, y tampoco qué dice. El 2 se refiere a un problema que no describe; parece que los extremos están impedidos a torsión (qué diantres pinta la torsión en esto), y pandea toda ella, cuando parte tendría momento positivo, y no se puede saber qué es eso de "la carga que actúa en el eje de la barra". El apartado 5.4.1.b citado en 6.3.3.2-3 no existe. Más adelante hay un "codiciones" y una "constante" referida a torsión uniforme que no se define (no es una constante). El eje z no pinta nada aquí, ya que no se dice cómo está dispuesta la viga, en w dice "fuerte inercia" que no es castellano, en IFZ sobra un trozo de frase, y

Carece de sentido ya que no se dice cómo está la viga, y sigue sin aparecer el forjado, el pandeo lateral no se produce entre apoyos laterales sino en la zona de cordón inferior comprimido, la cita a secciones esbeltas es al apartado 5.2.3 que no se refiere a eso, el artículo 6.3.3.3 es para vigas de puente grúa. Y ni siquiera sé si está bien para ese caso. El artículo acaba con un tabla que dice C1 C2 Y C3 citando un k_f para un k_w que no tienen referencia en el texto, y la tabla sólo contiene el c_1 . Supongo que lo razonable es que la consulta se reformule en términos de un problema definido, para ver si podemos ayudar a cómo se soluciona con el CTE.

DB SE-A
Torsión

Nº 18952 16/05/2007

La primera de las dudas está relacionada con la constante de torsión uniforme que aparece reflejada en 6.3.3.3. ¿Como se obtiene dicho valor? La segunda, esta relacionada con el siguiente apartado (que curiosamente también es la 6.3.3.3), y es referente al coeficiente "a". ¿es el ancho, que no el espesor, del rigidizador que se introduce entre las alas y el alma?

En relación con la primera duda, supongo que es de SE-A, y se refiere al primer 6.3.3.3, porque, por errata, hay dos. Esta parte está plagada de erratas y de fallos tipográficos.

El mayor desliz es que dice que no hace falta tener en cuenta pandeo lateral si se arriostra el ala comprimida cada poco. Y luego salta al caso en que no tenga nada. Los casos intermedios, cuando se dispone un forjado en la parte superior, no necesariamente la parte comprimida, que son lo más usual, no vienen. Por el contenido, lo que viene es el caso de puente grúa, no de viga de edificio, ya que el problema no depende de la rigidez o resistencia del elemento de forjado, sino de la torsión de la viga. O sea cuando la viga está exenta en el aire, y no hay edificio. No hubo manera de que lo intentaran ni precisar. Es pura basura. (Cuando dice "soporte comprimido" es posible que quiera decir "cordón comprimido"). Pero la duda planteada es: ¿qué es it?. No es la "constante de torsión uniforme", sino el "momento de inercia a torsión" de la sección de la viga, conocida como "torsión uniforme", (tensiones tangenciales idénticas de unas secciones a otras para momento torsor uniforme), para distinguirla de la torsión por bimomento o torsión con alabeo impedido, (en cuyo caso las tensiones varían de unas secciones a otras en función de la distancia, variable, a la sección origen de alabeo). El valor suele venir en las tablas de perfiles. Pero insisto, no hay manera de aplicar nada de ese artículo a vigas de edificios.

DB SE-A
Flecha viga
continua

Nº 18960 17/05/2007

Para calcular la flecha de una viga continua (dos vanos cargados puntualmente en el centro), entiendo que es perfectamente válido seguir empleando la ecuación de la elástica, aunque para simplificar el tema, se puede acudir a calcular como vano biapoyado y aplicar el coeficiente que experimentalmente daba la antigua MV-103....pero, si tengo momento y cortante, ¿como meto ese parámetro en la fórmula? ¿Cómo procedo a calcular la flecha de una viga como la descrita?

El cálculo de la flecha de piezas de acero, no se regula en CTE, salvo para decir que se obtiene, como es obvio, en régimen elástico. Las expresiones de la flecha para distintos casos de carga, y de constitución de tramos sucesivos, vienen en los libros de resistencia

De materiales.

Lo que indica el consultante, de tramo biapoyado y corrección "experimental", no lo entiendo. Los coeficientes de la tabla 3.4.4.1 de EA-95 no son experimentales. Son los coeficientes que permiten pasar de unas fórmulas a otras. Con carga uniforme y cualquier momento en los extremos, una expresión muy simple es (m-

$m'/4)/10ei$ siendo m el máximo momento positivo, y m' la semisuma de los negativos de ambos extremos. Si se trata de una carga puntual la expresión es $(m - m'/2)/12ei$. Y habría otra para ménsulas, o para carga mixta, etc. El cortante no influye en la flecha, no al menos en vigas de alma llena.

DB SE-A

Resistencia
de secciones
a flexión

Nº 18953 16/05/2007

En la comprobación de la resistencia de las secciones a flexión (apartado 6.2.6.), dependiendo del tipo de sección (1 o 2 de un lado, y tipo 3 de otro), el límite elástico es empleado en las dos formulas....¿No debería emplearse en las secciones 1 y 2, en vez de la tensión de límite elástico con el coeficiente de 1.05, en su lugar la tensión de rotura con el límite de seguridad 1,25¿ es por aquello de entender que si tenemos en cuenta la plastificación del material, esta debería ser la que aguantara como máxima tensión el material, afectada obviamente por el correspondiente coeficiente parcial de seguridad, en este caso de 1,25.

Por otro lado, entiendo que aplicando la misma formula en ambos casos, y siendo el modulo plástico del orden de un 12% a 15% mas alto que el elástico, los resultados son mas coherentes, pues si fuera como yo digo, el margen de seguridad seria bastante mas alto, tanto como considerar una tensión bastante mayor en régimen plástico, lo cual a priori tampoco es que sea descabellado. ¿que sería lo correcto?

La segunda cuestión es sobre la resistencia de cálculo. Por definición, (4.5-1) eso es la tensión de límite elástico, f_y , dividida por el coeficiente de seguridad del material, que es 1,05. Y en cualquier instante quitan lo de 1,05 y o dejan en 1,00. En acero s275 sería $275/1,05 = 262$ como otra condición, por ejemplo, en 6.2.3, cuando hay agujeros, se usa un criterio adicional, que es usar la sección neta (que no la bruta) adoptando como valor de resistencia de cálculo la tensión de rotura (en acero s275 el valor 410), pero con un coeficiente de 1,25, o sea 328 que es más que antes, pero que siempre se afecta (no dice porqué) de 0,9 quedando 295 (que sigue siendo más).

Decir en 4.5 "en las comprobaciones de resistencia última del material" es confuso. No se refiere a estados límite últimos, sino a que cuando haya diferencias importantes entre la sección bruta y la neta, se usa dos criterios en tracción y cortante, la "plástica" de la bruta y la "última" de la neta. Si no hay agujeros, no se usa nunca lo de la última y siempre, siempre, la resistencia de cálculo es $275/1,05$. Eso es independiente de si se usa (porque se puede) el módulo plástico, o (porque la sección tiene paredes delgadas) debe usarse el elástico.

DB SE-A

Protección
contra
incendios

Nº 19316.17/09/2007

En una rehabilitación de un edificio de muros de carga de piedra, patrimonio exige que la estructura del edificio sea de madera o, en su defecto, mixta (acero en vigas + madera). El arquitecto considera más conveniente que las vigas sean de acero, ya que las escuadrías son menores, lo que le permite satisfacer mejor las necesidades del edificio.

Entiendo que el DB si admite (además de que las vigas de acero queden protegidas por elementos que las aislen del fuego) que las vigas metálicas queden vistas. Pero, ¿alguien tiene idea de qué procedimiento (pinturas...) sería razonablemente viable para que la estructura metálica quedase vista en este tipo de proyecto?

Las piezas metálicas nunca pueden quedar vistas del todo, salvo si no se les exige resistencia a incendio. Como poco, una pintura. Intumescente. El perfil tiene protección: la pintura. Según el grueso de aplicación y el factor de forma (se conoce con el galicismo de "masividad") de la parte vista del perfil, sale una rf u otra; la información, en el catálogo del fabricante. Con muchas de ellas, el aspecto suele ser poco limpio, muy blandorro, como cuando forras con "eskay", pero a distancia no se nota mucho.

DB SE-A

Documentación
de proyecto

Nº 19339 21/09/2007

En el DAV SE-A, en el apartado 7.1.1 de ejecución y control dice que "a partir de la documentación de proyecto, previo a la ejecución de obra, se deben confeccionar planos de taller, que incluyan la totalidad de los detalles necesarios...". ¿Quién es el agente encargado de diseñar esos planos de taller según el CTE? El arquitecto redactor, el director de obra, el director de ejecución, el técnico de la contrata...

Tradicionalmente, y expresamente en MV-103 (4.1 y 5.1), esos planos, con códigos que son del gremio de los de taller, los confecciona el taller adjudicatario de la unidad de obra, que responde de la ejecución, soldadura, cualificación de soldadores, piezas complementarias, de izado, etc. Esos planos deben entregarse a la d.f, quien, tras comprobar que los aspectos generales de respecto a secciones y geometría de proyecto, son correctos, da el visto bueno para su ejecución. El texto del DAV en 7.1.1 dice que son "planos de taller" luego los hace el taller.

DB SE-A

Valor de la
compresión

Nº 19340 21/09/2007

La tabla 4.1 del DAV SE-A, la capacidad a compresión centrada de soportes usuales y en (1) dice, refiriéndose a esos valores de capacidad, que proceden de acciones en valor característico, sin afectar de coeficiente de seguridad. Pero también dice que esos valores incluyen el 1,05 del material y el 1,4 de las acciones en situación ordinaria. Probablemente hay algo que no entendemos, pero no es una contradicción que diga primero que esos valores proceden de acciones en valor característico y después de acciones mayoradas por 1,4 en situación ordinaria.

En la tabla 4.1 del DAV-A, el lector entra con el valor de la compresión, procedente de valores característicos, sin multiplicarlos por coeficiente de seguridad alguno. Y sale con una sección. La nota indica que lo que obtiene es una sección que soporta con la seguridad correspondiente a situaciones ordinarias, esa compresión. Es decir, que incluye una seguridad de 1,05 x 1,4. (lo dice porque en caso de sismo o incendio, o incluso viento, la seguridad es otra). Dice que los valores de entrada

son sin mayorar, y que los de salida cubren un 1,4 de seguridad de esas acciones. Puede que la manera de decirlo no sea muy clara, y el asunto es espinoso. Puesto que es un documento nuestro, no tanto resolvemos la duda, cuanto pedimos disculpas.

