

EDIFICIO DE VIVIENDAS

1. DISPOSICION ESTRUCTURAL

Trabajando en planta, lo primero que ha de hacerse, —aunque no sea lo más sencillo, y tenga una enorme repercusión posterior—, es determinar la situación de los pilares. Para ello deben encontrarse puntos que, sin interferir excesivamente con la distribución de albañilería prevista, permitan soportar vigas, de forma que se pueda cubrir con viguetas transversales a ellas la totalidad del forjado.

Las viguetas deben sustentarse en sus dos extremos en vigas, pudiendo prolongarse en vuelos¹. Las vigas deben poder descansar al menos en dos soportes. Como excepción, y sólo con luces pequeñas, las viguetas pueden apoyarse en otras o las vigas en otras, (se denominan embrochados a estas soluciones). En los extremos libres de viguetas, como en vuelos y en huecos, hay que reservar una franja de 10 a 15 cm de ancho para un *zuncho*². Sólo en casos puntuales se deben proyectar tramos o vigas en vuelo doble sobre un solo apoyo.

No es necesario, ni siquiera recomendable, contrapear los paños: todas las viguetas pueden ser paralelas, y todas las vigas también. No es relevante si las vigas son perpendiculares o paralelas a la fachada: aun siendo todas paralelas, de ordinario lo serán a una fachada pero perpendiculares a la otra.

¹ Para que un trozo de forjado sea un vuelo debe poderse quebrar en el entronque. Los casos de forjado que vuela entre dos tramos que continúan hasta apoyarse más allá, situación típica al borde de huecos, no son propiamente voladizos, aunque tengan momentos negativos, ya que aun fallando su resistencia a momento negativo se podrían seguir apoyando en el borde, si éste posee suficiente resistencia como viga apoyada.

² Con frecuencia se denomina incorrectamente así a una viga de borde paralela a las viguetas, que zuncha y ata infinitamente menos que el propio forjado, y que, como solución para soportar la carga de cerramiento, es muy poco competitiva contra un refuerzo o duplicado de vigueta.

Zuncho →

No es imprescindible que los soportes estén alineados, pero es recomendable para que las vigas que discurren sobre ellos puedan ser rectas. Pero no es en absoluto necesario que estén alineados además en la otra dirección³. El enfrentamiento y la alineación pueden ser aproximadas, ya que el cambio de dimensiones de los soportes de una planta a otra de todas maneras no permite hacerlo en todas ellas. No tiene sentido discutir la dirección preferente de los pórticos formados por vigas y soportes, ya que los formados por soportes y viguetas serán transversales a ellos. La decisión a una alternativa de ese tipo, pasa en ocasiones por proyectar completamente las dos soluciones, y elegir en consecuencia, tras la medición completa de cada una de ellas.

Las luces óptimas son sistemáticamente las menores posibles compatibles con el uso, pero no es económico bajar de una luz promedio de 3,50 metros.

Siempre son convenientes luces parecidas, que las luces menores sean extremas y que los pórticos más representativos posean al menos dos tramos, es decir tres soportes.

NOTA: Si se pretende que los soportes sean de acero laminado, hay que encontrar parejas de pilares que permitan embeber diagonales de arriostamiento sin perturbar la albañilería. En cada planta debería haber al menos tres planos en dos direcciones diferentes, y no concurrentes. Como contrapartida a favor, la disposición de soportes arriostados simplifica notablemente el cálculo de la estructura ya que disminuyen las variaciones de sollicitación de una planta a otra en vigas y viguetas.

Las vigas de canto deben acometer centradamente al soporte o entrar en ellos, y ser de canto parecido a ambos lados⁴. Con vigas de canto no es recomendable que coincidan el ancho de vigas y el de soportes, ya que el armado del soporte interfiere con el de la viga. En rigor sólo se puede considerar que una viga de canto supone un apoyo lineal para las viguetas si su altura supera ampliamente el canto del forjado. Las vigas de canto sólo se justifican si existe una gran desproporción de luces en una y otra dirección. Por motivos económicos, la complejidad de las vigas de canto se amortiza sólo si su altura es mayor del doble de la del forjado.

Las vigas planas no necesitan acometer centradamente al soporte, pueden ser más anchas que él, usualmente lo son, no tienen por qué tener ancho constante, aunque es muy conveniente que sea el mismo antes y después de un soporte interior— y tampoco tienen que desarrollarse en toda su longitud al mismo lado de la línea de soportes, aunque todo ello

³ El conjunto de pilares enlazados por una viga sensiblemente recta se denomina con frecuencia *pórtico*. En rigor, si la viga tiene el mismo canto que el forjado, dicho pórtico es virtual, tanto o más como el que forman los soportes con las viguetas, aunque no estén enfrentados a través de ellas.

⁴ Con demasiada frecuencia los programas aceptan dimensiones diferentes, aunque el equilibrio se hace en la hipótesis de que son iguales, por lo que su uso para variar las dimensiones de las vigas de un tramo a otro puede dar lugar a estructuras francamente inseguras. Los cambios bruscos de sección tanto en soportes como en vigas exigen un estudio cuidadoso de cómo hacerlos, y en vigas es siempre mejor hacerlo fuera del nudo, y con una variación gradual, con cartelas.

habrá que tenerlo de cuenta en el cálculo⁵.

Sobre todo con vigas planas no es necesario que las vigas estén en prolongación rigurosa; en planta una viga puede girar sin problemas en puntos de momento nulo, por ejemplo al tercio de la luz, y puede hacer un quiebro no muy acentuado sobre un soporte. Si el quiebro es muy fuerte, por ejemplo de 90°, lo más fiable es considerar allí un momento nulo, es decir tratar el quiebro como un embrochado, comprobando que el esquema resultante permite el equilibrio. Procediendo por simetría el éxito es más fácil.

Los soportes metálicos se justifican cuando los valores de compresión a soportar son moderados, —por ejemplo sistemáticamente inferiores a 20 t—, y, en el interior de un edificio, no son ni exentos ni vistos (debido a su baja resistencia a fuego). Los de hormigón se justifican si una gran proporción de tramos poseen una compresión elevada, por ejemplo si superan las 40 t.

Si los soportes son metálicos es casi imprescindible que el forjado les rebase al menos 2 o 3 cm en derredor; en el caso de soportes de hormigón es recomendable. Es conveniente que el forjado pueda recibir, aunque sea parcialmente, el cerramiento de cada planta, por lo que su borde debería penetrar en el muro⁶ una fracción de su espesor.

Para la zona de la escalera se acude en muchas ocasiones a soluciones inconfesables y de dudoso funcionamiento, aunque casi todas resisten.

La forma más segura de soportar la escalera es hacerlo directamente en los pilares de la estructura, sin acudir a muretes o enanos adicionales apoyados en las plantas de piso. Para encontrar una solución de este tipo basta dibujar proyectada la escalera en planta como si un tiro enlazara consigo mismo, ya que ese es el efecto combinado del que arranca y del que llega. En el dibujo deberán aparecer como cortes de continuidad los puntos que se encuentran a distinto nivel, aunque en la realidad constructiva se solapan. En muchos casos, para mejorar el entendimiento, será preciso acudir a desdoblar los soportes que sujetan el forjado en un nivel y la escalera en otro, falseando levemente las cotas. El conjunto así dibujado se trata como un plano de piso, eligiendo posición de soportes, vigas, viguetas, etc, con las mismas reglas usadas para el resto del forjado.

Las soluciones con prótesis, anclajes, tirantes oblicuos, etc son más difíciles de representar y analizar, aunque en ocasiones son la única manera de solucionar la escalera sin disponer soportes adicionales.

⁵ Los programas comerciales no suelen preguntar por estas cuestiones y no saben tratarlas, por lo que el usuario debe con frecuencia introducir a mano las correcciones que correspondan a estos detalles. Si el programa dibuja las armaduras en alzado probablemente significa que no está preparado para manejar vigas planas, aunque acepte valores de sección que lo parezcan.

⁶ En climas como el de Valladolid, la oscilación diaria hace que en el comportamiento térmico del muro sea más relevante su inercia que su conductividad, por lo que no compensa, en general, preocuparse excesivamente de la continuidad del aislamiento.

2. ESTIMACION DE CARGAS VERTICALES

2.1. Forjado

La estimación de cargas, para poder proceder al predimensionado de soportes y al cálculo de la estructura, exige partir del valor de peso propio de la construcción, en el que es determinante el del forjado, de manera que la primera decisión es la del espesor o canto del mismo.

Nunca es competitivo un forjado de piso con viguetas metálicas. La solución metálica implica viguetas a separaciones superiores a 2,0 m salvando dicha distancia con elementos secundarios asimismo resistentes, como placas o chapas grecadas, dando lugar a soluciones muy costosas, aunque poco pesadas, competitivas sólo cuando no haya otra carga que el propio peso, es decir para cubiertas. La solución para las plantas de piso en edificación es casi sistemáticamente la de un forjado de viguetas de hormigón.

El canto más adecuado para el forjado de viguetas de hormigón coincide sistemáticamente con el mínimo que sea compatible con flecha, para armadura estricta, lo que se produce para viviendas en torno a una esbeltez de 9 en voladizos, de 18 en tramos sueltos, 25 en continuos extremos y 30 en interiores equilibrados⁷. Existiendo luces diferentes en la misma planta de forjado, el canto único para todo él depende de la luz predominante. Un tramo de luz desproporcionadamente alta comparada con el resto del forjado se puede resolver con el mismo canto, aumentando el acero por encima del imprescindible.

El canto mínimo por flecha, el recomendable si todos los tramos son iguales, puede tomarse del cuadro siguiente:

Luz del tramo (m)	1,2	1,5	1,8	3,5	4,0	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
Vuelo	15	17	20							
Tramo interior				15	16	17	19	21	23	26
Tramo exterior				16	17	19	21	23	25	28
Tramo aislado				17	20	23	27			
	Canto recomendable en cm para tramo predominante									

Si la viga es quebrada, la luz, a efectos de la tabla anterior es la recta entre apoyos. Por lo mismo, si tras un vuelo de viga vuela a su vez el forjado, el vuelo efectivo es el total, aunque medido en diagonal.

