

TALLER 2 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN. TIPOS ESTRUCTURALES: ESTRUCTURAS UNIDIRECCIONALES.

TEMA 2: LAS ESTRUCTURAS UNIDIRECCIONALES DE HORMIGÓN. TIPOLOGÍAS. CÁLCULO Y DIMENSIONADO.

Eduardo Martínez Moya. Arquitecto.
Edartec Consultores S.L.

03 de Junio de 2.008

ÍNDICE

TEMA 2:	LAS ESTRUCTURAS UNIDIRECCIONALES DE HORMIGÓN. TIPOLOGÍAS. CÁLCULO Y DIMENSIONADO.	
2.1. EL FORJADO		5
INTRODUCCIÓN		5
ELECCIÓN DEL CANTO		8
ANÁLISIS DE SOLICITACIONES		10
ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS		15
ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO		17
TIPOS DE FORJADOS		19
COMPROBACIONES PREVIAS AL HORMIGONADO EN OBRA		23
CONDICIONES GEOMÉTRICAS		24
ARMADO LONGITUDINAL		27
ARMADO DE REPARTO		29
ARMADO TRANSVERSAL		30
ENLACES Y APOYOS		31

ARMADO SUPERIOR	35
ENFRENTAMIENTO DE NERVIOS	36
EJECUCIÓN	38
2.2. VIGAS	48
INTRODUCCIÓN	48
EL HORMIGÓN Y LA TRACCIÓN	50
RAZONES PARA ARMAR EL HORMIGÓN	51
ANALOGÍA DE LA CELOSÍA	52
LA REGLA DEL PROFESOR TORROJA	54
RACIONALIZACIÓN DEL ARMADO	55
CÁLCULO DE VIGAS	59
CAMBIOS DE DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS	60
PANDEO LATERAL DE VIGAS	63
HUECOS PASANTES EN VIGAS	64
RESISTENCIA AL FUEGO Y CASO DE AMBIENTES AGRESIVOS	75
VIGAS PREFABRICADAS	76

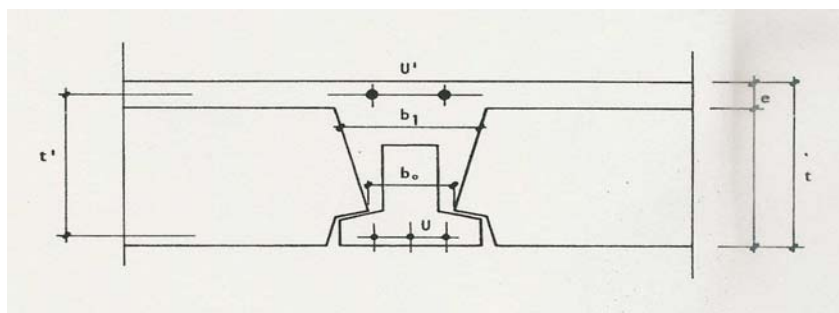
PROBLEMAS EN EL DIMENSIONADO DE VIGAS Y MÉNSULAS	77
2.3. LOS SOPORTES.	79
ARMADO DE SOPORTES	79
NUDOS Y ENCIENTROS	83
PILARES ZUNCHADOS	88
PROBLEMAS EN EL DIMENSIONADO DE SOPORTES	91
REFUERZO DE SOPORTES	92

TEMA 2: LAS ESTRUCTURAS UNIDIRECCIONALES DE HORMIGÓN. TIPOLOGÍAS. CÁLCULO Y DIMENSIONADO.

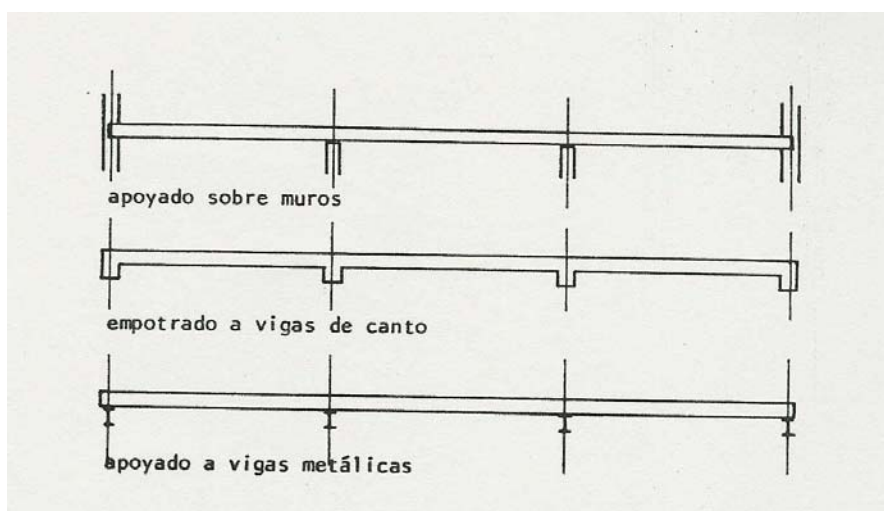
2.1. EL FORJADO.