DB SE-A
Anejo D

Nº 20001 29/04/2008

El Anejo D de resistencia al fuego de los elementos de acero del DB-SI, en el apartado d.2 método simplificado de cálculo, subapartado d.2.1 de vigas y tirantes sólo determina como dimensionar su protección frente al fuego, pero no su cálculo en situación de fuego si no quisiera protegerla; en el d.2.1 sí determina como calcular soportes en caso de incendio; y aunque en d.2.3 dice que ¿para comprobar vigas o soportes, en función de λ , en todo este anejo no aparece como calcular las vigas en caso de incendio. ¿Dónde puedo encontrar un método similar al que da para los soportes?

El apartado d.2.1 se aplica a vigas y tirantes, y además a soportes (en el caso de que el sector no abarque más de una planta y la longitud de pandeo haya sido al menos el 0,7 de la altura entre plantas, como dice d.2.2.1-2). Representa el resultado del cálculo completo a incendio, y ofrece, en función del factor de forma (o espesor medio), que tiene en cuenta las caras expuestas, y de si la sección es estricta o cuánto de sobredimensionada, cuánto resiste (en minutos de ensayo). el resultado es siempre muy pequeño (apenas 30 minutos en los casos de perfiles de paredes gruesas) con perfiles desnudos; son los casos señalados con la nota (1). la tabla ofrece además el valor si el perfil de reviste con algo, en función del espesor y conductividad del revestimiento. Son los demás valores. en la práctica, si no se reviste un perfil de acero, no aguanta. el d.2.3 da el método general (obtener la temperatura, reducir las características del acero, y comprobar la sección o pieza), para vigas y soportes. el d.2.2 parece que se destina a soportes, pero hay que saber la temperatura, usando d.2.3. para vigas se debe usar d.2.3 y con la temperatura, se determina en la tabla d.2 el límite elástico, y con ese valor corregido se comprueba la capacidad resistente. pero sale lo de la tabla d.1 en apta puede encontrar un proceso más parsimonioso, aunque algunos detalles, sacados de una norma europea, no respetan CTE.

DB SE-A
Tabla 6.14

Nº 20522 01/12/2008

Tabla 6.14 coeficientes de momento equivalente. Parece claro que dada una pieza con momentos en los extremos, se está empleando la fórmula de Austin, donde $Meq = c m_j$ $M(\text{mayor}) = (0.6 + 0.4M/M)$ m siendo: m : momento mínimo en un extremo y M : momento máximo en el otro lado. Con el signo que toque "+" o "-", según el sentido de la flexión. Ahora bien, cuando existen momentos en los extremos, y cargas laterales, los dibujos expuestos, así como la fórmulas grafiadas, me resultan

incomprensibles, cuando no, realmente "engañosas", me pregunto si alguien puede aclararme, el sentido o la forma de aplicar lo expuesto en esta zona de la tabla

Supongo que se refiere a SE-A

No conocía que se denominaba de Austin. Yo la conocía como el criterio del tercio central. Pero eso no afecta a la contestación

La tabla 6.14 es incomprensible. No es un tabla sino una extraña mezcla de frases, fórmulas y dibujos. Como no hay literatura que presente y explique las fórmulas, no se pueden aplicar. Las tres primeras líneas no se entiende a qué se refiere. Los casos no cubren el conjunto, ya que hay "un momento debido a cargas laterales coplanarias" y "momentos debidos a cargas laterales [¿no coplanarias?] y momentos de extremos". No puede saberse que es eso de "coplanarias" que exigiría haber definido dos planos. Y porqué el tercer caso no es coplanario.

Una versión de esa tabla fue aportada por el ponente inicial del SE-A, en la primera versión que salió a información pública, pero se dio de baja y dejó el asunto colgado. Una errata algo obvia, y muy aparente, que afectaba a que las figuras no concordaban con las fórmulas, se arregló de oficio, pero es posible que tenga más. Para el ponente, esta tabla, copiada de algún documento, puede que tuviera sentido como apuntes personales, pero el que la pasó a limpio no sabía lo que estaba copiando y se nota. Los ponentes finales de la versión del BOE no revisaron esta parte, que se quedó como estaba. Mezclado con la 6.13, la 6.12 (con la frase que la precede, incompatible con la parte de pandeo traslacional, tal como se ha aprobado), y las fórmulas previas, lleva a un punto sin salida.

Lo recomendable es olvidarse del apartado 6.3.4.2, y en cada caso, resolverlo con paciencia. En el DAV se ha tomado uno de los casos posible, en el apartado 4.2-4. Es el de sección constante, compresión (constante) y ley de momentos lineal (original, de primer orden). Se ha procedido a hacer el segundo orden, dando la expresión a la que se llega, para comprobar las secciones críticas, la ilustración de la figura 4.3 y la tabulación (tabla 4.2) para unos cuantos valores.

DB SE-A

Mallas
electrosoldadas

Nº 21125 09/07/2009

Al hablar de mallas electrosoldadas, considera como tipos posibles de acero en alambres b400t y b500t (cuadro 33.1.1) no obstante, cuando habla de armaduras básicas en celosía se remite a al art. 32.3 donde sólo aparece acero b500t en alambres. ¿A qué se debe que en mallas hable de b400t cuando no se considera al hablar de alambres en el art. 32? ¿Pudiera ser una errata de EHE, o que sólo en mallas puede utilizarse también b400t por simple apunte en la tabla 33.1.1?. Nota: en anterior EHE no aparecía nunca acero b400t para alambres.

En 32.3 da, como alambres corrugados o trefilado para fabricación de mallas o celosías de viguetas, (tabla 32.3) sólo el b500t. El 33.1.2 se refiere a todo,

armaduras longitudinales y zigzag, diciendo que las longitudinales se rigen por 32.2 y el zigzag por el 32.3; la tabla 33.1.2 se refiere sólo a las armaduras longitudinales de las viguetas, que, según 32.2, pueden ser de cualquier tipo. Las mallas pueden hacerse (33.1.1) con alambres o barras, pero los alambres sólo pueden ser de una clase; las barras de cualquiera.

DB SE ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (SE-AE)

DB SE-AE N° 18923 03/05/2007
Ámbito de
aplicación

En el DB SE-AE, tabla 3.1, para locales comerciales se indica una sobrecarga de uso de 5kn/m2. En la monografía del CSCAE, página 15, se lee: "oficinas de acceso independiente y locales comerciales 3kn/m2" ¿cómo se interpreta esto?

Pues en efecto, tras leer el CTE original, parece una errata. Para respetar la literalidad del CTE, tabla 3.1, debería decir "en las zonas de oficinas con acceso independiente, en general 3 kn/m2 y a efectos de comprobación de estructura de soporte 2,5 kn/m2"; en los locales comerciales los valores son 5 kn/m2 y 3,5 kn/m2 respectivamente". Puede que provenga de que la tabla 3.1 es una copia demasiado literal de la propuesta de eurocódigo, (que es bastante mala) y hasta el final estuvimos propugnando un cambio de formato (¿dónde están los colegios? De ahí que el DAV diga "oficinas de acceso independiente", que en rigor no vienen en CTE. Las oficinas parece que tienen todas 2 kn/m2, (menos que con la nbe), pero los locales de acceso directo al exterior podrían asimilarse a zonas de acceso al público. Con locales comerciales pasa lo contrario. En CTE sólo aparece un valor, de 5 kn/m2, sin especificar, bajo el epígrafe de "zonas" (el texto dice "zonas del mismo", sin aclarar a qué se refiere). En NBE había desde "tiendas", con 3 kn/m2, hasta galerías comerciales, con 4 kn/m2; en ese contexto, la literalidad del CTE es un cambio muy brusco, muy alejado del tono general, que es la reducción de lo que había. Así que la redacción del DAV podría representar una interpretación más acorde a la realidad de las "tiendas en bajos de edificios de viviendas". Se supone que el DAV es una propuesta que incorpora interpretaciones y matices, mejorando el CTE, que se ha tramitado como documento reconocido, al ministerio, para que tenga el tratamiento de documento alternativo usable y es el ministerio el que debería localizar esta divergencia, indagar, consultar y aceptarla o rechazarla motivadamente. Por ahora no ha contestado. Así que hay lo que hay. Mientras tanto yo me quedaría con los 3 kn/m2 en tiendas de bajos de edificios de vivienda, aunque a lo mejor, me apuntaba a alternarla, en la línea de lo que dice luego en el punto 7, considerando que es "zona de aglomeración" (que el CTE no define qué es). Además, cuando proyectas el edificio, reservas bajos sin que pueda saber lo que acabará existiendo; oficina o tienda. (¿qué es un locutorio? ¿un café no es una zona de acceso público con mesas y sillas?) Es al que implanta una actividad (como sucede a un gimnasio, que tiene un valor diferente), al que le corresponde

recalcular lo construido para ver si le entra, o para decidir lo que reforma (en gimnasio un solado más grueso o resistente). El valor del DAV es para el que proyecta el edificio de viviendas, sin poder saber el uso final en detalle de alguno de sus locales, y que tiene que decidir, por ejemplo, las zapatas.

DB SE-AE
Sobrecargas
en cubiertas

Nº 18790 22/03/2007

En el caso de cubiertas planas o terrazas a las que se accede desde una determinada vivienda (y por tanto no es transitable de uso público), ¿cual es el valor de la sobrecarga que hay que aplicar? (este valor, o al menos el que se entiende de 1 kN/m² no es lógico ya que debiera ser el mismo que el uso de la dependencia desde la que se accede a esta terraza, como si de un balcón se tratara)

En efecto. Es imposible decirlo todo bien. Lo de cubiertas transitables accesibles privadamente parece referirse a cubierta no usable, pero de una casa privada, o sea accesibles sólo para conservación. Lo de balcones volados es una condición para la carga de borde, pero se indica que la uniforme es la correspondiente al uso del que se accede. Luego en viviendas es 2 kN/m². Lo de la cubierta transitable de uso público es que se usa; no que es público, sino abierta al uso (no restringida a conservación). Si se accede desde una vivienda, tal como la que hay en un ático retranqueado es como un balcón, o sea 2 kN/m². Entiendo que sólo si se trata de una cubierta a la que se puede llegar desde una vivienda, pero subiendo por una escalera con el único fin de que se acceda a la cubierta, pero sin usarla, sería 1 kN/m². O sea dos maneras poco claras de decir las cosas. Se empeñaron en que había que copiar el eurocódigo, y eso es lo que ha pasado (sólo decidir si era balcón, vuelo, mirador, terraza, y si era por ser exterior, porque llovía, o porque volaba, llevó un trabajo considerable, porque del eurocódigo, en inglés, no hay manera de saber lo que quería decir). El criterio más razonable es que aquello que sea asimilable en uso a uno dado, por ejemplo, vivienda, se calcule como si lo fuera, porque vaya usted a saber

DB SE-AE
Barandillas.
Errata. DAV

Nº 18822 09/04/2007

Se me plantea la siguiente duda en relación con el Código Técnico. En el cuadernillo de aplicación a edificios de uso residencial vivienda DAV de seguridad estructural. Acciones en la edificación, que repartió el colegio procedente del consejo superior se dice en la pagina 15 en el apartado de sobrecargas locales que a efectos de la comprobación de barandillas, petos, antepechos o quitamiedos de terrazas, si dichos elementos delimitan áreas accesibles para vehículos, deben soportar una fuerza de 10 kN repartida en 1 metro aplicada a la altura de 1,2 m. En el capítulo 3.2 del documento básico se-ae acciones en la edificación se dice que esta fuerza no debe ser inferior a 100 kN. Mi duda es si lo han cambiado o se trata de una errata del cuadernillo del Consejo.