La separación entre viguetas oscila habitualmente alrededor de 70cm. Menores intervalos exige mayor número de viguetas, en ocasiones dotadas de resistencia mínima no aprovechable. Mayores intervalos son inviables desde el punto de vista constructivo, y de rigidez y resistencia de boved-

⁷ CAE en versión 1.2 ofrece una estimación de solicitaciones y dimensiona con los datos de carga, luz y la característica de "viga plana".

llas. En los tramos atípicos dotados de un canto menor que el mínimo por flecha, se puede acudir a disponer doble vigueta, con intervalo entre nervios de 82cm, pero obviamente con mayor peso.

El peso propio neto de los forjados convencionales de vivienda, valor de partida para el cálculo de las viguetas, puede tomarse igual a:

Canto del forjado (cm)	15	17	19	21	23	25	27	30	35
Nervio simple, s=70cm	215	225	235	245	260	270	290	320	365
Nervio simple, s=60cm	225	240	255	265	285	295	315	335	390
Nervio doble, s=82cm	235	255	275	295	320	340	370	395	460
	Peso propio usual en kp/m ²								

La carga total del forjado debe estimarse como suma de peso propio, entre 100 y 150 kp/m² de solado, (de 7cm a 10cm de espesor), 100 kp/m² de repercusión de tabiquería, y 200 kp/m² para cubrir la sobrecarga de uso. En primera aproximación la carga total de una cubierta plana se puede considerar de un valor muy parecido.

En viviendas, las luces habituales conducen a una carga uniforme total para el cálculo del forjado en torno a 650 kp/m².

2.2 Particiones pesadas y cerramientos

La existencia de muros de cerramiento o compartimentación pesados debe considerarse como una carga adicional. Por ejemplo un medio pie de ladrillo macizo significa 480 kp/m² y un cerramiento de medio pie más tabique alcanza 700 kp/m². Si estos elementos discurren perpendiculares al forjado, se toman como cargas puntuales para él; si lo hacen paralelamente, en general se resuelve con nervios suplementarios o viguetas dobles bajo ellos, sin considerar su carga expresamente. Pero en todo caso, para el cálculo de las vigas y pilares se debe añadir a la carga del forjado la de este tipo de elementos que se encuentren en su área de influencia.

2.3 Vigas

Las vigas deben sostener, además del forjado, —y eventualmente particiones pesadas—, su peso propio. Aunque en acero éste es inapreciable, en hormigón no. La estimación del peso de las vigas exige un predimensionado de las mismas. En general las vigas serán planas, y con ellas el canto recomendable es asimismo el menor posible que no produce flecha, del mismo orden que el indicado anteriormente para el forjado. Si las luces de viguetas y vigas son parecidas, el mismo canto puede servir adecuadamente para ambos elementos. En otro caso se debe elegir un único valor que suponga un pacto entre los correspondientes a las luces de vigas y forjado, el más adecuado para la luz predominante, teniendo en cuenta ahora que la de una viga cuenta tanto como la del conjunto de viguetas a las que sustenta.

Si la desproporción entre luces de viguetas y vigas es importante se puede optar por vigas de canto, siempre que su descuelgue no interfiera con la arquitectura. La altura óptima de las vigas de canto oscila entre el décimo y el decimocuarto de la luz interior y el quinto de los vuelos. El ancho óptimo se sitúa en 20 cm para vigas de hasta 60 cm de altura y en 25 cm para alturas superiores. No compensa la solución de vigas de canto con alturas inferiores a 35 cm o al doble del grueso del forjado.

La estimación del peso propio de las vigas de canto implica considerar además unos macizados laterales obligados por la modulación de las bovedillas, que estadísticamente se pueden estimar en 12 cm a cada lado. Así el peso de una viga de canto de 20-40 con un forjado de 18 cm sería entonces $(0,2 \cdot 0,4 + 0,24 \cdot 0,18) \cdot 2,5$ es decir 0,31 t/m, en primera aproximación adicional al del forjado.

Si se disponen vigas planas, del mismo canto que el del forjado, su peso es relativamente mayor. Contando con una ancho de jaula de 20 cm y los macizados anteriormente citados, el ancho arranca de un valor de 45 cm, y en general, —sobre todo en las proximidades de soportes interiores—, deberá ser sustancialmente mayor.

Para las vigas, la carga debe calcularse a partir del peso promedio de la planta, en general mucho mayor que el neto que deriva de la sección tipo del forjado. En la edificación convencional cada poco hay una viga, un hueco de shunt, de ascensor, escalera, vuelos, y, por ajustes a la modulación de intereses de viguetas y ancho de bovedillas, irregularidades diversas, que se saldan sistemáticamente con zonas macizas. Dada la enorme diferencia de densidad entre el hormigón macizo (2500 kp/m^3) y un forjado (en torno a 1300 kp/m^3), estas irregularidades tienen una gran repercusión.

El peso propio medio de las plantas convencionales de vivienda, valor de partida para el cálculo de las vigas y soportes, puede tomarse igual a:

Canto de la planta (cm)	15	17	19	21	23	25	27	30	35
Zonas regulares	255	285	275	285	300	315	330	350	400
Zonas irregulares	270	290	310	330	350	375	400	440	500
Paños macizos	375	425	475	525	575	625	675	750	875
	Peso propio medio en kp/m^2								

Por zonas regulares puede entenderse las de paños rectangulares resueltas con nervios simples. Ejemplos de zonas irregulares, con mayor peso medio, son las resueltas con nervios dobles, o los paños triangulares u oblicuos a las vigas, o con profusión de embrochados y zunchos, etc.

Sólo cuando la totalidad del paño se resuelve con losa maciza hay que considerar el peso teórico de 2500 kp/m^3 correspondiente a este caso, pero no es infrecuente que se haga en la escalera, ya que ésta es muy complicada de resolver con forjado aligerado. A cambio, la plegadura y mayor rigidez de la losa maciza permite resolver la misma luz con un canto óptimo 20% menor que el de un forjado aligerado y sin problemas de flecha.

Para el cálculo de las vigas y soportes, los términos adicionales de solados, tabiquería y uso, conducen en general a una carga total uniforme entre 700 kp/m^2 y 800 kp/m^2 . En zonas macizas o escaleras la carga total alcanza muchas veces 1000 kp/m^2 . Y para cada elemento hay que añadir además las cargas locales de cerramiento y partición pesada que le afecten.

Si no se dispone barrera acústica bajo el solado, hay que adoptar una solución de planta que suponga al menos 300 kp/m^2 , es decir un forjado como poco de 20 cm de grueso.

2.4 Soportes

El peso propio de soportes puede suponerse, aunque sean de hormigón, despreciable, a efectos de cálculo de las estructuras de edificación.

2.5 Otros elementos⁸

Un ascensor tipo, entre cabina, maquinaria, contrapesos, y caseta, se puede estimar en un peso total de 8 a 10 toneladas, gravitando en la planta superior, sobre los pilares que se encuentran en torno al hueco.

3. DIMENSIONADO

3.1 Soportes

Con sólo los valores de carga vertical se puede estimar la sección de soportes. En primera aproximación, cada soporte recibe la carga que existe a mitad de distancia de los contiguos. Si la disposición de vigas es muy irregular, con múltiples embrochados, o las luces consecutivas son muy dispares, se puede obtener con más exactitud a partir de la carga que poseen las vigas o viguetas que descansan en cada nivel del soporte considerado. En hormigón, para el dimensionado de la sección basta una estimación aproximada de la carga; para el cálculo de la armadura —o del perfil en caso de soportes de acero— es preferible un cálculo afinado.

La carga que cada viga deposita en cada extremo es del orden de la mitad de la carga uniforme total que posee, y una parte inversamente proporcional a la distancia a cada extremo de las cargas concentradas; en vigas extremas de plantas altas se puede computar 40% de dicho valor para el extremo exterior y 60% para el interior. En el caso de vuelos, evidentemente el pilar soporta toda su carga. Si las luces son muy dispares, las vigas tienden a depositar casi tanta carga de un lado como del otro de un

⁸ El caso de una estructura de piso que debe permitir la eliminación, el desplazamiento o el desvío de un pilar que soporta varias plantas superiores es un problema que no se puede abordar con las reglas de este documento.

soporte interior, de forma que si la viga de un lado es más corta que la del otro, la corta pierde rápidamente carga en el extremo opuesto, que puede incluso estar traccionado si la luz corta llega a ser menor del tercio de la larga.

La sección transversal de soportes de hormigón, para el caso de edificios de vivienda de poca altura, se puede obtener a partir de la carga dividida entre el valor que representa la tensión media equivalente que soporta con seguridad el hormigón⁹ en sección completa.

NOTA: Un hormigón de calidad H-175 es el que alcanza una resistencia característica de 175 kp/cm². La de cálculo es, -minorando con 1,5- de 116 kp/cm². La tensión que es capaz de soportar con seguridad 1,6 es pues de 72 kp/cm²; en vertical se reduce a 66 kp/cm². Contando con la excentricidad inevitable -vigésimo del canto o 2 cm-, y el factor 0,85 cuando la sección está comprimida en su totalidad, el valor se reduce a unos 50 kp/cm². (Téngase en cuenta que para alcanzar 175 de valor característico, la mínima rotura de probeta debe dar del orden de 200, lo que quiere decir que la media se situará hacia 225 kp/cm²).

En obra no es fácil obtener calidades superiores a H-250 y no es rentable bajar de H-150, por lo que la sección en cm² se puede obtener dividiendo la compresión en kp por un valor entre 40 a 60 kp/cm². La sección se debe redondear a 5cm, con mínimo¹⁰ de 20-30 o 25-25, sin variar más de 5cm de una planta a la siguiente. La sección puede ser circular, cuadrada o rectangular, y orientada y descentrada y crecer como se desee.

Los descentramientos de un tramo respecto al inferior sólo son relevantes en el conjunto de los de una planta y no en cada soporte por separado. En caso de duda conviene compensar por parejas. No es fácil resolver saltos de sección, por cambio de tamaño o de forma, que impliquen desviar armaduras con un quebranto superior a 30°, o salvar vuelos superiores al grueso del forjado o viga interpuesta en ese punto.