- INTRODUCCIÓN

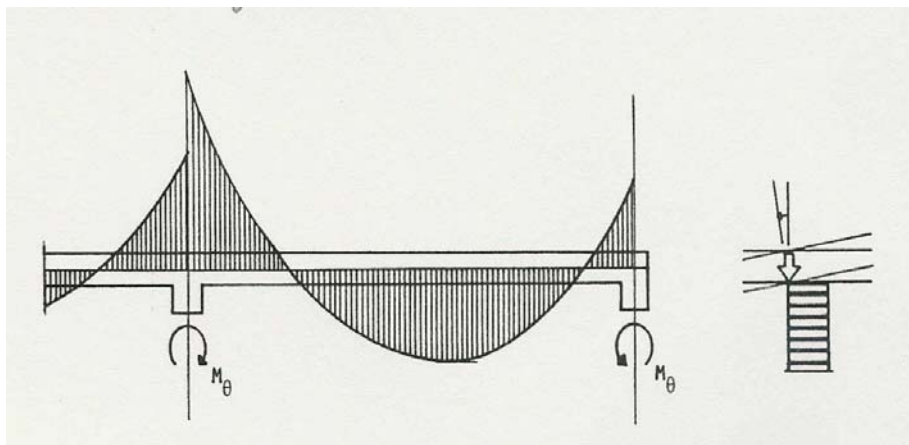
- Dentro de la gama de soluciones que resuelven el problema de dotar de suficiente resistencia y deformación aceptable a las superficies usables que se conocen con el nombre de forjados, trataremos aquí los que de alguna manera se encuentran formados por elementos prefabricados (viguetas) mezclados con otros de nivel variable de aportación in situ (el hormigón y el acero de negativos) donde, la necesaria ligereza vendrá encomendada a elementos aligerantes (bovedillas).



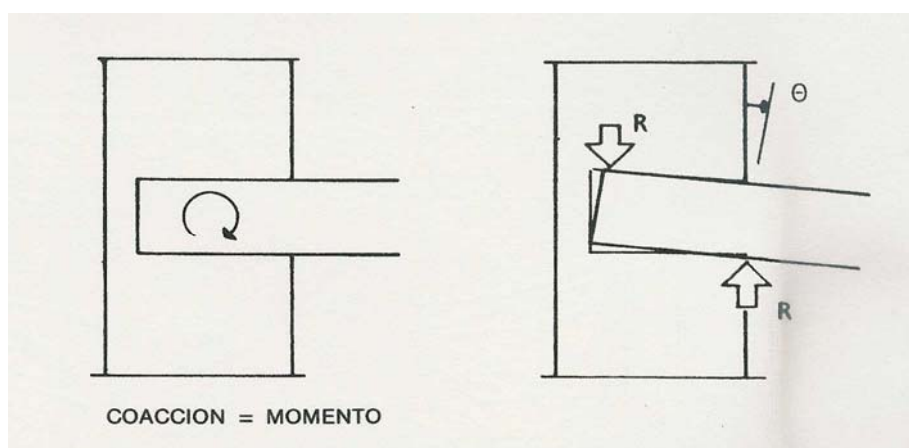
- En lo que sigue, se considerará el forjado como tal, es decir, haciendo abstracción de los elementos sobre los que descansa. Se tratará naturalmente de un forjado formado por varias luces consecutivas, por lo que será pertinente la discusión sobre la continuidad sobre los apoyos; o más bien los considerados como tales, aun cuando puedan funcionar de un modo más complejo.