No; es más bien que se ha interpretado como errata del CTE. Una fuerza, ordinaria, de 100 kN, es algo así como diez veces el peso de un coche, o lo que es lo mismo la fuerza procedente de una aceleración horizontal diez veces la de la gravedad. Parece poco probable. Como resulta que en 4.3.2 la fuerza de impacto extraordinaria, que se cuenta con seguridad estricta, es de 50 kN o 25 kN, y en una anchura de 1,5 m, todo apunta a que lo primero puede ser una errata. Así ha sido tramitada cuando se nos han pedido erratas detectadas. Solemos contarlo expresamente, incluso con chistes para que se recuerde mejor, en los cursos que se imparten. Cabe en lo posible que aparezca como errata en la corrección pendiente de publicar en el BOE.

Se ha modificado a 50 kN repartida en 1 m.

DB SE-AE

Sobrecarga
en escaleras
comunes

Nº 18789 22/03/2007

En el caso de edificios de uso residencial, en los que existen trasteros en el bajo-cubierta, el valor de la sobrecarga a considerar en las zonas de acceso y evacuación del edificio (vamos, en las escaleras), dice el apartado 3.1.1 que hay que considerar 1 kN/m² mas que el correspondiente a la zona servida, es decir 3+1= 4 kN/m² para las escaleras.

Entiendo que lo del uso de la zona servida no incluye como uso a traseros, que, para por ejemplo incendio, es un espacio con ocupación nula, o sea, sin categoría de uso (hospitalario, administrativo, etc). La escalera de esa planta vale como la de la planta inferior. Trasteros no está en el eurocódigo, y se añadió, por lo que se ve con poca fortuna. Que en trasteros se acumule carga, no quiere decir que por esa escalera transite más gente que la de las viviendas de las plantas inferiores.

DB SE-AE

Sobrecarga
para
camiones de
bomberos

Nº 19248.30/07/2007

En el caso en que sea de aplicación SI, HE y SU, y no lo sea de HS y se ha de calcular en los viales de aproximación para los camiones de bomberos con una sobrecarga de 20 kN/m². No obstante, quién marca las acciones, es decir la NBE AE-88 (al no ser todavía de aplicación el CTE SE), indica 10 kN/m². Al tratarse en definitiva de un camión. ¿Puedo calcular la sobrecarga con 10 kN/m²?

Si no se debe aplicar, o no se quiere aplicar SE (AE), lo del camión de bomberos debe tomarse de la norma local (en la NBE no encuentro nada). Pero en general estas normas no son explícitas; puede que den un valor de carga, pero eso está vacío de contenido si no sea el área de aplicación, la simultaneidad con otras acciones, y, sobre todo, el grado de seguridad. Como esas dos últimas cosas no competen al ordenamiento local, hay que derrochar imaginación. Yo recomendaría usar ya a estas alturas lo de se, que tiene todos los detalles pertinentes.

DB SE-AE
Sobrecarga
concentradas

Nº 19097.25/06/2007

Las comprobaciones locales de capacidad portante comentadas en el apartado 3.1.1.2 y valoradas en la tabla 3.1 del SE-AE. ¿En qué casos se deben comprobar por defecto? ¿En todas las estructuras? ¿Sólo en aparcamientos? etc... No ha quedado muy claro.

La comprobación local de 3.1.1-2, relativa al valor de la sobrecarga concentrada de la tabla 3.1, se refiere al efecto de perforación, (punzonamiento) por ejemplo de la pata de una góndola de exposición de productos en un supermercado.

En general se aplica, como comprobación independiente de la de la estructura, (que se ha calculado con la sobrecarga uniforme), disponiendo esa pata en cualquier punto de la planta, para comprobar que no se hunde, pero sobre el solado. Si el piso se construye con solución de hormigón, rematado en una losa superior (capa de compresión) de al menos 0,04 m, huelga la comprobación, ya que con cualquiera de los valores de la tabla 3.1, sobra, y si hay solado más. Tiene sentido con pisos de vidrio o ligeros de madera, o solados sobre aislamiento, ya que puede hundir el solado sin llegar a afectar al forjado.

La excepción es en garajes, donde esa sobrecarga (en realidad dos, de 10 kn cada una, separadas entre sí 1,8 m, como si fuera un eje de ferrocarril con sus dos ruedas), dispuesta en cualquier punto, debe considerarse simultánea con la sobrecarga uniforme, para la comprobación de la estructura. Como eso puede ser complejo de manejar, la nota a pie de tabla ofrece una alternativa con sólo carga uniforme, diferente según sea la solución estructural. Pero, en cualquier caso, esa sobrecarga concentrada debe ponerse en una zona de 200x200 mm para ver si punzona la capa de compresión. Y de nuevo si hay una capa de hormigón de 0,05 m de grueso, (y más si hay encima solado) sale siempre bien.

DB SE-AE
Sobrecarga
uso docente

Nº 20846 14/04/2009

En el caso de uso docente la sobrecarga de uso en aulas se tomaría de la tabla 3.1 apartado c, zonas con mesas y sillas aplicando el valor c1 de 3 kn/m2. ¿Qué sobrecarga de uso se debe utilizar en los pasillos? ¿Se tomaría el valor c3 aunque no diga expresamente zonas de circulación o el mismo c1?

Es una demanda que hicimos en su momento y no fue atendida. El cuadro de valores de sobrecargas es ininteligible. No viene colegios. Viene por "zonas". El valor para aulas claramente es 3 kn/m2. En los pasillos no viene, ya que el valor 5 kn/m2 parece aplicarse a otra cosa, y en cualquier caso, aplicar la sobrecarga por zonas es un desatino. En viviendas y hoteles el incremento de 1 kn/m2 se predica de escaleras, mesetas y portales, no de pasillos. Entiendo que el valor razonable es 3 kn/m2, sin perjuicio de tomar, justo en la escalera, que estructuralmente, está bien delimitada, 4 kn/m2. Debe no obstante entenderse que si se toma en escalera una sobrecarga mayor, es alternativa a la de las zonas generales, y no simultánea.

DB SE-AE N° 18010 25/07/2006

Acción de viento

En el art. 3.3.4 punto 2 parece que se refiere a azoteas, ya sean visitables o no, pero según está redactado incluiría la cubierta plana de una nave industrial o de un centro comercial, lo que no procede. ¿Podrías aclarar o ampliar este punto?

La consulta, referida al punto 3.3.4 -2 se refiere a acción de viento, de succión, en cubiertas planas, y dice que, en edificios con cubierta plana, la acción de viento, que es de succión, generalmente, opera del lado de la seguridad y se puede despreciar. Quiere decir que, al tratarse de succión, el valor, teniendo en cuenta las tablas anteriores, oscilaría, en los casos más extremos desde $0,5 \times 1,2 \times 0,3 = 0,2$ kn/m² a $0,5 \times 3,5 \times 0,7 = 1,2$ kn/m². Cuando generalmente (subrayo el término), el forjado de la cubierta plana, pesará siempre más de 2 kn/m², (en general la carga total será del orden de 6 kn/m²), y por tanto el caso de carga con viento simplemente dará menos carga total y sus efectos quedarán cubiertos por el caso de carga sin viento. Claro está que si se trata de una cubierta ligera, de chapa o así, no se llega a esa conclusión, pero no sería plana (que significa horizontal). El texto supone que cubierta plana es sinónimo de cubierta pesada. De ahí el término "generalmente".

DB SE-AE

Acción de
viento

Nº 21121 08/07/2009

En el "Anejo D. Acción del viento", apartado "D.3 coeficientes de presión exterior" se desarrolla los diferentes coeficientes de adjunto fichero con el texto de la consulta para una aclaración en los "coeficientes de presión".

El anejo se ha copiado, mal y con prisas, de algunos documentos europeos, y no dio tiempo a revisarlo. Tiene multitud de erratas. Y las últimas páginas, más. Aunque son dos tablas, cada una con sus propias notas, éstas se repiten, lo que indica que podrían ser comunes. Ambas citan "coeficientes de presión" cuando una rotula "de presión" y otra "de presión exterior". Tache "exterior". Note que en la primera dice, al final "punto de máximo bloqueo", que no está definido. Hay que ir a la segunda, donde, en la misma frase, pone "punto de máxima obstrucción", (que parece estar definido, pero nunca dice cómo se decide), y no siga leyendo, porque aparece "coeficientes de sustentación" que no hay manera de saber qué es; hay que volver a la primera donde dice "coeficientes de presión exterior", que tampoco vale, porque la aclaración es sólo al concepto de "presión" a secas. Además las tablas no dicen para qué gamas de la dirección del viento, que dibuja en la figura (para 360º no puede ser) son. Ni a qué se refiere con "efecto del viento hacia abajo" o cuándo se consideraría así. Y, como en las anteriores, al ser la envolvente de coeficientes para muchas direcciones de viento (3.3.5-2), no son simultáneos, por lo que no sirve realmente para el cálculo de la estructura, (como no fuera muy del lado de la seguridad), pero sí de sus elementos locales, como anclajes (3.3.4-3). Y habrá más erratas. Todo apunta a que el anejo es una trampa de la que no se puede salir. Nuestra opinión es que más vale seguir usando los valores de mv-101 (NBE-AE-88)

DB SE-AE

Acción de
viento

Nº 20973 20/05/2009

En el anejo D.3 coeficientes de presión exterior, en el punto 2 indica : "los valores nulos se ofrecen para poder interpolar". Nuestra duda es la siguiente: ¿cómo interpolamos, por ejemplo en la tabla D.5 cubiertas a un agua, cuando para a mayor o igual que 10, en la zona f los valores son -1,7 y + 0,0, si tenemos, pongamos por caso un a=500?.