En general la sección cuadrada resulta inadecuada en edificación; la rectangular permite ajustarse mejor a los condicionamientos de la planta. La dirección del lado mayor es irrelevante. En edificación no tiene sentido la discusión de si los soportes se disponen en la dirección del pórtico o en la perpendicular, ya que en la planta se pueden identificar siempre pórticos en las dos direcciones.

Conviene dimensionar todos los tramos de todos los pilares, y comprobar que no se exceden las previsiones en planta. En caso contrario se debe proceder a cambiar el esquema de posición o luces de la estructura, a disponer los soportes de manera diferente, o, en algún caso puntual a dimensionarlos más forzosamente con 60 u 80 kp/cm² de tensión media, con el riesgo de que no valgan al calcularlos definitivamente.

⁹ CAE versión 1.2 predimensiona una sección cuadrada de soportes a partir de la compresión supuesta; una sección rectangular si se define un lado; con el término "circular" lo hace con este tipo de sección.

¹⁰ Si el soporte está exento, exterior o visto, los problemas de incendio o de durabilidad aconsejan remeter la armadura, dotándola de más recubrimiento, lo que, al bajar muy rápidamente el brazo de palanca, aconseja tomar como dimensiones mínimas 30-30 o 25-40.

Si los soportes son de acero laminado, el perfil se puede dimensionar dividiendo la compresión -incrementada con la incidencia del pandeo-, entre la tensión que con seguridad -del orden de 1,4- es capaz de soportar el acero, de 1,7 a 1,9 t/cm². Para obtener las dimensiones en planta del soporte la tensión segura promedio entre el perfil y el "aire" que ocupa se puede estimar en unos 150 kp/cm².

Los perfiles HPB sólo se justifican a partir de compresiones elevadas, ya que el término de pandeo es desproporcionadamente alto para compresiones pequeñas; en viviendas sólo son competitivos cuando lo es más aún el hormigón: si se elige acero en viviendas posiblemente la opción recomendable hoy en día es la de tubo, la de perfiles IPE tiene más pandeo aún que la HPB, la soldadura de dos perfiles añade un costo desorbitado en soportes de edificación, y por supuesto la solución empresillada es disparatadamente costosa y ha desaparecido.

La sección resultante se debe traducir a perfil HPB (cuyo término aditivo por pandeo es 4·H²) o a tubo cuadrado (H²) o rectangular (siendo H la altura entre plantas en metros, con la compresión en toneladas), con mínimo de HPB-100 o Tubo-80-80-3. En acero se debe comprobar también que las dimensiones no exceden del sitio previsto para alojar los soportes, contando con un recubrimiento de yeso -sobre lechada de mortero- de 3cm, lo que basta para que posean la resistencia a fuego exigible.

3.2 Vigas

En general tampoco son competitivas para plantas de piso las soluciones de vigas metálicas. En algunas situaciones raras, en las que prime mucho la velocidad de ejecución, sea muy caro o imposible de obtener el apeo, o sea imprescindible la autoportancia completa, se puede acudir a vigas metálicas, tipo IPE, pero en ese caso siempre es preferible solidarizarlas posteriormente al forjado, dando lugar a una solución mixta.

Para las vigas de canto el ancho más aconsejable es, casi sistemáticamente, el mínimo posible, y es difícil construirlas con menos de 20 cm. El canto óptimo en momentos positivos, cuyo valor previsible está entre $qL^2/16$ y $qL^2/24$, se corresponde con una altura comprimida del orden del 10% de la altura de la viga, pero incluyendo como resistente el hormigón de la losa superior del forjado en una amplitud que puede llegar al metro¹¹. Debido precisamente a esa amplitud, el hormigón más aconsejable, más eficaz, es el de calidad más baja, el H-175 por ejemplo, que soporta con seguridad tensiones de compresión localizada entre 60 y 80 kp/cm². En las zonas de momento negativo, con valor entre $qL^2/16$ y $qL^2/12$, el canto óptimo es el que no necesita comprimir más allá de un tercio de la altura de la viga, pero contando con que tiene muy poco costo adicional prolongar como armadura comprimida la que está traccionada en el vano. Dado que además el cortante es más barato soportarlo por estribos que por aumento de ancho o calidad de hormigón, sigue siendo más sensata la calidad de hormigón más baja posible, dentro de un orden. Por el contrario, para el acero la deci-

¹¹ Los programas comerciales ignoran en general esta colaboración, sobrestimando, a veces notablemente, la armadura inferior. Una salida del programa que indique armadura de compresión en vanos normales es indicativa de que éste no sabe manejar vigas de edificación.

sión más acertada es tomar el que cuesta menos por tonelada resistida, que teniendo en cuenta la incidencia de flecha deja como ganador al AEH-500.

Para las vigas planas, en vano, el ancho óptimo es el que conduce a no comprimir más que la capa superior de hormigón del forjado, —en una amplitud grande pero poco definible—, de manera que el ancho inferior macizado entre bovedillas puede ser el menor posible. En la práctica es justamente el hecho de dejar un número entero de bovedillas entre vigas el que fija el ancho de éstas. Contando con un ancho de estribos de no menos de 20 o 25 cm y un macizado de al menos 10 cm a cada lado, el ancho mínimo de vigas se sitúa en 40 o 50 cm.

Para las vigas planas, junto a un soporte extremo, el ancho debe permitir soportar el cortante, del orden de $0,5 \cdot qL$, con una tensión tangencial media en sección completa que no supere el doble de la tensión segura a cortante del hormigón. Es habitual no disponer variaciones de ancho entre vano y soporte extremo.

Para las vigas planas, junto a un soporte interior, el ancho debe conducir a no comprimir por flexión más allá del 40% de la altura de la viga, y el cortante, de valor hasta de $0,6 \cdot qL$, debe soportarse con la tensión segura indicada en el párrafo anterior¹². En último caso siempre se puede prolongar a bajo coste la armadura inferior de vano, complementando la compresión inferior de la viga, pero sólo con los redondos que pasen por dentro del soporte, que al quedar pinzados por su compresión están efectivamente anclados. La ampliación de ancho de viga es muy simple, bastando retirar alguna o algunas bovedillas sin tener que hacer cambios de longitud de viguetas ni disponer jaulas de estribos más anchas.

Dado que los momentos a ambos lados de un soporte son o iguales o muy parecidos, no hay motivo en general para cambiar de sección justo en un soporte, e incluso es desaconsejable hacerlo. Por otro lado no hay que olvidar que las solicitaciones son mayores en un tramo corto extremo o un tramo corto entre dos largos, que en el vano de los largos, cuyo ancho necesario, para momentos positivos menores es mucho menor. La práctica de dimensionar cada viga con una sección diferente, mayor cuanto más carga y luz posea, es totalmente rechazable e incoherente con el carácter de nudo rígido entre las barras de la estructura.

Los cambios de altura o anchura de vigas deben respetar el equilibrio. A ambos lados de un pilar interior en todo caso las tracciones y las compresiones de ambas vigas deben equilibrarse entre sí, de manera que armaduras y sección deben ser iguales, o adoptar para el cálculo la intersección de ambas¹³. Con vigas planas es recomendable hacer los cambios de

¹² La regla no elimina la posibilidad de que el tamaño y posición relativos de soporte y viga deje malparado el diseño por cuestiones de punzonamiento. Es posible que por este motivo haya que aumentar dimensiones de soporte, disponerlo con otra forma o material, a incluso haya que acudir a aumentar el canto del forjado.

¹³ Muchos programas comerciales predimensionan francamente mal, asignando mayor sección, constante, a los tramos más largos, y luego enlazando incorrectamente las vigas en el nudo. Aun si no predimensionan, en general consideran para el cálculo las barras como líneas sin sección, resolviendo mal el enlace. Muchos de ellos ni siquiera permiten definir cómo se desea el enfrentamiento de las vigas a ambos lados del soporte, y por tanto no pueden resolverlo bien, a veces incluso dibujando algo incoherente con lo calculado. Este es posiblemente el

sección en los tercios de las luces dominantes, dejando algo así como un ábaco en torno a cada soporte o pareja de soportes próximos.

No hay inconveniente en principio para que una viga plana posea un hueco de bajante casi en cualquier sitio, o se desdoble, o bordee o contenga un hueco de tamaño mayor, si se calcula luego su incidencia, y se respeta el equilibrio.

Sólo si la luz es superior a 7 m es rentable acartelar las vigas con altura variable.

4. ANALISIS DE CARGA VERTICAL

4.1 Forjado

El análisis de carga vertical en el forjado, cuando éste es ortogonal y sin cambios bruscos de geometría, se basa en el modelo de viga continua, como viguetas apoyadas en continuidad sobre las vigas, tratando conjuntamente todas las que se encuentran en situación idéntica. Debido a la parcial, pero suficiente ductilidad de las piezas de hormigón implicadas, se puede adoptar como capacidades resistentes las derivadas de un diagrama plástico de solicitaciones. En el caso de fuertes irregularidades o disposiciones en planta no ortogonales, en vez de tomar innumerables trenes diferentes, se puede adoptar un modelo más general, del que el anterior es un caso particular, que es el de rotura en planta, con líneas de rotura no necesariamente rectas.

- geometría

En la planta del forjado se deben identificar cada uno de los trenes de viguetas diferentes por composición, luces o sustentación, independientemente de que las viguetas estén enfrentadas rigurosamente o no. (No es preciso considerar como diferentes las viguetas situadas bajo una carga lineal coincidente como cerramiento o partición pesada, resoluble con nervios adicionales). Las luces básicas se miden a ejes de soportes o vigas, aunque los valores de sollicitación máxima se presentan en los puntos correspondientes a luces inferiores, como se indica en cada caso.

No es preciso considerar como tren diferente las viguetas que acomen a zonas de diferente ancho de una misma viga, o una sola vigueta como excepción en un paño de viguetas iguales. Incluso dos o tres viguetas pueden verse fuertemente amparadas por las viguetas de ambos lados, y el conjunto de todas ellas tratarse como un sólo tipo de tren, más una leve corrección local, dependiente de un análisis con modelo de rotura en planta.

aspecto peor resuelto de los programas que intentar llegar al delineado automático de los planos de estructura.

En la zona de la escalera la geometría de luces se puede medir en la proyección en planta.