- Se considerará en este capítulo los apoyos sobre muros, aunque en realidad suministren parcialmente un momento en el nudo, máxime si las luces y/o cargas son muy distintas y no se trata de la última planta de forjado.
- Asimismo, se considerará un apoyo con descenso nulo para el forjado, el apoyo mismo sobre vigas de suficiente canto, al menos el doble del forjado; en realidad en este último caso se trata de una hipótesis cómoda, ya que se analiza, diseña y organiza el forjado por un lado y las vigas con los pilares por otro.
- De hecho existe una interacción. Las vigas aun de canto relativamente elevado respecto al forjado, poseen deformaciones y descensos, lo que perturba el forjado, de forma que no todas sus viguetas pueden considerarse en igualdad de condiciones; por otro lado, la rigidez de las vigas a torsión coacciona el giro del forjado a su paso por la viga y si las luces y/o las cargas son netamente distintas, la viga toma momento torsor, modificando los momentos en las viguetas respecto de la hipótesis de apoyo pasante o dicho de otra forma de la viga multiapoyada.



- La situación más comprometida, y sobre la que no hay acuerdo, aparece con la viga de borde; en este caso de considerar apoyo o empotramiento la forma de trabajo en bien distinta y una imprecisión en este aspecto es comprometida.



- Si el apoyo del forjado es un elemento que no puede considerarse que sea un apoyo sin descenso, sino que por el contrario- como en el caso de las vigas planas- , su deformabilidad es comparable a la del forjado, se produce una interacción notable viga-forjado que aproxima éste elemento a un forjado tradicional, incluso a una losa.
- En cualquier caso, un forjado resulta ser un elemento a medias entre lo constructivo y lo estructural, por lo que sus reglas de definición incluso las puramente estructurales se hallan enmarcadas en criterios más convencionales que racionales, con simplificaciones y criterios prácticos, más que en modelos sofisticados.
- Cuestiones como indefinición de la carga que realmente gravita sobre el forjado, la solidarización entre la sección y materiales cara a su deformabilidad transversal, la sección realmente resistente (si participan o no las paredes laterales de las bovedillas), la incorporación o no de toda la capa de compresión del forjado en la resistencia, la distinta edad de los hormigones usados en cada elemento del forjado incluso dentro de la misma sección, el carácter de sección variable de forma y condiciones de enlace complejas, el proceso de ejecución y de rigor en la ubicación de cada vigueta, bovedilla e incluso acero, que no pueden respetar una posición prefijada, sino que se colocan a intervalos definidos pero en posición indeterminada, hacen que un forjado sea un elemento de características propias distintas que conceptualmente hay que considerar así dentro del campo de las estructuras, y al que no debe de pedirse una comprobación excesivamente rigurosa, en cuanto a hipótesis de partida sino la adecuación a un repertorio convencional de reglas del buen arte de construir y comprobaciones más generalizadas.

- **ELECCIÓN DEL CANTO**

- Una vez decididas las líneas paralelas de apoyo del forjado, es decir la superficie que se cubre, queda sólo como parámetro de elección su canto. El canto no puede bajar del permitido por la esbeltez, en las que se produce una deformación inaceptable y probablemente no sea económico realizarlo con un canto muy superior.
- Mientras los apoyos son efectivos al cien por cien (caso de muros de fábrica), el canto se determina por las condiciones de flecha estando situado como orientación entre $L/20$ y $L/24$.
- Respecto a la elección del canto, la normativa vigente EFHE, (Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados), indica en su artículo 15.2.2. lo siguiente:

Art. 15.2.2 Canto del forjado:

En los forjados de viguetas con luces menores que 7 m y en los forjados de losas alveolares pretensadas con luces menores que 12 m, y sobrecargas no mayores que 4 KN/m², no es preciso comprobar si la flecha cumple con las dimensiones de 15.2.1. si el canto total h es mayor que el mínimo $h_{\min}$ dado por:

$$h_{\min} = \delta_1 \delta_2 l / C$$

siendo:

δ_1 = Factor que depende de la carga total y que tiene el valor de $(q / 7)^{1/2}$, siendo q la carga total, en KN/m²;

δ_2 = Factor que tiene el valor de $(L/6)^{1/4}$;

L = La luz de cálculo del forjado, en m;

C = Coeficiente cuyo valor se toma de la Tabla 15.2.2.

En el caso de voladizos; C tomará los valores siguientes: 6 si el forjado recibe carga de tabiques o muros y 9 en otros casos.

TABLA 15.2.2

Coeficientes C				
Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros Cubiertas	17	21	24
		20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros Cubiertas	19	23	26
		22	26	29
Losas alveolares preten- sadas*	Con tabiques o muros Cubiertas	36	—	—
		45	—	—

* Piezas pretensadas proyectadas de forma que, para la combinación infrecuente no llegue a superarse el momento de fisuración.