En la tabla D.5, si a es 500 m², se mira en el caso >10, y para <1 en la de 1. Para valores de a entre 1 y 10 m² se interpola linealmente entre ambos el valor de +0,00 se ofrece en este caso porque hay dos posibilidades, que haya succión (valores negativos) o que no la haya, y según el texto "deben considerarse las dos". Parecería que siempre es peor que la haya, pero puede que sin succión sea peor (para los soportes). No obstante las tablas de ese anejo son muy poco fiables, y casi inútiles en la práctica, porque sólo se pueden usar en edificios completamente exentos, (sin ninguno otro cerca, y posiblemente ni árboles), de exactamente esa geometría, sin chimeneas, ni torreones, ni banderolas, ni aleros,

ni enseñas, ni carteles, ni nada de nada. Son casos puros, canónicos, insuperponibles a nada real, y, dado que en esos casos los coeficientes variarían de manera impredecible, no hay manera de extrapolarlos. Proceden de un encargo de investigación de la comisión de eurocódigos para ver si podían encontrarse valores universales, y la beca se agotó cuando habían llegado a esta primera fase, de valores de casos, sin que pudieran obtenerlas conclusiones que permitieran explicar el fenómeno y formularlo de manera abstracta. Así que no sirven de mucho. Además la búsqueda de valores está planteada de manera incoherente con el CTE. Dan, en cada punto, los resultados pésimos (en presión y succión), de considerar el viento en todas las direcciones posibles, y por tanto no son simultáneos en los distintos puntos de la envolvente. Sirven pues sólo para el cálculo de tornillos, o anclajes puntuales. Pero no para paneles, correas, y menos aún vigas o cerchas, de las que lo que se necesitaría es lo pésimo en toda ella al tiempo. El asunto es complejo, porque dependería de cómo se organiza la estructura interior, y hay miles de posibilidades. Cuando se dieron cuenta de eso, sólo podían hacer lo que hicieron, pero el problema está por resolver. En cualquier caso, en estas tablas los valores proceden de explorar vientos en todas direcciones, y el texto dice que es suficiente analizar en dos, y tampoco para ese propósito sirven esas tablas. Hay lo que hay.

DB SE-AE

Acción de
viento

Nº 20794 26/03/2009

Según el punto 3.3.2 acción del viento, el coeficiente de rozamiento tiene valor igual a 0,01 si la superficie es muy lisa, por ejemplo de acero o aluminio, 0,02 si es rugosa como en el caso de hormigón, y 0,04 si es muy rugosa, como en el caso de existencia de ondas, nervadura o pliegues. Un compañero nos pregunta cual sería el coeficiente en el caso de un edificio de ladrillo caravista. Se adjunta dibujo con nuestra interpretación.

Según 3.3.2 la acción de viento, al tratarse de la presión en la que se intercambia la velocidad del fluido, de acuerdo con las leyes de bernouilli, es, básicamente perpendicular a la superficie. Y con esa fuerza se calculan las estructuras que debes soportarla. No obstante, en casos muy peculiares cabe discutir que sea exactamente perpendicular, y además de esa fuerza, se debe añadir otra componente, paralela a la superficie, y de valor muy inferior (valores entre el 1% y el 4% de la otra). El interés de este segunda componente, de rozamiento, es casi sólo académico, porque no suele intervenir en los cálculos. Si el viento actúa sobre una pared de ladrillo, ocasiona presión, y ésta presión supone momentos, tracciones, con problemas de desestabilización, rotura, vuelco, etc. Pero la componente tangencial, se equilibra contra el suelo añadiendo una ligerísima sobrecompresión (en la banda del 1 por mil del peso), perfectamente despreciable, ya que es de un orden de magnitud inferior a la precisión con que se establece, por ejemplo, la resistencia del material. En caso de ladrillo cara vista podría adoptarse 0,02 (sin rehundidos) o 0,03 (con llaga remetida, pero no se me alcanza en qué contexto puede influir en algo tenerla en cuenta.

DB SE-AE N° 18024 04/08/2006

Carga de
nieve

Para calcular la carga de nieve en cubiertas de edificios situados en localidades de altitud inferior a 1000 m aparece una contradicción en el DB SE AE ¿se considera el valor indicado en el art. 3.5.1 ó el indicado en el art. 3.5.2?

En 3.5.1 lo que se dice es que, en localidades de menos de 1000 m de altitud es suficiente adoptar 1,0 kN/m². Suficiente es que cumple sobradamente. Lo que hay en 3.5.2 es un valor más matizado, que el anterior cubre del lado de la seguridad. O sea, si no quieres complicarte la vida, tomas 1,0 kN/m² y a correr. Pero nada impide adoptar el valor de 3.5.2. Lo que sucede es que como o se considera nieve o uso, y en cubierta plana el uso es 1,0 kN/m² o más, el matiz no tiene trascendencia. La única anomalía es león, que en 3.5.2 aparece con 1,2 kN/m², y con una altitud menor de 1000 m. Qué le vamos a hacer; en león se puede calcular con 1,0 kN/m² a pesar de que la tabla pone más. Pero, como se indica en el párrafo anterior, no hay repercusión estructural en ello.

DB SE-AE N° 18980. 24/05/2007

Acción
térmica

A efectos de acción térmica, al tener un edificio en "L", independientemente de su buen o mal comportamiento estructural, la dimensión que hemos de comparar con los 40 m. ¿Es la mayor longitud que podemos obtener de dicho edificio, o, se refiere a la dimensión de los brazos?

Lo de los 40 m se refiere a la dimensión ortogonal máxima. Por tanto si el ala mayor mide no supera 40 m no hay necesidad de cálculo ante acción térmica. No es la máxima distancia entre dos puntos, en diagonal. Un edificio de 40 x 40 m tiene, en diagonal, más de 64 m y cumple. Lo que cabe a 1/50 en un papel tamaño A1, cumple. (Me ha pasado en flecha de forjados reticulados. Alguno comparaba la distancia entre soportes con el canto del forjado. Según EHE no es la distancia entre soportes sino la distancia entre alineaciones de soportes).

DB SE-AE N° 19272.04/09/2007

Aplicación
proyecto de
nichos

¿Es de aplicación el DB se para la realización de un proyecto de ejecución de unos nichos?

Debe entenderse que el CTE se aplica a todo lo que se construye o proyecta, desde su entrada en vigor. Si se aplica el DB se, se aplica a nichos, aunque no sé a qué afectará. Supongo que al menos a la evaluación, tratamiento y combinación de acciones.

DB SE-AE

Nº 17878 10/07/2006

Errata.
Numeración
de tablas

Creo que hemos detectado una errata en el documento básico SE-AE, posiblemente causada por la forma de titular las tablas de los anejos. La errata en sí es la siguiente: en el punto 3.3.4 (coeficiente eólico de edificios de pisos) del DB SE-AE, pág. 8, se remite al anejo D.2 para la búsqueda del coeficiente eólico en diversas formas canónicas, y esta información se encuentra en el anejo d.3 (tablas desde la d.1 hasta la d.11, que expresan esas formas canónicas). Hemos constatado que, aparte de esta errata, la nomenclatura de las tablas que se incluyen en los anejos lleva a equívocos, puesto que se repiten títulos de tablas (existen dos tablas llamadas d.1 y otras dos llamadas d.2, en distintos subanejos D). Esto sería fácilmente solucionable, por ejemplo, cambiando la numeración de estas tablas de "tabla D.1" a "tabla D.1.1", si ésta se encuentra en el subanejo D.1, o a "tabla D.3.1" si se halla en el subanejo D.3.

Tiene razón la comunicante. El CTE está plagado de cosas como ésta, que espero se estén subsanando de oficio, pero no confi0 en ello. El apartado 3.3.4 se remite a un sediciente anexo d2 que no existe. El anejo es el d, y la información a que quiere remitirse está en el apartado d3 del anejo d. Dicho subapartado recomienza la numeración de tablas con d.1, cuando hay otra d1 en un apartado anterior. En efecto, bastaría con numerar las tablas del apartado d3 como d.3.1, d.3.2, etc, pero eso significa un cambio de criterio en el CTE. En los anejos todas las tablas del mismo anejo se numeran seguidas. Tengo un fichero con erratas, y voy anotando las que encuentro y las que detectan nuestros amables colegas.

DB SE-AE

Nº 21408 16/11/2009

Carga
concentrada

¿Como se aplica la carga concentrada en el caso de un cuadrado de 50 mm de lado? Es decir, ¿como se reparte en el forjado?. ¿hay algún criterio?

No se reparte como tal; se supone aplicada en ese recuadro centimétrico, en cualquier posición posible. La peor es posiblemente en el centro de una bovedilla. Y se analiza el forjado para ver si resiste las tensiones que se crean en el intento de sostenerla. El proceso no viene explicado en EHE. Pero en el da-EHE, apartado 5.4.7, figura 5.19, está el planteamiento, la formulación, y las conclusiones. Con capa de compresión de 5 cm y solado ordinario, el forjado la aguanta sin problemas, en la práctica totalidad de los usos. Es la del camión de bomberos, de valor mucho mayor, aunque repartida en 200 mm de lado, con la que hay que tomar algunas cautelas.

DB SE FÁBRICA (SE-F)

DB SE-F N° 18751 13/03/2007

Sobre la
vigencia de la
RL-88

¿Me podías confirmar si permanece vigente el pliego RL-88 ?

Me temo que no; lo que sucede es que CTE iba a introducir un anejo con ese pliego actualizado, y no han hecho nada. Se supone que las reglas del CTE, definiendo las propiedades y las normas una de ensayo que operan, sirven, pero, en efecto, hay lío al respecto. En cualquier caso, si no se ha derogado expresamente, y no aparece la misma información de otra manera, se debería suponer que sigue vigente, pero me temo que incluso cita normas de ensayo obsoletas. Y sucede que las casas de control, para no perder su acreditación, deben sufrir inspecciones que comprueban que sólo tienen las normas actualizadas, por lo que no podrán ocuparse de cumplir el RL-88. No obstante rebotaré la pregunta y precisaré la respuesta en cuanto pueda.

.... He indagado algo más lo del RL-88.

Aunque desde el punto de vista legal está vivo (en vigor) desde el punto de vista técnico está obsoleto (muerto), al menos en cuanto a que las normas una de ensayo, han cambiado. Y el RL-88 no se ha actualizado. Eso significa que en pura teoría, es obligatorio, pero a menos que se cite en el pliego de condiciones o la memoria o mediciones del proyecto, me temo que a nadie se le ocurrirá traerlo a colación, porque si lo intenta aplicar, se mete en líos que no tienen salida. Así que la regla es mirar para otro lado.