-cargas

En cada tramo deben identificarse las cargas distribuidas (por m² de superficie) del forjado -sin tener en cuenta los pesos propios de vigas-, y las concentradas (por m lineal, de particiones pesadas o cerramientos perpendiculares a las viguetas), obteniendo la carga sobre vigueta multiplicando el valor repartido por el intervalo entre las mismas.

-evaluación de solicitaciones

En cada tramo debe obtenerse el momento isostático, de valor $qL^2/8$ para carga distribuida. En tramos aislados ese es el valor del momento positivo máximo; en extremos se tomará como positivo y negativo $qL^2/11,5$ y en tramos interiores $qL^2/16$. En voladizos el máximo negativo es $qL^2/2$. Si existen cargas puntuales en extremo de voladizos, se añade QL al máximo negativo. En tramos con dos extremos, al momento isostático se añade $0,5 \cdot Qa^2/L$ -siendo a la distancia al extremo más cercano- para descomponerlo en partes iguales en positivo y negativo. Para todos los valores anteriores se puede tomar como luz, en apoyos interiores en continuidad, el punto intermedio entre la cara de la viga y el eje del soporte.

Si las luces son dispares, puede ser más interesante obtener el diagrama de momentos descolgando los isostáticos de momentos adecuados sobre los apoyos, para conseguir que positivos y negativos sean parecidos¹⁴, sin que en un tramo fundamental el negativo supere al positivo. Es recomendable que en todos los tramos se cubra además un momento positivo como el que se ha indicado en el párrafo anterior. Para este procedimiento es conveniente tomar como luz la total entre ejes de soportes, redondeando posteriormente sobre el ancho real de la viga en los apoyos en continuidad.

NOTA: Debido al redondeado, si por ejemplo en un tramo interior, se toman momentos positivos exactamente mitad del isostático de la luz total, los momentos negativos definitivos serán inferiores a los positivos. No obstante, como la capacidad resistente a momento negativo suele ser menor, las armaduras superiores puede que aun así sean parecidas o incluso algo mayores que las inferiores.

Los esfuerzos cortantes máximos se pueden suponer de valor $qL+Q$ en voladizos; $0,6 \cdot qL$ y $0,4 \cdot qL$ en tramos extremos y $0,5 \cdot qL$ en interiores y aislados. Las cargas puntuales incrementan el cortante en Qa/L y Qb/L en los extremos a distancias b y a respectivamente. La luz y distancias para cortante se pueden medir siempre al borde de la viga, prescindiendo de las zonas macizas al interior, en la hipótesis de que aunque el cortante aumente ligeramente está más que cubierto por el notable aumento de sección.

¹⁴ CAE versión 2.1 hace esto sistemáticamente en cuanto barrunta que se trata de una viga de hormigón. Si las luces son diferentes el proceso más acertado es ajustar en cada instante el tramo que mayor momento deja en extremos y vano, a partir de los valores de extremo que lo tengan definido en los ajustes anteriores. En la práctica no hay que perseguir la igualación exacta; lo mejor es dejar los momentos positivos en el valor que se soporta exactamente con una armadura definida, para evitar costosos redondeos en cada vigueta.

-armado inferior

El cociente de momento positivo y brazo de palanca, de valor aproximado $0,95(h-r)$ siendo h el canto total del forjado y r el recubrimiento al eje de la armadura -de ordinario 2,5cm- conduce al valor de la tracción en la armadura; el cociente de esa tracción y la tensión que soporta con seguridad el acero -de valor 2,7 a 2,8 t/cm² para acero AEH-500- conduce a la sección de acero¹⁵. Si se utilizan cargas que con seguridad no son superadas -multiplicando las acciones por el coeficiente de seguridad de valor 1,6- debe utilizarse para estos propósitos la resistencia de cálculo del acero -de valor 4,4 a 4,6 t/cm²-. Si el canto del tramo en cuestión es inferior al mínimo por flecha, la sección necesaria de armadura se obtiene multiplicando el valor estricto por resistencia por la relación entre el canto mínimo y el escogido.

La sección de armadura se traduce en alguno de los tipos siguientes:

Área de acero (cm ²)	0,56	0,84	1,06	1,34	1,68	2,12	2,56	2,80	3,92
Armado	2ø6 +	-	ø6	ø8	ø10	ø12	2ø10	ø16	2ø12
Prolongación (cm)	-	15	15	20	25	20	30	25	25

NOTAS: Si el ajuste a alguno de los tipos anteriores es excesivo, siempre se puede reconsiderar el reparto de momentos, pasando a uno positivo menor y aumentando correlativamente el negativo.

Si la armadura necesaria por vigueta es superior a la máxima de la tabla, se debe adoptar un intervalo menor entre nervios o pasar a nervio doble, recalculando cargas.

La longitud de las armaduras de montaje (2ø6) será la de la vigueta total, entrando en los extremos, a partir del estribo de viga, una longitud al menos 10cm en apoyos extremos y 5cm en interiores.

La longitud de las demás armaduras inferiores se determinará por intersección de su resistencia proporcional en la curva de momentos sujeta, con la prolongación indicada en la tabla anterior, pero trazado simétrico, para evitar que las viguetas *guarden mano*.

-armado superior

El cociente de momento negativo y brazo de palanca conduce al valor de la tracción en la armadura superior. Como valor de momento se debe tomar por un lado el máximo sobre el eje de la viga que soporta a las viguetas, considerando el redondeo con la luz a ejes, o la luz a un punto intermedio entre el eje y la cara de la viga, y un brazo de palanca de valor $0,95 \cdot (h-r)$. Además debe tomarse el momento al borde de la viga -correspondiente a la luz neta entre caras de viga- con un brazo de palanca de valor $0,85 \cdot (h-r)$. El máximo de ambos valores es la tracción máxima de la armadura

¹⁵ CAE versión 1.2 dimensiona la armadura para un momento y cortante dados a partir del ancho y canto, incluyendo si es plana y/o borde, para el diámetro que se desee, y para una armadura de montaje cualquiera.

superior; el cociente de esa tracción y la tensión que soporta con seguridad el acero, conduce a la sección de la armadura como se ha indicado para momentos positivos, -incluyendo el aumento si el canto es inferior al mínimo por flecha-, sección que se ajusta a alguno de los valores siguientes:

Área de acero (cm ²)	0,3	0,5	0,8	1,0	1,3	1,6	1,9	2,2	3,3
Armado	∅6	∅8	∅6+∅8	2∅8	∅8+∅10	2∅10	∅10+∅12	2∅12	3∅12
Prolongación (cm)	15	20	20	20	25	25	30	30	30

Si el ajuste a alguno de los tipos anteriores supone un incremento excesivo, lo más razonable es obtener la sección total teórica de un paño, -multiplicando el valor obtenido por el ancho del mismo-, contar exactamente el número de viguetas, -que son siempre una o dos más de las teóricas-, asignar a cada una el armado por defecto más próximo al necesario, y la diferencia total prorratearla como armaduras de ∅10 (0,78 cm²) o de ∅12 (1,12 cm²) a disponer en las proximidades de los soportes. Otra alternativa es disponer la armadura teórica total de un paño repartida uniformemente en todo su ancho sin preocuparse de si cae o no encima de viguetas.

NOTA: No obstante lo anterior, la diferencia entre el momento total del paño midiendo la luz a *caras de soporte*, y el efectivamente resistido por la armadura calculada, debe cubrirse por armadura adicional sobre o en las proximidades del soporte. Si éste tiene el mismo ancho que la viga el incremento es nulo. Pero si la viga es de ancho muy superior al del soporte, esta armadura, importante, se ocupa de trasladar la carga que transporta la viga en todo su ancho al soporte¹⁶. En vigas paralelas al borde, esta transferencia puede hacerse con suplemento de armadura inferior sólo en las viguetas que penetran en el soporte, o, si el soporte es capaz de aguantarlo, con armado superior anclado en el canto.

OTRA NOTA: El procedimiento habitual de disponer la armadura negativa constante es coherente con la sollicitación que aparece en los forjados sustentados sobre muros o vigas de canto. Sobre vigas planas no puede ignorarse que éstas se deforman tanto o más que el forjado. No obstante, cuando los soportes de las diferentes vigas están enfrentados, aunque las viguetas de vano descienden más que las enlazan soportes, todas se deforman de modo muy parecido, y el reparto uniforme de momento y por tanto de armadura es verosímil. Pero si los soportes están al trespelillo, las viguetas que arrancan de un soporte acometen al centro de vano de una viga en el otro extremo, y en esa situación los momentos en extremos no son nada parecidos, el momento negativo no se reparte uniformemente¹⁷ entre las viguetas, y hacerlo es sólo seguro confiando en una ductilidad no

¹⁶ Esta cuestión, planteada en la NTE-EHV, es habitualmente ignorada por los programas de cálculo de forjados, que disponen de la armadura constante, y por supuesto por los de vigas, que no suelen tener la información relativa a la disposición relativa de sección de soporte y vigas. El sistema habitual de proyectar el forjado para que soporte el momento proveniente de la luz a eje de soporte resulta del lado de la seguridad en conjunto, pero, desde el punto de vista de la sollicitación, infraestima la existente en las proximidades del soporte. Si el forjado es seguro, lo es debido a la ductilidad, que permite que las zonas próximas al soporte, que llegan antes a rotura, esperen a las de vano, holgadas en resistencia. La norma EF-88 avisa de esta cuestión en los comentarios al artículo 8.2

¹⁷ Esta cuestión no suele ser tenida en cuenta por los programas de cálculo de forjados, sobre todo porque en ocasiones ignoran la posición de los soportes, lo que obliga a hacer correcciones a mano. La práctica de calcular con un programa los forjados y con otro las vigas y soportes es una mala práctica que no consigue controlar los aspectos delicados del comportamiento estructural.

probada ni cuantificada, por lo que lo prudente en estos casos es concentrar claramente la armadura en torno a los soportes.

Y UNA TERCERA NOTA: Aunque para el cálculo del forjado es habitual considerar las vigas extremas como un apoyo simple, en las plantas bajas o con soportes de canto respecto al forjado, las dos o tres viguetas de las inmediaciones del soporte se comportan más bien como empotradas. Del lado de la seguridad puede mantenerse como momento positivo el basado en articulación y los negativos de algunas viguetas en torno a cada soporte, de acuerdo con la posición del mismo y la rigidez de la viga, como si estuvieran empotradas.