- La EFHE, establece como límites de flecha, las del artículo 15.2.1. Según:

Art. 15.2.1 Límites de flecha:

Las deformaciones calculadas deben cumplir las condiciones siguientes:

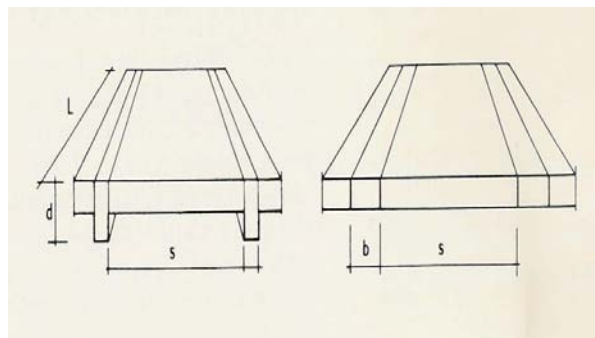
- La flecha total a tiempo infinito no excederá al menor de los valores $L/250$ y $L/500 + 1 \text{ cm}$.
- Para forjados que sustentan tabiques o muros de partición o de cerramiento la flecha activa no excederá al menor de los valores $L/500$ y $L/1.000 + 0,5 \text{ cm}$.

En las expresiones anteriores L es la luz del vano, y en el caso de voladizo, 1,6 veces el vuelo.

- Sin embargo, si el apoyo está constituido a su vez, por vigas capaces de aumentar la deformación del conjunto, el canto del forjado debe adoptar un valor más conservador a medida que las vigas posean una deformación importante. De forma aproximada, debe decirse que la interacción entre ambas flechas puede venir dada por:

$$\lambda d (\lambda s) l/2 = K \text{ siendo } \lambda d = L/d \quad \lambda s = s/b, (\text{siendo } L \geq S)$$

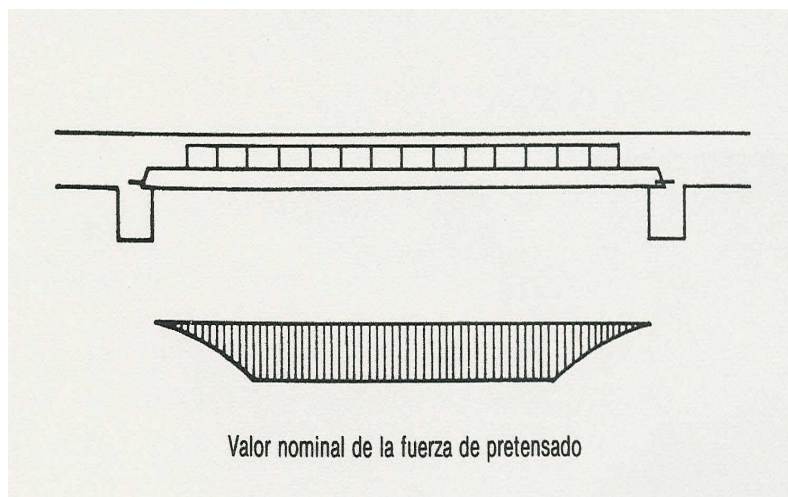
s = luz del forjado; L = luz de viga; d = canto de viga; b = ancho de viga. El valor K depende entre otros factores de la calidad, módulo de elasticidad del hormigón, nivel de seguridad, de si las vigas son planas o de canto, etc., y en primera aproximación puede suponerse, los siguientes valores orientativos, (de carácter casi experimental), siempre sujetos a posibles cambios de un cálculo más afinado.



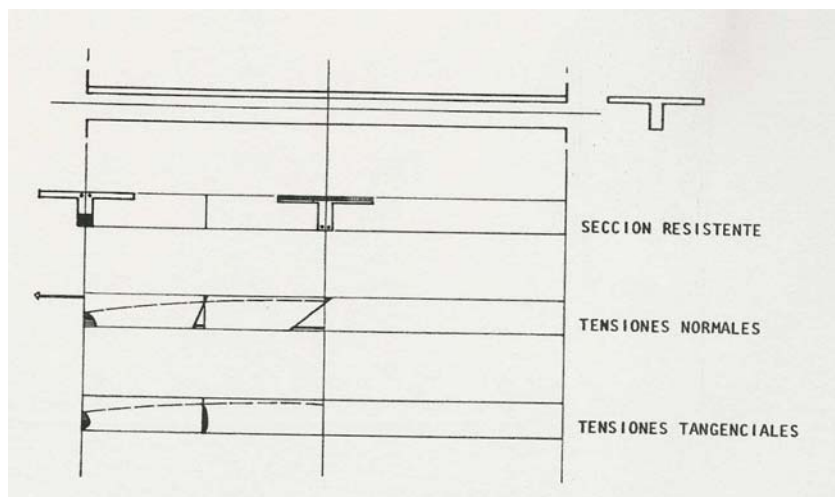
Valores de K:	Sobrecarga viviendas	Sobrecarga oficinas, colegios
Vigas de planos	52	50
Vigas de canto (2d)	58	56