En alguna versión del se-f se intentó redactar un anexo que era el equivalente actualizado del RL, pero sólo podía valer para las fábricas resistentes. Como todas, aun las fachadas algo tienen que hacer en el sentido resistente, parecía que era la solución. Pues no, porque como sólo puede hablar de lo resistente, lo de higroscópico, heladizo, incluso de regularidad de dimensiones, no cabía allí. O sea, que se desestimó la idea, y no ha salido. Pero tampoco se ha derogado el RL.

Es posible, sólo posible, que, con lo que saquen del CTE en la segunda tacada, salgan erratas, y, dado que ya se han dado cuenta, la derogación de RL. Eso arregla algo, pero deja en el aire cómo se reciben los ladrillos, bloques, etc. Es difícil extraerlo de las reglas de CTE-F o CTE-HS, así que nuestros colegas de valencia se tienen que esmerar, o citando RL o escribiendo algo que lo sustituya

DB SE-F N° 19126.02/07/2007

Casos
generales de
exposición

La tabla 3.1 "casos generales de exposición" plantea el problema de que no acota las condiciones de "medio marino". Se habla de "proximidad al mar", pero sin definir dicha proximidad, como por ejemplo sí hace la EHE en su tabla 8.2.2 ("a menos de 5 Km."). Esta pregunta es de gran relevancia, ya que implica la catalogación de la clase de exposición como

IIB o como IIIA en los casos dudosos, y una IIIA conlleva, por ejemplo, el no poder usar cemento portland en la fábrica.

Puesto que el tipo de proceso al que se refiere es, básicamente, el de la corrosión de armaduras, los matices pueden sacarse de EHE. Por ejemplo sería elementos vistos que estén a menos de 5 Km. de la costa. Pero sólo es para fábricas armadas. Las tablas 3.1 y 3.3 están algo cojas. Según los datos de la 3.1 el ambiente IIIA se designa por el riesgo de corrosión de armaduras o sabulización de ladrillos, así que afecta al mortero sólo si la fábrica es armada, pero la tabla no ha preparado casillas para los cruces de información. Incluso la carbonatación del conglomerante se refiere a mortero de cemento en lo que significa la pérdida de protección de las armaduras. Merecería la pena una tabla para fábricas no armadas, y más aun para las sustentadas (que no se rigen por el capítulo 3).

DB SE-F

Tabla 3.3 y el
ladrillo hueco

Nº 19123.02/07/2007

Si bien las fábricas sustentadas están incluidas en el ámbito de aplicación del DB, parece que todo el documento se enfoque a las fábricas sustentantes. De hecho, en la tabla 3.3 no se menciona el ladrillo hueco, ¿cómo usar esta tabla para ese caso? No sería lógico, en principio, tomar las exigencias del ladrillo perforado, porque no estamos del lado de la seguridad, sino al contrario.

En efecto, la tabla 3.3 no tiene ladrillo hueco, y tampoco la cerámica aligerada (termoarcilla), pero la 4.1, y por tanto el DB, abarca todos los tipos posibles, desde lo macizo a lo más hueco. Se entiende que, siendo la 3.3 una tabla de restricciones, si no viene el ladrillo hueco es que no tiene restricciones. Lógicamente las tiene, pero no se ha establecido ninguna que deba respetarse. (la tabla 3.3 está pensada para fábricas sustentantes, cubriendo el que puedan estar armadas). Así que el CTE lo deja al sentido común. Lo que realmente no viene en el DB son las fábricas asentadas con pasta de yeso, aunque nunca dice que el mortero debe ser de cemento. Lo mismo; en ese caso se usa el sentido común, pero no quedan fuera del DB, ni están prohibidas. Los DB, vistos desde la parte i, son un conjunto de reglas suficientes, nunca necesarias. Lo que no viene, no tiene requisitos.

DB SE-F

DAV SE-F.
Denominación
de
cerramiento

Nº 19372.26/09/2007

En el DAV-F, en el apartado 3.3, se denomina cerramiento al elemento que se pretende calcular en todos los párrafos y tablas, cuando probablemente se esté refiriendo a la hoja principal del cerramiento. En algunos documentos básicos del CTE cerramiento es el conjunto de hojas y capas que componen la fachada (+ o -); en Galicia también se entiende así. Pero suponemos que en el DAV donde dice cerramiento se refiere sólo a la hoja principal.

El apartado 3.3 trata de muros de sótanos, y es la fábrica que lo compone el elemento que hay que calcular. Cuando hace referencia al cerramiento se refiere al

conjunto de hojas o elementos verticales que componen la fachada, pudiendo tener uno sólo o varios de éstos. La expresión, quizás poco afortunada, de "un cerramiento" se refiere en los casos de una sola hoja.

DB SE-F
Materiales

Nº 19362. 25/09/2007

¿De qué espesores se pueden realizar los muros de carga de ladrillo cerámico de una hoja y con que piezas?

No se entiende que haya duda al respecto. En DB-F-5.2.2 10 dice que debe tener como mínimo 115 mm. Y en 5.2.7 que debe ser al menos $h/27$ siendo h la altura de cálculo (altura entre puntos arriostrados; en general altura entre plantas). El DAV en 3.6.1 recoge en una misma línea, a propósito de t , lo mismo. Vale cualquier tipo de piezas, con tal que resistan.

En zonas sísmicas, el artículo 4.4.1 de NSCE-02, impone restricciones adicionales, de hasta $h/20$ y 14 cm para los muros exteriores

DB SE-F
Materiales

Nº 19717 05/02/2008

Como continuación a la consulta nº 19362 de 25/09/2007, el sentido de la pregunta era en relación a los diferentes espesores que se pueden encontrar de ladrillos perforados y macizos en el mercado. A partir de 115 mm, colocándolos a soga ¿solemos disponer de todos los espesores, o sólo algunos?

No podemos, desde aquí, decir qué dimensiones son capaces de ofertar los fabricantes. El cte sólo da el mínimo, de 11,5 cm y cualquier pieza de eso o más puede usarse como base de un muro. En ladrillos cerámicos suele haber una oferta limitada, en cada zona a un ancho y sus múltiplos, tales como 11,5 y 23, o 14 y 28. Pero en arcilla aligerada, por ejemplo, o bloque de hormigón, es frecuente que haya disponibilidad de una gama de anchos más amplia, tales como 12, 14, 17, 20, 24 30 o así.

DB SE-F
DAV SE-F

Nº 19358. 25/09/2007

En el apartado 3.8.2.2 del DAV SE-F aparece una carga F , que es la suma de todo lo que gravita dentro del arco de descarga, que no se sabe muy bien si es puntual, o continua, y porqué aparece en el dibujo a una distancia exacta de 0,3l del apoyo, etc.

La carga "F" es puntual, en kN, y es la resultante de todas las que hay dentro del arco. Está a $0,3 L$ porque esa es la posición (aproximada) del centro de gravedad de un segmento parabólico.

DB SE-F
DAV SE-F

Nº 19716 05/02/2008

En relación a la consulta nº 19358 de 25/09/2007, si "la carga F es puntual, en kN, y es la resultante de todas las que hay dentro del arco". ¿Por qué su posición no es centrada con el arco en el eje de simetría?

El símbolo F representa en el texto la carga total, pero en la figura se ha representado la de medio arco. Por eso, al estar a 0,3 lo (centro de gravedad del sector de arco), el momento es $F \cdot 0,15lo$. Pedimos disculpas por el desliz.

DB SE-F
Cambio de
cubierta

Nº 20817 02/04/2009

En un proyecto de cambio de cubierta con apoyos sobre muros de fábrica en un edificio antiguo, hay que aplicar la norma básica de sismo? ¿se podría justificar que mejoramos dicha cubierta a nivel estructural y térmico, que mantenemos o aligeramos cargas sobre estructura y cimientos existentes pero que no es viable económicamente intervenir en todo el edificio?

De acuerdo con el artículo 1.2.1, la norma sísmica es de aplicación a edificaciones de nueva planta. Y en los casos de reforma y rehabilitación sólo se tendrá en cuenta a fin de conseguir que los niveles de seguridad, y sólo de los elementos afectados, sean no inferiores a los que poseían. Por tanto sólo hay que comprobar que la cubierta, y a todo tirar los muros donde se sustenta, se encuentran, desde el punto de vista de la norma sísmica, en situación no peor que estaban antes de la intervención. Eso sí significa algún tipo de análisis y recálculo del conjunto, pero no implica que haya que reformar ni intervenir en el edificio, ni éste tendría que cumplir la norma sísmica. Solamente mejorar algo (no empeorar) respecto a como estaba.

DB SE-F
Juntas

Nº 20630 27/01/2009

La tabla 2.1 del DB SE-f establece la distancia entre juntas de movimiento de fábricas sustentadas. ¿cuál sería la distancia máxima en fábricas sustentantes? El DB SE-AE determina que no haya elementos continuos de más de 40 m de longitud en edificios con elementos de hormigón o acero y para otros materiales deriva al DB correspondiente

La tabla 2.1 del DB SE-F establece la distancia entre juntas de movimiento de fábricas sustentadas. ¿cuál sería la distancia máxima en fábricas sustentantes? El DB SE-AE determina que no haya elementos continuos de más de 40 m de longitud en edificios con elementos de hormigón o acero y para otros materiales deriva al DB correspondiente respuesta: la tabla de se-f es la de distancias entre sustentadas, o sea cerramientos, en los que está involucrado un sólo material. En el caso de sustentantes, pueden estar involucrados dos. SE-AE indica que si hay elementos de hormigón o acero (podría ser el caso de muros de carga de ladrillo con forjados de hormigón), la distancia es 40 m. La remisión a los DB es por si

estos deseaban salir al trapo, pero parece que ninguno se atrevió, y de todas formas, conjuntos de un sólo material sólo quedarían los de madera.

DB SE MADERA (SE-M)

DB SE-M

Nº 19093. 22/06/2007

Factores de
corrección de
la resistencia

Para el cálculo de la resistencia al fuego de un elemento de madera según SI-6 y anejo SI-E, en el apartado e.2.1.1.c. Del anejo e dice que $K_{mod}=1$. Y en el apartado 6.4. Del SI-6 dice que el coef. de seguridad se tomará 1. Pero en e.2.1.1.b del anejo dice que "la resistencia de cálculo y... se consideran constantes durante el incendio, conservando sus valores iniciales". Como hemos visto, los valores resistentes de cálculo no son los iniciales, porque varían los coeficientes que los afectan... ¿no debería referirse a los valores característicos? Porque los de cálculo son otros.

(Ver contestación a 19078) Coeficiente de seguridad es, para DB-SE, lo que divide a la resistencia característica para obtener la de cálculo. El DB-M no sigue el DB-SE porque introduce, adicionalmente como parte del coeficiente de seguridad, y como multiplicador y no como divisor, un coeficiente K_{mod} que no tiene ninguna explicación. El análisis a incendio se hace tomando las cargas que indica DB-SE, con los coeficientes de seguridad y simultaneidad que allí se establecen, y comprobando las secciones (las netas, quitando la parte carbonizada de las caras expuestas), considerando la resistencia de cálculo de la madera en incendio, que es igual a la característica sin afectar por γ o K_{mod} alguno. Lo que llama iniciales se refiere al inicio del incendio, es decir una resistencia de cálculo de valor igual a la característica dividida por 1,0.