La longitud de cada armadura superior debe determinarse por intersección de su resistencia proporcional en el diagrama de momentos supuesto, prolongándose en la medida indicada en la tabla anterior.

Si la armadura superior por vigueta es 3∅12, la armadura inferior debe prolongarse en su totalidad hasta el extremo, o alternativamente macizar de hormigón la zona extrema donde son necesarios los 3∅12.

En los extremos sin momento se debe disponer una armadura negativa para una tracción igual al cortante, en una longitud al menos dos cantos y un décimo de la luz, anclándola doblada sobre el canto libre. Las armaduras de empotramiento enfrentadas con el soporte pueden hacerse en lazo, en la forma indicada más adelante.

No es imprescindible que las viguetas estén enfrentadas a ambos lados de la viga. En último caso siempre se puede disponer la armadura negativa del forjado uniformemente distribuida, sin mirar si cae o no encima de una vigueta. Si las viguetas a un lado y otro de la viga no están en la misma dirección, es preferible disponer la armadura promediando ambas direcciones si éstas forman un ángulo inferior a 45°, y en cuadrícula en dos direcciones ortogonales si es superior.

De las armaduras negativas de un vuelo al menos una debe llegar hasta el extremo y anclarse en el canto del forjado.

En general el detalle de las armaduras negativas del forjado debe esperar al análisis de acción horizontal en el que está implicada toda la planta.

-celosía de cortante

El cortante que con seguridad puede soportar cada vigueta organizada con una celosía de 2∅4 es de 1,3t para un canto de 20cm (para cantos diferentes es una cantidad proporcional); con 2∅5 se pueden alcanzar hasta 1,8t en las mismas condiciones. Para cada tramo debe definirse el tipo de celosía necesaria. Si el cortante es superior, debe o disponerse viguetas a separaciones menores, o dobles, o macizarse, recalculándose las cargas.

-viguetas suplementarias

Los cerramientos o particiones pesadas en la dirección del forjado, se pueden soportar por viguetas suplementarias, calculadas para que en la zona bajo dicho elemento haya las suficientes para que la carga que debe

resistir cada una sea aproximadamente la misma que en la zona colindante. (En general suele bastar una vigueta para particiones de medio pie, y a lo sumo dos para cerramientos normales de medio pie más tabique).

-zunchos

En todo extremo volado de viguetas debe disponerse un zuncho para solidarizar su flecha. La armadura debe atender a una alternancia de la sobrecarga de uso una vigueta sí y otra no, pero en general este valor es reducido, y bastan 2ø8 o 2ø10 enlazando la armadura de voladizo que se ancla en el canto. Como ancho del zuncho bastan 10 o 15 cm pero en general la modulación de bovedillas exigirá más.

Si el zuncho termina embrochalándose en otras viguetas se debe dimensionar para que transfiera una parte de la carga de las viguetas voladas próximas al brochal, descomponiendo la carga en las clásicas líneas a 45°. Si se desea reducir la flecha, se puede disponer más resistencia en el zuncho y recalcular la armadura del vuelo mediante un modelo plano de rotura.

-cabos sueltos

Si se opta por cambiar la dirección del forjado, el extremo que no continúa tras la viga es más seguro suponerlo apoyado; en pequeños paños embrochalados se puede aceptar un semiempotramiento, con momentos negativos del orden de la mitad de los positivos. En ambos casos la armadura negativa de extremo debe anclarse en prolongación recta.

Si entre dos paños adyacentes se produce un cambio brusco de armado, conviene suavizar la transición disponiendo una armadura transversal para coser la incompatibilidad de deformación, calculable mediante un modelo plano de rotura.

4.2 Vigas

El modelo de análisis de las vigas ante carga vertical implica a los soportes rigidamente unidos a ellas. El modelo con soportes tan pequeños como suelen ser los metálicos es el de vigas continuas. Si los soportes son de hormigón el modelo es el de pórtico. Aun con este modelo, si la armadura de vigas se proyecta como pasante, la carga última no solicita a flexión a los soportes, y el modelo puede ser de nuevo el de viga continua, que, debido a la reducida ductilidad del hormigón armado, permite sólo un margen reducido para la relación de momentos negativos a positivos.

-geometría

El conjunto de vigas sucesivas (no necesariamente en línea recta), se considera como un nivel de pórtico. La luz de cada viga, a efectos de cálculo, se puede tomar no superior a la neta más un 5% en cada extremo

sustentado; si se toma la luz entre ejes de soporte, luego habrá que redondear las gráficas de sollicitación sobre el ancho real de cada uno; de cualquier manera salen valores diferentes en cada planta¹⁸.

Si la viga quiebra en planta, se puede resolver si se considera el punto de cambio de dirección como una articulación.

-cargas

Las cargas verticales sobre las vigas son las reacciones de sustentación del forjado, más las de peso propio de la viga, más las de cerramientos o particiones pesadas situadas directamente sobre la viga. Las cargas que acometan directamente en el extremo de un tramo no causan sollicitaciones en las vigas, y se computan directamente como incremento de compresión en soportes. Como simplificación en los casos regulares, se pueden tomar para vigas las cargas de la planta de piso a mitad de distancia de las otras vigas.

-evaluación de sollicitaciones

Si las vigas se sustentan en soportes metálicos, se consideran como vigas continuas; si lo son sobre soportes de hormigón como vigas de pórtico con nudos rígidos. Si alguna viga se sustenta embrochalada sobre otra, se supone simplemente apoyada en dicho punto, y su reacción de sustentación se tomará como carga puntual para el cálculo de la viga que la soporta.

Para las vigas continuas el diagrama de momentos flectores se puede obtener a partir de cualquier valor de momentos sobre apoyos interiores, tal que en todo tramo dominante resulten momentos negativos entre el mismo valor y el doble que los máximos positivos. Para evitar una gran desproporción de momentos en los no dominantes se tomará en los dominantes el menor valor negativo que se pueda, de acuerdo con la regla anterior¹⁹.

¹⁸ Muchos programas no permiten cambiar de luz de una planta a otra, y aunque los soportes tengan sección variable los tratan como lineales y enfrentados. Otros programas permiten la definición en detalle del nudo pero a costa de un trabajo adicional en la descripción de la estructura que pocos usuarios están dispuestos a considerar. Otros admiten definiciones de crecimiento a caras o a ejes, pero sistemáticos en altura, sin que quede claro cómo manejan esa información.

¹⁹ Si no se dice nada, CAE versión 1.2 evalúa los momentos en forma elástica rebajando todos los negativos la fracción definida como coeficiente de redistribución, a partir del momento en extremo apoyado que se indique. Si se menciona que la viga es de hormigón, CAE iguala los momentos con el procedimiento definido más arriba.

En el modelo de pórtico²⁰, para las vigas, se procederá de la misma manera, pero tomando para los apoyos extremos un momento que sea:

- preferiblemente, si lo permiten las restantes condiciones, no superior al que se puede resistir con una excentricidad del 15% del canto en el soporte -o soportes-, de acuerdo con la compresión estimada,
- en todo caso no superior al que puede resistir el soporte -o soportes- de acuerdo con la compresión y con la armadura más conveniente para ellos: la mínima posible, y además:
- no inferior a la quinta parte del isostático del tramo, y
- no superior a dos tercios del isostático del tramo.

En los extremos de pórtico de las dos últimas plantas, las sollicitaciones que, con armados recomendables, puede resistir con seguridad un pilar, se pueden tomar de valor²¹:

Soporte, canto (cm)	20		25		30		30		
	ancho (cm)		25		20		30		
Armadura longitudinal	4φ12	4φ16	4φ12	4φ16	4φ12	4φ16	4φ12	4φ16	
Compresión (t)	5	1,2	2,0	1,6	2,5	2,0	3,0	2,0	3,0
	10	1,4	2,2	2,0	3,0	2,5	3,5	2,5	3,5
	15	1,6	2,2	2,2	3,0	2,5	3,5	3,0	4,0
	20	1,4	2,0	2,0	3,0	2,2	3,0	3,0	4,0
	25	1,2	1,8	1,6	2,5	2,0	3,0	3,0	4,0
	30	1,0	1,6	1,4	2,2	1,4	2,5	2,5	3,5
		Momento flector posible en m·t							

Aunque no es imprescindible hacerlo en tramos interiores de viviendas, en los tramos que compensan voladizos, las sollicitaciones deben determinarse tanto para la carga total como para sin sobrecarga de voladizo. Para otros usos, en el estudio de alternancia de la parte de sobrecarga que proceda, se puede decidir la fracción de isostático de un modo diferente en cada hipótesis, con objeto de mitigar las consecuencias de la alternancia, que en general pueden incidir sólo en una mayor amplitud de momentos negativos.

4.3 Soportes

Si los soportes son metálicos se tomará, como compresión de cada tramo, la acumulación de las reacciones de las vigas que descansan en él en plantas superiores, tratadas como continuas.

²⁰ Las reglas del texto simplifican y abaratan el pórtico respecto al procedimiento, habitual en todos los programas, de tomar como sollicitaciones las procedentes de un análisis con rigidez igual a la de las piezas sin armar. Los resultados de este tipo de cálculos, considerando la envolvente con acción horizontal, aparecen publicadas en NTE-EHP.

²¹ Con CAE versión 1.2 el momento máximo posible para una carga y sección dadas de soporte debe obtenerse por tanteos.

Si los soportes son de hormigón se tomará para los interiores, -si la armadura de las vigas es pasante sobre ellos y no hay mucha disparidad de luces a ambos lados-, sólo la compresión, obtenida con el criterio anterior. Si las vigas a ambos lados son muy dispares, o se sospecha que la armadura va a exceder las necesidades de resistencia, habrá que prever, simultáneo con la compresión, un momento, obtenido adoptando, para las vigas que acometen a él en la planta considerada, la hipótesis pésima de ajuste del momento isostático a la resistencia de las secciones críticas, de manera que quede el nudo lo más desequilibrado posible, asignando al soporte la diferencia -en caso de planta superior-, o la mitad -en caso de niveles intermedios-. (Como es posible que sea el tema de la carga horizontal el que conduzca a armadura sobreabundante para carga vertical, es posible que la evaluación del momento deba esperar al análisis de esta segunda hipótesis)

En el caso de soportes extremos de pórtico, además de la compresión, se supondrá simultáneamente el valor del momento previsto para el cálculo de la viga si es en la última planta o la mitad en caso de niveles intermedios.