• ANÁLISIS DE SOLICITACIONES

- La hipótesis de carga habitual es la de carga constante, proveniente del peso propio, más las sobrecargas de nieve si hace al caso, resto de elementos constructivos, solados, etc., y las de uso y tabiquería.
- Una opinión suficientemente compartida que sólo en casos de edificios comerciales, industriales, etc., es pertinente estudiar las solicitaciones provenientes de sobrecargas un vano no y otro si (alternancia); en cualquier caso resulta recomendable hacerlo en los casos de fuerte desproporción de luces colindantes, por ejemplo, en voladizos grandes respecto a la luz siguiente, etcétera, o con desproporciones de luces con diferencias mayores a entorno un 20% de la misma.
- Los criterios de análisis dependen de las hipótesis de comportamiento que se consideren. La falta de simetría de la sección de hormigón respecto al eje horizontal en su plano por el centro de gravedad, dada su forma T irregular, ocasionada en la vigueta una cierta predisposición al trabajo de momentos positivos, lo que confiere a los negativos un valor inferior al que se obtiene por un simple análisis como viga continua de sección constante.

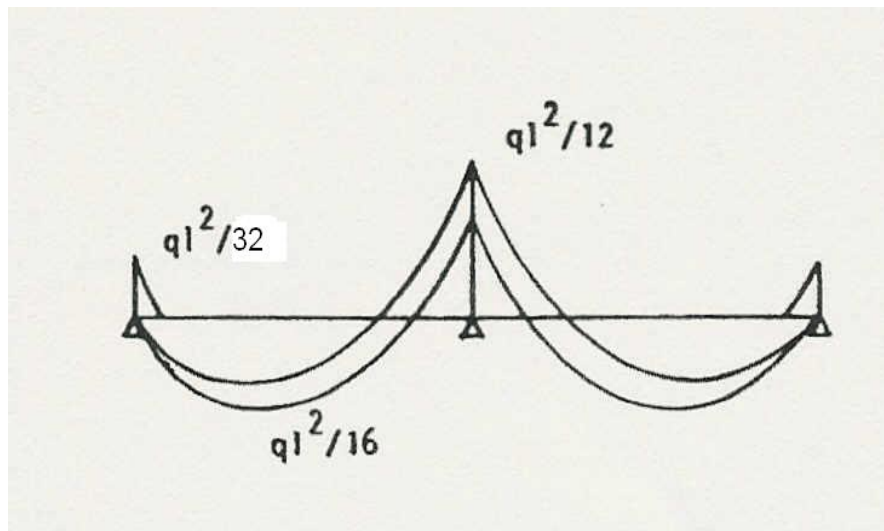


- A esto, se añade un factor beneficioso importante, en el hormigón de la semivigüeta, hasta bien entrada la vigüeta (zona de pérdida de tensión) no aparece el valor nominal de precompresión de la vigüeta. Desgraciadamente la longitud de pérdida de tensión o puesta en carga no es un dato ofrecido con el fabricante y además es variable con la edad de la semivigüeta.
- El análisis del forjado debiera hacerse como viga de sección variable. Como hemos adelantado ya, el forjado se comporta como una sección en T, con la parte inferior traccionada (el acero de armar o el hormigón descomprimiéndose en el caso de pretensado) y la parte superior comprimida; debido a la abundancia de hormigón y a la pequeñez de las tensiones de compresión a las que se le somete, (4 ó 5 de capa de compresión); por ello la sección es asimilable a una rectangular de ancho de intervalo entre vigüetas; generalmente se omite la incorporación de acero superior en el centro del vano.
- En las zonas extremas en continuidad, el comportamiento ante momentos negativos es el de la parte traccionada (por tanto con acero dispuesto al efecto) y a la parte inferior comprimida; ahora sin embargo, sólo es capaz de soportar compresiones una zona rectangular de ancho el nervio de la vigüeta, por lo que la fibra neutra se acerca notablemente al centro de la pieza. Las opciones son, por un lado, computar el acero inferior, que en las vigüetas armadas las bovedillas en los extremos de las vigüetas para disponer en la cara inferior más hormigón compresible.