DB SE-M

Nº 19078. 20/06/2007

Comprobación
a fuego

La comprobación estructural de un elemento (ej: viga) a fuego no aparece en el SE-M. Suponemos que se debe realizar según el apartado SI-6 de seguridad en caso de incendio.

El eurocódigo de madera tiene un alcance universal, por lo que, lo del incendio, que "sólo" afectaba a los edificios, se dejó para otro documento. El CTE que es sólo para edificios podía haber fundido todo lo que les afecta, pero en el DB se limitaron a lo que viene en el eurocódigo, dejando que SI-6 recogiera las bases de incendio y el anejo E de SI, la aplicación a madera. El resultado es tramposo, ya que por un lado con sólo lo del DB-M no haces nada, ya que el incendio es casi siempre crucial, y por otro enlazar correctamente los tres documentos no están al alcance de cualquiera (ver contestación a 19093), ya que además tienen unas pocas erratas. Lo que se pregunta es cierto: el incendio en elementos estructurales de madera viene en SI-6 más anejo e. En el DAV, de, esperemos, próxima aparición, el apartado de vigas, como el de soportes, y el de forjados, incluye,

siempre en paralelo, todas las condiciones, incluso las de incendio.

DB SE-M

Nº 19041.12/06/2007

Factores de
corrección de
la resistencia

2.2.1.2 Factores de corrección de la resistencia: de la redacción de este punto parece deducirse que el factor de carga compartida "ksys" solo afecta a los elementos de madera microlaminada. ¿Es así, o se trata de un error, y dicho factor afecta también a la madera aserrada y laminada encolada?

El factor de carga compartida proviene de que la resistencia de un material es una cualidad estadística. Al adoptarse como valor característico el que tiene una cierta probabilidad de no ser alcanzado, cuando una carga se soporta con varios elementos, la probabilidad de que todos ellos tengan simultáneamente justo el valor tomado como característico, es menor de lo establecido, y entre todas, el valor probable de la suma se sitúa más cerca de la media. (en hormigón no tiene sentido, porque lo que manda en flexión es el acero, y en acero tampoco; sólo tiene aplicación en madera, que es un producto natural, con propiedades no uniformes). Los valores de la tabla 2.1 son para lo que dice, pero el ksys de 1,1 se puede usar siempre en correas, viguetas, y cosas así, tal como dice el texto. En cualquier caso es más el fuera que el huevo, porque en muchos de esos casos manda la flecha, y a eso no afecta el ksys.

DB SE-M

Nº 19098.25/06/2007

Acciones en
caso de
incendio

La determinación de las acciones en incendio del apartado 5 del capítulo 6 del DB-SI, no las entiendo muy bien. La simplificación que da para reducir el efecto de las acciones de cálculo en situación permanente no es más que un rodeo para llegar, de una forma absurda, a su determinación como combinación extraordinaria. He hecho un ejemplo y me sale igual. Por otro lado, ¿ya no se deben mayorar las resistencias características por 1,25 para obtener las de cálculo? Observo que simplemente se toma $k_{mod}=1$ y $\gamma=1$ y listo, es decir, se toma como valor de cálculo el característico. ¿Es así?

Tiene razón. No se entiende, porque no es una cláusula nueva o adicional, sino una manera, alternativa de escribir lo mismo, con la mala fortuna de que no se nota, no es lo mismo, y se entiende peor. Lo que se cita, en efecto sobra, y basta la regla general de qué es una combinación extraordinaria. Lo segundo no lo entiendo. Nadie mayorar con 1,25 las resistencias características para obtener las de cálculo. Las de cálculo se obtienen dividiendo las características por el coeficiente de seguridad del material. En incendio, todos los coeficientes de seguridad de todos los materiales (y el k_{mod} en madera, que no es sino uno de ellos), se ponen a 1,0. Es decir el de cálculo es de valor igual al característico.

DB SE-M N° 19400 04/10/2007

Factor de
carga
compartida

Al explicar como se opera con el factor de carga compartida (ksys), se indica que la comprobación de resistencia debe realizarse suponiendo una duración corta de las acciones y con el coeficiente parcial de seguridad del material. La segunda condición sorprende por obvia, pero la primera es aun más sorprendente, pues las acciones tendrán la clase de duración que les corresponda según su naturaleza, por lo que no parece lógico bonificar la resistencia con el Ksys y además aplicarle una bonificación adicional mediante un Kmod mas favorable que el que le correspondería a una sobrecarga de uso. ¿Se trata de un error, o por el contrario los sistemas de carga compartida tienen una bonificación mayor del 20%?

No. Lo que indica el texto es que si hay varias piezas que entre todas soportan una carga, se puede usar el coeficiente ksys. Pero sólo si existe de veras un sistema que permite redistribuir la carga eficazmente entre ellas. Y da algunos ejemplos de cuándo se puede suponer que sí existe eso. Cuando no sea uno de los casos que cita, para poder usar luego el ksys, debe constatarse si el sistema es eficaz, y es para eso, para deducir que el sistema es capaz de transferir cargas, es para lo que dice que se usa duración corta. Pero una vez que se sepa si sí o si no, y si sale que sí, (en realidad no dice qué hay que hacer para deducirlo), el uso de ksys se hace con las combinaciones normales con la duración que les toque según la regla general. El problema proviene de que madera se escribió antes e independientemente de que se supiera en se cuáles eran las combinaciones y de ae, y por tanto antes de que se supiera cuáles eran las acciones que iba a contemplar el código. Apenas dio tiempo en la última revisión a poner en la tabla 2.2 una tercera columna diciendo de cada acción a qué clase de duración pertenece, porque eso no está en el borrador de eurocódigo, de donde se ha tomado la tabla, y nadie sabría a qué atenerse. Nótese que madera abre cinco categorías cuando sólo hay cuatro que se usan; la segunda, la larga, la de apeos, se rellenó con imaginación, porque en rigor eso no corresponde a CTE.

DB SE-M N° 19837 10/03/2008
DAV-M

En el apartado 6.3.5 del DAV de madera dice que "la resistencia ante el empuje en base suele confiarse a tracción en el plano del forjado inferior. Si la luz total es menor de 10 m puede considerarse que los extremos son inamovibles". ¿Por qué?

El equilibrio del par e hilera de la figura puede confiar en la tracción del forjado. Lo que dice el texto es que conviene no abusar, y si la luz es superior a 10 m, esa tracción debe materializarse en algo traccionado formalmente, que tendrá tensiones, y deformaciones, que en 10 m pueden traducirse en movimientos aparatosos, cuyo valor debe incluirse en el modelo de cubierta, no sea que fracase. Por debajo de 10 m, puede despreciar eso, y hacer como si los extremos no se movieran. Es una regla de prudencia, o de umbral para despreciar un efecto que complica mucho el análisis.

DB SE-M
DAV-M

Nº 19836 10/03/2008

En el apartado 6.1.5 del dav de madera dice que si "existe un elemento suficientemente rígido,... Eficazmente engarzado a las correas, se ocupa de la componente de carga en el plano de la cubierta". Entonces, si ese elemento se apoya en las correas pero se ocupa de esa carga, ¿a quien se la transmite para bajarla a cimentación?

El peso del faldón es vertical. Si no hay elemento rígido, las correas trabajan a flexión esviada, y pasan la carga, vertical, a las vigas, o muros. Si hay elemento rígido, pueden ocuparse a flexión recta de una componente de la carga, la transversal al faldón, y la descargan, en las vigas o muros. La otra componente se recoge en el plano del faldón, y, mediante el comportamiento de éste como diafragma o viga de gran canto en su plano, puede llevar, la de todo el faldón, de lado, a los piñones. De ahí ya bajará a la cimentación por los muros y forjados.

DB SE-M
DAV-M

Nº 19835 10/03/2008

En el DAV de madera, ¿porqué no se incluyen tablas para madera c24? ¿es porque no la suele haber en el mercado?, o ¿porqué así nos hallamos del lado de la seguridad?... Más o menos tengo la misma duda para las frondosas d30. Si no se dan tablas ¿es porque son más recomendables las coníferas? O ¿porqué no las suele haber en el mercado? ¿etc? ¿hay forma de hacerse con tablas para estos casos?

Se ha tomado sólo c18 que es la que es más fácil de encontrar, del lado de la seguridad cubre las demás, y por otro lado, dado que la resistencia como tal no es lo más importante (suele ser por ejemplo, flecha, o incendio), la mejora de clase no se suele traducir en ventajas sensibles de sección. En cualquier caso, el texto suministra los valores de partida y las expresiones para comprobar, por ejemplo con frondosa d30, pero no se resuelve en tablas.

DB SE-M
DAV-M

Nº 19834 10/03/2008

En el DAV de madera, cuando habla de carga equivalente a flecha o incendio (ej: apartado

5.29 ¿que quiere decir? ¿me lo podría explicar? Y ¿cómo la he de usar?

Como resulta que a flecha o a incendio, la combinación de cargas no es la misma (se combinan distintos valores de por ejemplo sobrecarga de uso, con diferentes coeficientes de seguridad), se dice carga equivalente de flecha; significa carga a efectos de cálculo de flecha, y se suele referir en % a la que se usa a efectos de cálculo de resistencia de la combinación gravitatoria. En 5-2 dice lo que es, y cómo se usa.

DB SE CIMIENTOS (SE-C)

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 18843 16/04/2007

Cabria la posibilidad de redactar el estudio geotécnico una vez demolida la edificación previa que ocupa la misma parcela, y aportar en el proyecto de ejecución un calculo basándose en unas hipótesis previas que luego habrá que ratificar en obra. Evidentemente doy por hecho que el estudio geotécnico hay que aportarlo, pero realizándose en el momento oportuno. La contestación positiva a esta pregunta, podría ser la solución a las numerosas cuestiones que estamos recibiendo en el CAT de Extremadura, y una opción lógica, podría ser perfectamente esta...

Es mucho mejor.