Si a un soporte acometen vigas en varias direcciones diferentes, se sumarán las compresiones por un lado, y por otro -como simplificación-, las excentricidades relativas al canto en cada dirección, aplicando la excentricidad resultante al lado menor del soporte.

5. ANALISIS DE ACCION HORIZONTAL

5.1 Cargas

Para tener en cuenta la acción horizontal de viento, se debe suponer que éste puede soplar en todas direcciones, por lo que, para el análisis, hay que suponerlo, al menos, actuando en dos direcciones en planta y en cada uno de los dos sentidos.

El valor de la acción de viento, w , depende del emplazamiento global -valor de mapa-, y local, -entorno-. Los valores razonables que cubren los casos ordinarios de edificios en trama urbana de ciudades de la meseta, oscilan de 80 a 100 kp por cada m² de alzado, como suma de la presión -a barlovento- y succión -a sotavento-.

NOTA: Este valor se supone que engloba el posible incremento por pandeo global de la estructura, para edificios de menos de 8 alturas.

La acción de viento se asigna como carga lineal en el frente del forjado, tomando $w \cdot H$ kp/m siendo H la altura entre plantas. En la de cubierta, como simplificación, se puede tomar un valor igual.

5.2 Solicitaciones

Si la estructura posee planos triangulados, la acción de viento en cada nivel debe descomponerse en fuerzas en las direcciones de dichos planos, en su situación en planta. Si existe un sólo plano en la dirección supuesta del viento, éste se lleva toda la fuerza; el par que formen la acción de viento con la reacción del plano—cuando está en posición asimétrica en planta—, permite obtener las fuerzas en los otros dos planos perpendiculares. Si existen dos planos centrados, cada uno de lleva la mitad; si están situados asimétricamente, cada uno se lleva la mitad más y menos el momento entre su distancia.

Las acciones sobre cada nivel permiten el análisis en alzado del plano; cada soporte arriostrado posee incrementos y decrementos de la compresión iguales al momento de la acción de viento dividida entre el ancho del plano. En casos límite se pueden llegar a producir tracciones netas, insostenibles, y que obligan a cambiar el diseño. De las diagonales—en general dos— sólo trabaja la traccionada, con una sollicitación cuya componente horizontal es igual a la fuerza debida al viento por encima de la planta considerada.

Si la estructura es de nudos rígidos—vigas y soportes son de hormigón—, la fuerza de viento en cada nivel se debe repartir *equilibradamente* entre todos los soportes²², de forma que a los interiores les corresponda una fuerza V del orden del doble que a los exteriores enfrentados con ellos, y a todos los interiores una cantidad similar²³,—en rigor idéntica si sus secciones y las luces y secciones de todas las vigas y viguetas lo son—.

No importa si los soportes no poseen vigas en la dirección analizada: todos toman fuerza horizontal. El conjunto de una fila de ellos transversal a la dirección del viento, forman un *pórtico* a efectos de acción horizontal. O están unidos por una viga, o en su defecto se suponen unidos por dos o tres viguetas de las del forjado. Si los soportes están al tresbolillo puede considerarse como pórtico virtual no importa qué agrupación de ellos, aunque deben probarse varias hasta encontrar la más significativa, respetando en todo momento el equilibrio global del edificio en conjunto.

La fuerza horizontal V en cada soporte de un pórtico de nudos rígidos, ocasiona en sus extremos un momento de valor $0,5 \cdot V \cdot H$. Los soportes de extremo de pórtico sufren además un incremento y reducción de compresión de valor igual al momento de la acción de viento sobre el pórtico entre el fondo o base del pórtico, aunque es muy improbable que esa acción ocasione tracciones netas. El cociente de momento a compresión del soporte da lugar a la excentricidad, que se suma a la procedente de la acción vertical como se ha indicado antes: si ambas se producen en el mismo plano

²² El reparto equilibrado significa que la resultante de todos ellos no sólo es igual a la carga total de viento en valor, sino además también en posición.

²³ Los programas al uso suelen considerar aisladamente pórtico a pórtico, debiendo decidir el usuario el reparto de la acción horizontal. Existen algunos programas del tipo "espacial" que compatibilizan el desplome de todo el edificio ante acción horizontal, pero sin tener en cuenta la rigidez del forjado en su plano, e ignorando dónde se encuentra la resultante del empuje de viento.

se suman en valor, si en diferentes se suman las excentricidades relativas a sus cantos.

Los momentos en los extremos de dos tramos consecutivos de un soporte, sumados, dan lugar a incrementos y decrementos de momento en las vigas o viguetas que forman el pórtico. En los soportes de extremo de pórtico la variación ocasiona momento negativo a sotavento, y positivo a barlovento; en los soportes interiores la variación se debe repartir—más o menos a medias— entre las vigas o viguetas de ambos lados, como negativo en el las situadas a barlovento del pilar y como positivo en las sotavento. Los diagramas pésimos de las piezas flectadas se obtienen descolgando²⁴ el momento isostático de los momentos de extremo, alternativamente aumentados y disminuidos por viento en uno u otro sentido. De ordinario el momento positivo no cambia significativamente de valor, por lo que en general, la acción de viento se traduce sólo en incremento de armadura negativa en vigas o en las viguetas próximas a soportes²⁵.

6. ARMADO Y DETALLES DE VIGAS Y SOPORTES

6.1 Vigas, armaduras longitudinales

En las secciones críticas de la viga, centro y extremos, se determina la armadura fundamental dividiendo el momento máximo por el brazo de palanca y la tensión que con seguridad soporta el acero. En vigas planas el brazo de palanca puede tomarse de valor $0,90(h-r)$ para momentos negativos, y $0,95(h-r)$ para positivos, y en vigas de canto $0,85(h-r)$ para momentos negativos y $0,90(h-r)$ para positivos. En los extremos de pórtico se debe prever armadura negativa al menos para resistir—aunque no lo haya— un momento cuarta parte del de vano, de manera que la tracción resultante sea al menos igual al cortante de la viga en ese punto.

El momento máximo negativo se debe medir a caras de soporte, lo que implica cálculos diferentes en cada planta.

Si el canto de la viga es inferior al mínimo por flecha la armadura teórica debe multiplicarse por la relación del canto mínimo al dispuesto.

²⁴ En rigor los códigos consienten en el caso de viento una reducción de la seguridad del 10%, por lo que la consideración de esta hipótesis permite, antes de sumar las sollicitaciones de viento, reducir las provenientes de acción vertical, de manera que en un rango de alturas, del orden de cuatro, las sollicitaciones con viento no son peores que las de simple carga gravitatoria.

²⁵ La mayoría de los programas existentes no pueden manejar la existencia de un forjado, por lo que para acumular la carga de los cerramientos paralelos al mismo y para soportar la acción horizontal transversal a las vigas, se ven obligados a añadir unos extrañamente denominados zunchos, cuyas sollicitaciones y armaduras debe el usuario traducir posteriormente a viguetas por su cuenta. Salvo que al programa se le definan zunchos incluso entre soportes interiores este procedimiento no reproduce correctamente al comportamiento de la estructura del edificio, y aun con esta estrategia tampoco se puede representar adecuadamente la colaboración de soportes al tresbolillo ~~de otros~~.

La armadura se traduce en un número exacto de redondos, mínimo dos y uno cada 25 cm de ancho inferior de viga, de acuerdo con los valores:

Diámetro de la armadura (mm)	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25
Sección (cm ²)	0,78	1,12	2,00	3,14	4,87
Canto mínimo de la viga [†] (cm)	12	17	30	60	90
Anclaje recto superior (cm)	30	36	57	90	140
inferior (cm)	21	25	41	64	100

* si se dispone anclaje doblado en su canto

Si el ajuste a un número entero de armaduras supone un aumento excesivo, se puede reconsiderar el momento correspondiente, variando en consonancia el de otra sección crítica para que entre todos cubran el isostático.

Debido a la incidencia del anclaje, en vigas planas, es infrecuente utilizar redondos inferiores de diámetro mayor de Ø12, y tampoco es aconsejable disponer redondos superiores de diámetro mayor de Ø16. Si el anclaje exterior se hace por doblado en el canto, las posibilidades se reducen aún más²⁶.

En toda la cara inferior, y en la zona traccionada superior, debe haber una armadura de sección al menos 0,28% de la sección de hormigón de la viga, sin contar la capa de compresión del forjado.

La armadura se organiza en dos o tres cortes de barras rectas, con un número parecido de barras, preferiblemente par, cuya longitud se obtiene por proporción de la resistencia que suponen en el diagrama de momentos, prolongándose además un canto más la longitud de anclaje de la tabla anterior.

Si la viga es quebrada en planta, las armaduras deben cruzarse y anclarse en prolongación. Si no es posible, por ejemplo por ser el quiebro un borde del forjado, hay que proyectar estribos o armaduras transversales para garantizar el equilibrio. Si en el punto de quiebro existe un soporte con al menos una planta por encima, se pueden anclar ambas en lazo, pero asignando al soporte el momento resultante. Debido a estos requisitos es preferible que los quiebros sucedan en puntos de momento nulo, o forzar el cálculo a ello. En los quiebros con momento nulo, -embrochados-, todas las armaduras deben solaparse al menos el ancho del encuentro, y si resulta una longitud inferior a la de anclaje, continuarse por prolongación recta o doblarlas en el canto si acometen a un borde libre.

²⁶ Un defecto clásico en los programas comerciales, pensados más bien para obra pública en la que la alturas de las vigas superan sistemáticamente la longitud de anclaje, es la utilización preferente de Ø20, dibujando en ocasiones anclajes no superiores al canto de la viga, -lo que origina bajas de resistencia de hasta el 75%, o la acotación de una longitud correcta, pero irresoluble en el canto de la viga plana. En muchos casos el problema deriva de una pereza de usuario que no define los redondos que quiere usar, dejando al programa la decisión, resultando que el programa lo hace con criterios inadecuados.