Estudio geotécnico no tiene porqué haberlo en el proyecto básico, y en sentido estricto tampoco tiene que ir con el de ejecución que se vise. Lo mismo que en forjados; en el básico,

Basta canto y dirección. En el de ejecución pueden ir los momentos, pero el plano, plano, basta que esté "antes de la ejecución del forjado". Pues lo mismo el geotécnico; basta que esté antes de la ejecución de las zapatas. Como si quieres esperar al día en que las abres. El estudio, cuando tiene que estar, (desde el punto de vista de responsabilidad; del coste o de una buena adjudicación es otra cosa, pero ni le importa a la administración ni al futuro usuario del edificio), es en la documentación final de obra, como respaldo de lo hecho. Como los resultados de las probetas de hormigón. Por eso el DAV de cimientos dice:

1 en la memoria del proyecto básico se debe declarar al menos el procedimiento para obtener las características del terreno en relación con el sistema estructural de cimentación, según se establece en el apartado 2.1 del CTE, parte i, anejo 1. En particular debe

Establecerse en qué medida se procederá por referencia a antecedentes fiables, y en cuál a

Partir de un estudio geotécnico específico.

2 En la memoria del proyecto de ejecución debe siempre indicarse cómo se han obtenido las

Características del terreno, aportando la documentación que lo respalda, de acuerdo con el procedimiento seguido.

Por supuesto, si hay que demoler, y esa operación se hace conjuntamente con la de la obra de nueva planta (ya me ha pasado en alguna ocasión), lo razonable es encargar el estudio después de demoler, al coste de que para entonces tienes un presupuesto cerrado que puede resultar difícil de defender, si el terreno resulta más chungo de lo que se suponía. eso significa que el proyecto básico y el de ejecución operan sobre unas hipótesis que hay que ratificar en obra. no pasa nada. pero, en el sentido estricto, informe específico no tiene que haber, si ya se sabe,

por terrenos alledaños, cómo es.

En la nueva EHE (en trámite de audiencia pública) dice que:
en algunos casos, cuando se disponga de información suficiente de las características del terreno, se podría prescindir de nuevos ensayos de campo.

Lo que dice el que hace la consulta es perfectamente lógico. lo que resulta preocupante es que esas interpretaciones, lógicas, razonables y que responden al espíritu del código, Supongan dudas. Eso significa que la letra está mal, o sea, que no se ha sabido decir bien.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 18624 05/02/2007

¿Estamos los arquitectos facultados por ley para firmar y visar un estudio geotécnico?

La titulación de arquitecto faculta como técnico competente para la redacción de estudio geotécnico. Entendiendo éste como un informe de conclusiones resultante de la investigación del subsuelo objeto de estudio, conforme a la normativa vigente que regula la documentación y metodología requerida, así como los ensayos normalizados a realizar por un laboratorio acreditado. Dichos informes geotécnicos podrán ser visados por el colegio correspondiente

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 18531 11/01/2007

Si se pretende redactar un proyecto de rehabilitación de la estructura de un edificio existente, es necesario realizar un estudio geotécnico del terreno o se puede tomar como resistencia la contemplada por el projectista del proyecto original

El tema de las rehabilitaciones es uno de los puntos donde el CTE no define las cosas claramente. Con respecto al tema concreto que se plantea; si sólo se interviene en la estructura a nivel de refuerzo o de protección o mejora frente a corrosión por ejemplo, y las cargas que actúan sobre la estructura no cambian a mayor, es decir se mantiene la sobrecarga de uso original, y no se añaden nuevas cargas muertas, se entiende que la cimentación no va a aumentar las tensiones sobre el terreno por lo que no habría que reforzar la cimentación, ya que esta ha estado funcionando en esas condiciones durante varios años correctamente y se entiende que no presenta patologías importantes. En consecuencia si la cimentación no se toca según las premisas anteriores no sería necesario un estudio geotécnico valiendo los datos utilizados en el proyecto original. En caso contrario, que si se interviniera en la cimentación por un aumento de cargas, si sería necesario el estudio geotécnico según las directrices del CTE.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 18298 15/11/2006

¿Es obligatorio realizar el estudio geotécnico para una vivienda unifamiliar?

En el DB-SE-C1 art.1.1 "ámbito de aplicación" no especifica ningún tipo de edificio en el que no sea de aplicación este DB, pues dice:"el ámbito de aplicación de este DB-C es [...] De los elementos de cimentación y, en su caso, de contención de todo tipo de edificios". En la EHE, en el artículo 4, punto 4.1; documentos de proyecto, se especifica que todo proyecto comprenderá entre otras cosas un estudio geotécnico de los terrenos donde se va a ejecutar la obra. Aquí no queda claro si esto es para todos los proyectos o sólo para los que se realicen para las administraciones públicas. En el CTE libro 1, disposiciones generales, en el anejo i, contenido del proyecto, punto 2.1, dice textualmente "sustentación del edificio: justificación de las características del suelo y parámetros a considerar para el cálculo de la parte del sistema estructural correspondiente a la cimentación". En el CTE DB-SE-C seguridad estructural -cimientos, aet. 3.1, Apartado 3, dice:"[...] Salvo justificación el reconocimiento (del terreno) no podrá ser inferior al establecido en el DB". Por consiguiente el alcance de las actividades necesarias para el reconocimiento del terreno quedan definidas en este DB. Con todo lo expuesto, se entiende que si. Todo proyecto de edificación debe tener un estudio geotécnico, incluso una vivienda unifamiliar.

Normativa

DB-SE-C art.1.1 ehe artículo 4. CTE libro 1, anejo I.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 19021. 07/06/2007

El CTE SE-C establece la obligatoriedad de incluir en el proyecto de ejecución los datos de un estudio geotécnico. Para realizar un estudio geotécnico para un edificio de varios sótanos sería necesario hacer un buen desmonte y solicitar licencia de movimiento de tierras antes de empezar el proyecto. ¿Es este el procedimiento a seguir? Para los promotores es un cambio difícil de entender.

Pues no he encontrado nada de eso. La frase de que "es obligado un estudio geotécnico" me temo que no aparece en SE-C. Y me extraña que pueda citar lo de "proyecto de ejecución" porque SE-C no entiende de eso. Deducir cómo se aplica SE-C al proyecto básico exige mucha imaginación. No vienen ni pistas. Todo lo que dice la parte i es que el proyecto debe contener la "información geotécnica". Se entiende que es la que se disponga. Y todo lo que dice SE-C, en el párrafo 5 de 3.1 es que las conclusiones del estudio geotécnico deben estar antes de que la estructura esté totalmente dimensionada, cosa que se puede hacer después de la adjudicación de la obra.

El caso que plantea es clásico, y en efecto, lo razonable es esperar al cajado, (a

veces es incluso la demolición de una construcción existente), para proceder a la campaña. No hay problema. Lo que sucede es que la estructura que vaya en el proyecto de ejecución no estará definitivamente dimensionada. Pero en conjunto se partirá de algo que es, por indicios, razonable. Sucede como en forjados. En el proyecto de ejecución no tienen que estar los planos de ejecución del forjado, pero esa información sí tiene que estar antes de la ejecución del forjado. Si la memoria establece claramente porqué se espera al cajeado, y explica cómo tanto los intereses del promotor como los del constructor están a salvo, y no se están metiendo en un jardín, no se ve dónde está el problema: el proyecto de ejecución puede muy bien circular sin informe geotécnico.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 19019. 07/06/2007

El DB SE-C aclara que podemos ser los arquitectos, tanto como proyectistas como directores de obra, técnicos competentes para la redacción y visado del estudio; aunque no determina quienes son los demás técnicos competentes. Sería importante saber a quien se refiere.

El CTE no puede entrar en competencias, y por tanto no podía decir quien es técnico competente. Lo único que podía decir es si las figuras de la LOE, (del CTE) lo son o no. Dice que lo son.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 18624 05/02/2007

¿Estamos los arquitectos facultados por ley para firmar y visar un estudio geotécnico?

La titulación de arquitecto faculta como técnico competente para la redacción de estudio geotécnico. Entendiendo éste como un informe de conclusiones resultante de la investigación del subsuelo objeto de estudio, conforme a la normativa vigente que regula la documentación y metodología requerida, así como los ensayos normalizados a realizar por un laboratorio acreditado. Dichos informes geotécnicos podrán ser visados por el colegio correspondiente.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 19408 08/10/2007

SE-C, apartado 3. Estudio geotécnico. En el apartado 3.2.1 programación, en el punto 2, se indica que la unidad a considerar a efectos del reconocimiento del terreno, es el edificio o conjunto de edificios de una misma promoción. Mi pregunta es, en el caso de una "urbanización" o construcción conjunta de viviendas unifamiliares aisladas, si sería posible un único estudio para todos o es necesaria la redacción de estudios geotécnicos diferentes para cada una de las parcelas donde se van a ubicar las viviendas. En el caso de un único estudio, ¿como consideramos la superficie construida a efectos de establecer tipo de construcción?

El documento DB SE-C no entiende la edificación, y no sabe escribir frases con sentido acerca del tema. No distingue edificio, bloque, promoción, parcela, si lo del estudio es por licencia, por proyecto, por encargo, por propietario o porqué. No lo ha conseguido, porque no lo ha intentado. Es un libro y no un reglamento a seguir. Lo de la unidad a considerar es un término literario, no jurídico.

El asunto es técnico, y la unidad es la que técnicamente tenga sentido. En general, si un terreno ya se ha explorado, basta el número de pinchazos adicionales para que, con los que había, haya la densidad que se propone en DB SE-C. Pero nótese que de eso tampoco se sabe la regla. Dice separaciones máximas. Sea una parcela de 40x40. Se hace un pinchazo cerca de cada esquina. Están a unos 35 m uno de otro, luego se cumple. No, porque en diagonal hay 50 m. ¿es cada uno con los adyacentes, o cada uno contra todos los demás? Porque si la parcela es de 100x100 dando pinchazos cerca del perímetro, cada 33 m, todos están a menos de 35 m del anterior y siguiente, y si no se mira en la diagonal, se cumple. Pues no. Tampoco es separaciones mínimas, ni un pinchazo cada 1000 m².

¿Sabe el consultante enunciar bien la regla? CTE no ha sabido. Por no saber hablar de edificios, lo de superficie construida, que pregunta el consultante, no es la superficie construida, sino la superficie ocupada en planta, la traza del conjunto. Está plagado de erratas. Si un conjunto de viviendas unifamiliares, en hilera, tiene estructura pasante, los planos de estructura son del conjunto. Si el ayuntamiento pide expedientes independientes, ¿hay que proyectar una estructura independiente, o valen los mismos planos de la estructura común para cada expediente? El estudio geotécnico es del terreno, y si con lo que haya, se sabe cómo es el terreno, basta. Siempre puede hacerse un sólo estudio para una zona que pretende albergar varios bloques o construcciones o viviendas.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 19585 04/12/2007

¿Puede un arquitecto técnico firmar un estudio geotécnico?