Al menos las barras mínimas, y como poco un tercio del total inferior, deben llegar al extremo de la viga, pero sólo se pueden computar a compresión las pinzadas por el soporte y las que superen el eje del soporte una longitud como la de anclaje inferior indicada en la tabla anterior. (La complejidad constructiva de esta segunda opción hace que en general no se use). En la parte superior, en la que no hay necesidad de armadura resistente, deben preverse al menos 2Ø8 como mínimo para el montaje de los estribos.

Las armaduras negativas de extremo pueden anclarse doblándolas en el canto, o, si sólo son dos, enlazándolas consigo mismas en forma de lazo²⁷, rodeando el soporte. (En las dos últimas plantas, con soportes de hormigón, la pequeña compresión del mismo no puede pinzar eficazmente el lazo, por lo que deben disponerse los anclajes con el primer sistema). Si los soportes son metálicos es preferible siempre el lazo, prolongando en la cubierta el fuste hasta la cara superior del forjado, y disponiendo una tapa saliente. Las que lleguen al extremo del voladizo sólo se pueden anclar por doblado en el canto.

Si las armaduras negativas sobre dos soportes consecutivos quedan distanciadas menos de 1 metro, es preferible disponerlas continuas atravesando el vano.

Para las armaduras superiores, en vigas planas y soporte extremo sólo se pueden computar como resistentes las armaduras situadas sobre el soporte o dentro de medio canto de la viga a ambos lados de él. En los soportes interiores no hay restricción a disponerlas más alejadas, incluso por fuera de los estribos, siempre que no se olvide la armadura transversal citada en la nota sobre armado superior del forjado. (En vigas paralelas a un borde, estas armaduras transversales deben anclarse en el canto de la viga).

NOTA: Cuando los soportes son de hormigón, las solicitaciones de las vigas son diferentes en cada piso, debido a la incidencia de la carga horizontal y las variaciones de luz efectiva, por lo que habrá que optar por tomar un único armado que cubra las situaciones peores de entre todas ellas, o definir un número discreto de tipos diferentes, válido cada uno para un paquete de plantas. En cualquier caso es recomendable que en todas se usen armaduras del mismo diámetro, y a ser posible unificando longitudes. En muchos casos la reducción de solicitación por cambio de tamaño de soportes es del mismo orden que el aumento por viento, de manera que, salvo nudos extremos, la armadura puede unificarse en todas las plantas sin sobredimensionado alguno.

En vigas planas de borde, al menos la tercera parte de la armadura negativa debiera pasar por el lado de fuera del eje del soporte, lo que en caso de soportes metálicos obliga a que éstos no puedan pegarse al borde del forjado.

Si en los apoyos de vigas en continuidad o sobre nudos rígidos, la tracción de la armadura negativa supera el valor $0,4 \cdot b \cdot h \cdot f$, siendo b el ancho de la viga en esa zona, h su canto, y f la compresión que con seguri-

²⁷ Los programas existentes no suelen proponer la solución de lazo, quizá debido a que el autor sólo piensa instintivamente en obra pública, en la que no es frecuente que exista un soporte encima de otro, y no es posible pinzar la armadura.

dad puede resistir el hormigón²⁸ en flexión, de valor entre 60 y 80 kp/cm², el exceso o se cubre con armadura inferior prolongada hasta el extremo y anclada —única posibilidad con vigas de canto—, o se cambia el ancho para que no se supere esa cantidad, solución no recomendable en vigas de canto.

6.2 Estribado de vigas

La tensión cortante que puede soportar con seguridad el hormigón por unidad de área de sección rectangular de viga, está entre 3 y 4 kp/cm². El exceso de cortante, V_s , debe soportarse con estribos, pero no se puede superar el doble de la capacidad del hormigón si los estribos se disponen a intervalos del orden de la altura de la viga, aunque puede llegar hasta sextuplicarla si los estribos se disponen muy tupidos, con ramas verticales separadas $0,15 \cdot h$ en ambas direcciones. La tracción en las ramas verticales de los estribos posee el valor $V_s \cdot c / z n$ siendo c la separación entre estribos, z el brazo de palanca a flexión, para el que se puede tomar en todos los casos $0,9(h-r)$, y n el número de ramas, dos como mínimo y al menos una cada 30 cm de ancho inferior de viga, en el caso de planas. El cortante máximo se puede medir a un canto de la cara del soporte.

Mientras que en vigas de descuelgue las ramas verticales de estribos deben situarse en las caras laterales de la viga, en las planas es preferible disponerlas promediando el ancho inferior, lo que de paso permite una mejor solución constructiva al encuentro de vigas y viguetas. Sin embargo en las vigas de borde es obligado garantizar el traspaso de la tracción inferior de las viguetas a las ramas horizontales del estribado, por lo que viguetas y estribos deben imbricarse.

Los estribos deben ser al menos de $\phi 6$ a separaciones de al menos 25cm, con distribución uniforme en cada tramo de viga, a tenor del máximo cortante, o a lo sumo con dos intervalos: uno para la zona de máximo cortante y otro en el resto.

La armadura inferior de vigas, obligada a situarse entre los estribos, debe disponerse de manera que entre armadura y armadura hay un intervalo al menos igual al diámetro. En caso contrario debe disponerse en dos capas, recalculándola al disminuir el brazo de palanca. En vigas de descuelgue no es recomendable que se disponga más de un redondo en la esquina, y es aconsejable que se arme al menos con tres²⁹ armaduras.

En vigas planas lo mejor es disponer la armadura concentrada, con la separación mínima, en torno a los puntos de acometida de estribos, y las armaduras superiores de nudos interiores a derecha e izquierda de los estribos, la más larga junto a ellos. De ordinario la mitad de la armadura superior se situará por fuera de los estribos, fijada por las armaduras

²⁸ Este es el único aspecto de flexión en vigas y viguetas al que es sensible la calidad del hormigón. Si la comprobación es holgada ni siquiera es necesario conocerla y puede decidirse a posteriori por otros condicionantes.

²⁹ Los programas y textos de hormigón no suelen tener en cuenta la resistencia a incendio, típica en edificios. Las vigas de hormigón son muy poco resistentes a fuego si se arman sólo con dos redondos en las esquinas o se concentra en esos puntos la armadura.

transversales del forjado. Si el ancho de la viga supera 60cm será preciso disponer estribos de tres ramas, pudiéndose disponer la armadura superior en seis partes, cada una a un lado de cada rama.

6.3 Soportes

En hormigón, para una compresión N y un momento M la sección de la armadura longitudinal se obtiene dividiendo la *capacidad mecánica* necesaria por la tensión segura para las armaduras, entre 2,7 y 2,8 t/cm². Una capacidad suficiente, si la excentricidad M/N es inferior al 15% del canto a , puede obtenerse con la expresión:

$$U = N - 0,8 \cdot a \cdot b \cdot f + 3 \cdot M/a$$

siendo b el ancho del soporte y f la compresión media que soporta con seguridad el hormigón a compresión, de valor entre 50 y 70 kp/cm². Si la excentricidad supera el 15% se pueden utilizar los valores indicados en el apartado 4.2, o aumentar la sección del soporte. El valor de M debe tomarse no inferior a $N \cdot a / 20$ ni a $N \cdot 2 \text{cm}$.

Un soporte de sección circular se puede tratar como uno de sección cuadrada con lado igual al 80% del diámetro.

La armadura debe distribuirse uniformemente³⁰ en el perímetro, sin que haya más de 30 cm entre armadura y armadura, con al menos 4 armaduras de diámetro $\phi 12$, $\phi 16$, $\phi 20$ o, no muy recomendable-, $\phi 25$. Si la sección es circular se recomienda al menos seis armaduras. Se reconoce que el dimensionado de soportes es el óptimo si la armadura resultante es mínima. Si la capacidad de la armadura supera $0,8 \cdot a \cdot b \cdot f$ o excede de $8\phi 25$ debe cambiarse la sección del soporte.

La armadura longitudinal debe abocinarse y prolongarse para entrar dentro del tramo superior de soporte en una longitud igual a la indicada en vigas bajo el epígrafe de "anclaje recto inferior".

Un estribado de $\phi 6/15$ cubre todos los casos. Su forma debe contornear el perímetro y con los trazos interiores que se necesiten para que toda armadura longitudinal a más de 15cm de otra arriostrada, esté arriostrada en planta por dos líneas no coincidentes.

En la parte superior del soporte, junto al entronque con la viga, debe disponerse al menos otro estribo intercalado. Si la viga es de canto los estribos continuarán a través del nudo. (Si es plana son los de la viga los que atraviesan el nudo).

³⁰ Muchos programas tienen especiales dificultades en este tema, preguntando u optando por armaduras en dos caras, cuando en edificios es improbable una gran excentricidad, y no existe preferencia por unas caras u otras. En ocasiones manejan mal la superposición de momentos en las dos direcciones, o interpretan incorrectamente la relación de armaduras en los diferentes lados. La práctica de disponer armaduras de diferente diámetro en un mismo soporte no es recomendable.

En acero, para una compresión N , eventualmente un momento M , y una longitud H (en m para N en toneladas), la sección necesaria A , si la excentricidad no es muy importante, puede obtenerse con la expresión:

$$A \cdot f = N + 2 \cdot M/a + \alpha \cdot H^2$$

siendo f la tensión segura del acero laminado, entre $1,7$ y $1,8$ t/cm², y α el coeficiente de incidencia de pandeo de cada perfil, 4 para HPB, 1 para tubo cuadrado e igual a b/a para tubo rectangular. La expresión anterior implica proceder por tanteos. Las soluciones óptimas de tubos son las de menor espesor de pared.

6.4 Nudo de soporte, viga y forjado: punzonamiento

Aun si la viga es de descuelgue, si el soporte es metálico puede tener un tamaño inferior a la viga, y con vigas planas, independientemente del tipo de soporte, esta desproporción es manifiesta, y debe comprobarse o armarse a punzonamiento.

Si los soportes son metálicos debe existir un resalto para que descanse el forjado. La superficie del resalto -medida en planta- debe permitir la entrada de la compresión sin superar la tensión que con seguridad puede soportar el hormigón, entre 60 y 80 kp/cm².