La titulación de arquitecto faculta como técnico competente para la redacción de estudio geotécnico. Entendiendo éste como un informe de conclusiones resultante de la investigación del subsuelo objeto de estudio, conforme a la normativa vigente que regula la documentación y metodología requerida, así como los ensayos normalizados a realizar por un laboratorio acreditado. Dichos informes geotécnicos podrán ser visados por el colegio correspondiente.

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 19944 15/04/2008

Me gustaría saber, además de arquitectos y geólogos, qué otros técnicos son competentes para redactar los estudios geotécnicos.

Me temo que no existe una definición administrativa de eso. 1. si por hacer un estudio geotécnico se entiende la exploración con máquinas y la realización de ensayos, sólo podría firmarlos el titular de un laboratorio con la maquinaria

adecuada. 2. si redactar el informe se refiere al documento que, a partir de ensayos, concluye cuáles son las características del terreno, lo serían los que tengan formación adecuada al caso. Podrían ser ingenieros de caminos, ayudantes de obras públicas, arquitectos, y geólogos. pero no es tan simple. Por ejemplo, hay planes de estudios de algunas escuelas de arquitectura que no incluyen entre sus materias obligadas las de mecánica del suelo. 3. y si el informe concluye recomendaciones acerca de cómo cimentar el edificio, el firmante debería haber estudiado acerca de edificios, y eso limita el ámbito a arquitectos e ingenieros de caminos, me temo. Desde mi punto de vista, para esto último hay que saber de suelo y de edificios, pero probablemente más de edificios que de suelo. nota: la mayor parte de la información necesaria para los puntos 2 y 3 se encuentra perfectamente codificada en el CTE-SE-C

DB SE-C
Estudio
geotécnico

Nº 20294 29/08/2008

¿Necesita la instalación de una grúa para la construcción, el estudio geotécnico previo?

Nada necesita un estudio geotécnico "previo". Un proyecto de edificación lo que tiene que tener es una memoria donde se especifique cuál es la base que sustenta los datos que se atribuyen al terreno, que podría ser el conocimiento previo de casos similares, por ejemplo. O si cimenta en losa con sótano en terreno granular, que no necesita ningún valor del terreno, porque con la expresión del CTE, sólo el peso del terreno que se quita es superior al del edificio que se pone, y todo queda mejor que antes. Y si lo quiere justificar con informe específico, puede hacerlo poco antes de cimentar. No tiene que ser "previo", salvo para defender los intereses económicos del cliente, por si a última hora sale un terreno malísimo, con el que el cimentación prevista no vale y hay que hacer otra mucho más cara. Pero en casos en que hay que demoler edificación existente, el informe no es previo, porque se hace tras demoler, justo antes de construir lo nuevo. Para implantar una grúa, me parece que se exige, al constructor, que aporte justificación de que el terreno aguante, creo, al menos 1 kp/cm², porque las basas estándar se han diseñado a partir de ese valor. Y la justificación que aportan los constructores suele ser una copia del informe geotécnico de la parcela. Ignoro si, en ese trámite, sería de recibo algún otro argumento más sencillo, que no exigiera informe como tal. Pero si hay roca superficial, por ejemplo, supongo que valdría simplemente con decirlo, porque es obvio que alcanza 1 kp/cm².

DB SE FABRICA (SE-F)

DB SE-F
DAV. Juntas.

Nº 19417 10/10/2007

He comprobado que existe discrepancia entre la distancia existente entre juntas de movimiento indicadas en el punto 2.2 del DB SE-F y lo indicado en el apartado 2.3.3.1 del DB HS.. Entiendo que el DB HS con la matización que hace entre junta estructural y junta de dilatación está pensando en estructuras de hormigón con fachadas de fábrica. Pero ¿que pasa cuando tenemos una estructura de fábrica? Aparentemente el DB HS es mucho más restrictivo que el DB SE-F.

En efecto hay colisión de reglas. Pero la regla es mecánica, y la que se ocupa de los requisitos mecánicos es SE-F. Por tanto no hay que darle crédito a HS. Es una errata. (y no es de la hoja principal; ni siquiera HS sabe a qué se refiere con esa regla). HS es un DB que trata de un requisito, de salubridad, y no tiene competencias para tratar de otros temas. Pero se copió de nte, que estaba organizado por elementos, y se copiaron todas las reglas, vinieran o no a cuento con el requisito. En general habla de fachadas soportadas. Nótese que, en referencia a la unión de fábricas con los forjados, dice por ejemplo que se deje una junta, algo que es imposible si se trata de una fábrica que es muro de carga y soporta al forjado. Todas las reglas de HS que tienen que ver con lo mecánico, (juntas, apoyo de 2/3, etc), están fuera de lugar y deben leerse en clave de errata. Nunca quisieron hacernos caso. (Si hay junta estructural, por definición debe haber interrupción de todo, separación completa, y no sólo en la hoja principal). Se ruega escribir cartas, cortésmente escritas, al ministerio, protestando por ello. Y mientras tanto no hacer ni caso a HS.

La tabla 8 del DB HS-1 has sido eliminada por la modificaciones publicadas en el RD 1371/2007, de 19 de octubre.

DB SE-F
DAV.
Denominación
fachada

Nº 19378 28/09/2007

En el DAV-F, en el apartado 3.5 de cerramientos de fachada, se denomina cerramiento al elemento que se pretende calcular en todos los párrafos y tablas, cuando probablemente se esté refiriendo a la hoja principal del cerramiento. En algunos documentos básicos del CTE cerramiento es el conjunto de hojas y capas que componen la fachada (+ o -); en Galicia también se entiende así. Pero suponemos que en el DAV donde dice cerramiento se refiere sólo a la hoja principal. (el error en la cuestión anterior se debe a que el DAV contiene un error en la numeración de este apartado).

En efecto, la denominación deja que desear, y el apartado 3.5 (que en mi ejemplar, por error, se anota como 3.3), se refiere a paños con los que hacer cerramientos, aunque por sí mismo no sea el total del cerramiento. Pero tampoco exactamente es la hoja principal, denominación que podría genera una confusión del mismo tipo. Si se

dispone un cerramiento de dos hojas, con la exterior delgada, y la interior gruesa (solución térmica de mucha inercia), el apartado 3.5 se refiere a la delgada. De acuerdo con la figura 3.3, es a la hoja que debe soportarse a sí misma y a la acción de viento (presión o succión, según sople), y que puede no descansar por completo en todo su ancho en el forjado. O sea, la hoja exterior. En rigor no sería pues "cerramientos de fachada" sino "fábricas para cerramientos de fachada". Es la misma confusión que hay con la palabra forjado, que para estructura es sólo la parte resistente, y para ahorro de energía es el forjado con solado incluido. Confiamos en que los lectores se despisten sólo una vez, y al poco lo vean claro. Pero se toma nota para cuando se revise.

DB SE-F
Espesores
Muros de
carga

Nº 19362 25/09/2007

¿De qué espesores se pueden realizar los muros de carga de ladrillo cerámico de una hoja y con que piezas?

No se entiende que haya duda al respecto. En DB-F-5.2.2 10 dice que debe tener como mínimo 115 mm. Y en 5.2.7 que debe ser al menos $h/27$ siendo h la altura de cálculo (altura entre puntos arriostrados; en general altura entre plantas). El DAV en 3.6.1 recoge en una misma línea, a propósito de t , lo mismo. Vale cualquier tipo de piezas, con tal que resistan. En zonas sísmicas, el artículo 4.4.1 de nsce-02, impone restricciones adicionales, de hasta $h/20$ y 14 cm para los muros exteriores

DB SE-F
DAV
Arco
descarga

Nº 19358 25/09/2007

de ***En el apartado 3.8.2.2 del DAV SE-F aparece una carga f , que es la suma de todo lo que gravita dentro del arco de descarga, que no se sabe muy bien si es puntual, o continua, y porqué aparece en el dibujo a una distancia exacta de $0,3l$ del apoyo, etc.***

La carga " f " es puntual, en Kn , y es la resultante de todas las que hay dentro del arco. Está a $0,3l$ porque esa es la posición (aproximada) del centro de gravedad de un segmento parabólico.

DB SE-F
DAV
Arco
descarga

Nº 19359 25/09/2007

de ***En el apartado 3.8.2.7 del DAV SE-F parece que donde explica en que casos se imbrican y en que casos no los arcos, las relaciones de h con $0,6l$ están cambiadas; parece que donde pone "sería" y viceversa. O nos estamos confundiendo.***

En la figura 3.22 hay una errata tipográfica. El dibujo es correcto, pero la rotulación es $l < 5h/3$ para la viñeta izquierda, y $l > 5h/3$ la derecha.

DB SE-F
DAV
Compresión

Nº 19360 25/09/2007

En el DAV SE-F, en la tabla 3.5 del apartado 3.6.1.2 la compresión ¿por qué no lleva incluidas las cargas de tabiquería y muertas? Y si ya están incluidas, aunque no lo dice, ¿esas cargas totales no salen de luces muy pequeñas? Porque si divido los 20Kn/m entre los 7,5Kn/m² de carga de vivienda (3,5+2+1+1) me sale una luz de 2,66m. Muy pequeña.

Nº 20195 30/06/2008

¿un proyecto con un estudio geotécnico firmado por un ingeniero agrónomo y visado por su colegio (es una situación real que se nos ha presentado) es Valido ¿ tiene competencia para estos trabajos?

Por carga total del forjado se entiende también la de solado y tabiquería. El lector entra en esa tabla con toda la carga que tenga. El valor que se indica de 2,66 m, al tratarse de muro extremo, es el de la mitad de la luz, o sea, una luz de 5,12 m.

DB SE-F
Tabla 2.1

Nº 20630 27/01/2009

La tabla 2.1 del DB SE-F establece la distancia entre juntas de movimiento de fábricas sustentadas. ¿Cuál sería la distancia máxima en fábricas sustentantes? El DB SE-AE determina que no haya elementos continuos de más de 40 m de longitud en edificios con elementos de hormigón o acero y para otros materiales deriva al DB correspondiente

La tabla 2.1 del DB SE-F establece la distancia entre juntas de movimiento de fábricas sustentadas. ¿Cuál sería la distancia máxima en fábricas sustentantes? El DB SE-AE determina que no haya elementos continuos de más de 40 m de longitud en edificios con elementos de hormigón o acero y para otros materiales deriva al DB correspondiente respuesta: la tabla de se-f es la de distancias entre sustentadas, o sea cerramientos, en los que está involucrado un sólo material. En el caso de sustentantes, pueden estar involucrados dos. SE-AE indica que si hay elementos de hormigón o acero (podría ser el caso de muros de carga de ladrillo con forjados de hormigón), la distancia es 40 m. La remisión a los DB es por si estos deseaban salir al trapo, pero parece que ninguno se atrevió, y de todas formas, conjuntos de un sólo material sólo quedarían los de madera