En todo caso, en el perímetro a punzonamiento en las proximidades del pilar, no debe superarse, debido a la carga que el forjado o viga deposita en el soporte, la tensión que con seguridad es capaz de resistir el hormigón a punzonamiento: de 9 a 12 kp/cm².

En soportes interiores, el perímetro corto³¹ a punzonamiento es el que resulta de la intersección del ancho de la viga con una línea, trazada en derredor del soporte a medio canto de distancia de la cara exterior del soporte o del resalto de apoyo. Un segundo perímetro largo a punzonamiento es el trazado a vez y media el canto, pero computando sólo las partes normales a la directriz de la viga. En ambos casos no se puede contar con la parte intersecada por huecos de bajantes o de ventilación.

En el caso de soportes en el lateral de una viga plana paralela al borde del forjado, del perímetro corto debe excluirse los tramos normales al borde. Si el soporte recibe la viga normal al borde, tanto para el perímetro corto como para el largo sólo puede computarse la parte normal a la directriz de la viga.

En el caso de un soporte de esquina sólo hay un perímetro posible, un corte recto a medio canto del vértice interior del soporte, oblicuo a ambos bordes. En este caso la tensión tangencial media no debe superar el doble de la tensión segura a cortante del hormigón.

³¹ Las reglas que siguen son una interpretación y mezcla del lado de la seguridad entre las que facilita el código español y el europeo, aplicándolas al caso particular de vigas planas, para el que ninguno está especialmente escrito.

La tensión media de punzonamiento se obtiene como cociente de carga que entra en el soporte y la sección resistente, sección igual al producto del perímetro por el canto efectivo. El canto efectivo es el total en soluciones de hormigón, y el que resta desde el borde del perfil de sujeción hasta la cara superior en caso de soportes de perfil. Si la tensión media a punzonamiento excede de la tensión segura a cortante, -entre 3 y 4 kp/cm²-, el exceso debe estar resuelto con ramas verticales de estribos situadas en la proximidad del perímetro en cuestión.

En el caso de vigas de canto, la comprobación de punzonamiento es, casi siempre, más favorable que la de cortante. Cuando no se cumpla la condición de resistencia a punzonamiento debe alterarse la forma, situación o tamaño del soporte, y sólo como último recurso aumentarse el canto del forjado.

Para soportes metálicos, la forma y diseño del resalto deben ser tales que, ante la compresión que le transmite el forjado, no se doble, aplaste o despegue del soporte. En una chapa plana la condición límite es por flexión, no pudiendo salvar un vuelo superior al cuádruple de su espesor. Con perfiles en L el vuelo lateral no puede superar el lado. Con perfiles U se puede llegar a un vuelo doble de la altura. Para ángulos soldados al biés la única condición de agotamiento es por la soldadura, pero un cordón de tamaño adecuado al espesor es siempre suficiente; el problema de esta solución es que, si aumenta el tamaño del ángulo, disminuye el canto eficaz, de manera que en ocasiones, la única alternativa es aumentar el tamaño de soporte.

6.5 Escalera

La mejor solución de escalera es sustentarla en los soportes de la estructura general. A efectos del cálculo de solicitaciones, la escalera se trata como un forjado en proyección, continuo contra el forjado de planta, libre en los laterales de zanca y meseta intermedia, previendo una sustentación en esa última zona, que enganche a soportes del edificio en puntos intermedios de su altura entre plantas.

El trazado de los quiebros de la losa debe hacerse respetando el margen para el peldañeado, cuidando que la forma de encofrado sea simple, y la apariencia decente.

En escaleras, la carga debe suponerse mayor por peso propio, ya que si es maciza pesa más que el forjado aligerado, como mínimo 300 kp/m² aunque se aligere, otros 300 kp/m² de peldañeado, y otros 300 kp/m² de sobrecarga de uso.

La armadura se calculará en forma análoga a la del forjado. En las partes macizas debe disponerse como mínimo $\phi 8/20$ en las dos direcciones de la parte inferior. En la superior se dispondrá la armadura resistente con diámetros no superiores a $\phi 12$ y separaciones no superiores a 30 cm. En las zonas en las que no se necesite armadura en una o dos direcciones se dispondrá al menos $\phi 6/20$.

En todo caso las armaduras que acometan a un borde se anclarán dobladas en el canto. El quiebro en alzado de la escalera implica prolongar y cruzar las armaduras traccionadas en el lado cóncavo. Si la escalera no rodea al soporte en el que se apoya, hay que proyectar un nervio expreso, convenientemente estribado que transfiera correctamente las cargas de una a otro.

Aunque la escalera sea continua con el forjado, como se ejecuta con posterioridad a él, debe determinarse el punto de corte y solape de armaduras para dejarlas como esperas entre una fase y otra de la construcción.

7. REPRESENTACION

La documentación de una estructura suele reflejarse tanto en memoria como en Pliego de Condiciones, en desglose de Medición y Presupuesto, y, por supuesto en Planos. En los proyectos profesionales no se incluyen los diagramas de sollicitación, aunque resulta útil e instructivo contar con ellos. Los diagramas clásicos son en alzado, representando separadamente los correspondientes a tipos de forjado por un lado y de vigas por otro. La representación simultánea de sollicitaciones de vigas y soportes es confusa, y los de soportes tienen poca información, por lo que, aun presentando un conjunto de vigas y pilares como un pórtico, es preferible utilizar en vigas un procedimiento gráfico, anotando los valores numéricos de las sollicitaciones máximas, y en soportes hacer sólo lo segundo. Como la sollicitación de cortante está implícita en la de momento, —pero no al revés—, en vigas se representan los momentos, y se anota momento (en mt) y cortante máximos (en t); en soportes se anota compresión (en múltiplos de 5 t) y momento (en mt). La escala de momentos debe elegirse para que la lectura sea lo más nítida posible; lo aconsejable es que los momentos máximos supongan un segmento entre el tercio y el cuarto de la luz, pero *siempre* debe adoptarse una única escala para el conjunto de piezas, vigas por un lado y forjado por otro.

Para representar la información referente a una planta de piso con forjado de hormigón la escala más aconsejable³² es la 1/50. (Con elementos de acero la escala 1/50 no es suficientemente precisa, y es preferible describir el conjunto a 1/100 o 1/200, detallando los nudos y encuentros a 1/20 o 1/10). En la planta debe reflejarse situación de soportes, dirección, trazado y ancho de vigas, dirección, trazado y reparto de viguetas, con indicación expresa de zonas macizadas, viguetas dobles, arranque de partes inclinadas de escalera, zunchos, huecos, etc, todo ello acotado inequívocamente de manera que los soportes se refieran entre sí, y los demás elementos y bordes de forjado a ellos, disponiendo un conjunto de códigos literales o numéricos para identificación de todos los elementos.

Comoquiera que los soportes tienen un tamaño apreciable, y cambian de planta a planta, la acotación indicada en el párrafo anterior debe hacerse para un punto peculiar de cada soporte, normalmente asociado a la

³² Si se dibuja con procedimiento CAD, y se edita con impresora de al menos 300 ppi (puntos por pulgada, equivalentes a algo más de 10 puntos por milímetro), se puede realizar con parecida precisión en 1/100, pudiendo reflejar la información de un A1 en un A3. Para las demás escalas definidas en el texto vale una reducción similar.

manera de crecer su sección, por ejemplo el centro si crece a ejes, el punto medio de un lado si crece manteniendo esa cara, o un vértice si crece en esquina. Resulta sumamente aconsejable la representación de una planta resumida, con los detalles a 1/20 de sección de soportes y aladaños, y la identificación de los puntos de referencia del acotado. Para mayor claridad, es preferible que el montaje de los detalles se haga con la disposición de la planta, de manera que se pueda comprobar la situación relativa y los haces de los elementos de conexión. (Si se disponen los puntos de referencia a una escala dada, por ejemplo a 1/50, estas coincidencias se producen automáticamente).

Si los soportes no varían su manera de crecer, ni cambian de forma, se pueden representar en un cuadro³³ por plantas y tipos indicando sección, armado longitudinal y transversal. Para mayor claridad, los datos repetidos, por ejemplo estribado, conviene disponerlos el menor número de veces, por ejemplo con una nota al pie. Los aspectos de cuál es el lado primero, cómo se disponen los estribos, o cómo se abocinan las armaduras deben expresarse gráficamente. Si los soportes cambian de forma será preciso hacer plantas separadas a 1/20 de cada uno de ellos. Si los cambios e incidencias se presentan en altura el cuadro se transforma insensiblemente en un alzado a escala. Con soportes metálicos los detalles deben ser simultáneamente de planta, alzado, encuentro de diagonales, etc, tal que se puedan acotar y definir las chapas, muerdos, resaltos, etc, en general a 1/20 o 1/10.

La información referente a vigas puede representarse en alzado, solución casi obligada en vigas de canto cuando hay armaduras dobladas, estribos inclinados, cambios de altura, etc. En todo caso el despiece de armaduras y estribos se entiende mejor en alzado. Sin embargo, con vigas planas, en las que el ancho o los haces pueden variar, y no hay barras dobladas a 45°, la información relevante es la de la planta, y si es necesario algún complemento. la sección, a 1/20, para verificar despiece de estribos.

Representando en planta, conviene dedicar dos por forjado. La destinada al armado de la parte inferior, puede incluir sin confusión toda la información geométrica indicada en el último párrafo de la página anterior. En esta planta se puede verificar la solución de prefabricación de la ferralla que incluye los estribos junto con toda la armadura inferior, en tramos completos, manejables y ensartables en las esperas de pilares. En la planta destinada a la armadura superior debe aparecer la disposición en detalle del armado que complementa la ferralla prefabricada, verificando el cruce de la de viguetas, vigas, zunchos, refuerzos, etc. Resulta obligado el complemento de secciones tipo a 1/20 de todos los elementos del forjado, zunchos, vuelos, bordes, etc.

La escalera puede representarse a 1/50 en planta alzado y secciones, si la geometría es confusa y el armado simple, y preferiblemente a 1/20 para poder representar la armadura tal como es.

De NIGUEL. Abril 1990

³³ En rigor tal cuadro de soportes no es una información gráfica, ni es un plano su sitio. Con las técnicas de hoy día, en vez de rotularla se puede incluir tipografiada donde se desee.