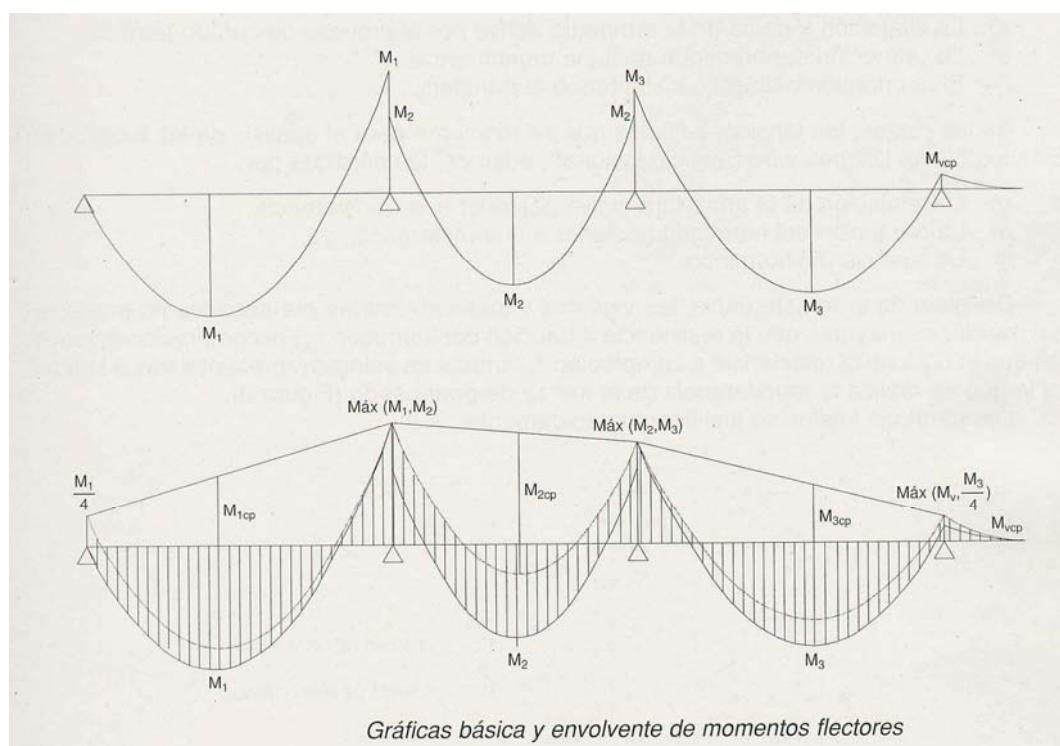


- En todo caso la poca precisión de la hipótesis y el posible rediseño de la sección una vez analizada, hace que éste análisis opere más en clave de asignación de momentos que en su cálculo. Aunque ya hay estudios de interés, está pendiente una investigación profunda sobre el verdadero funcionamiento de los forjados tal y como se construyen para constatar en detalle cuál sea su seguridad y poder concluir cambios en los estándares actuales que favorezcan dicho coeficiente, bien por eliminación de tics que sobran, como de apuntalar disposiciones que son exiguas.
- Los procedimientos de análisis de solicitaciones descansan en estos momentos en dos tipologías. La primera es la de considerar la continuidad perfecta; la segunda, la de semiempotramientos.
- Con la primera los momentos en los extremos se deducen del análisis del forjado como continuo pasante sobre los apoyos, considerando sección constante. Como hipótesis adicionales se consideran los extremos apoyados como articulaciones y se rebajan prudentemente los momentos que se obtengan sobre los apoyos "sin que resulten inferiores a los de los vanos". En este caso luces iguales suponen momentos negativos entre $ql^2/12$ y $ql^2/24$. Generalmente estos sistemas directos de asignación prevén para los momentos positivos algo más que lo que se dedujera de una rigurosa construcción geométrica a partir de los negativos para cubrirse en seguridad de la pobreza de la hipótesis que los avalan. Para el apoyo externo 1/4-1/5 del Momento isostático.

Como valores de referencia extremos, (a cumplir siempre y en cualquier caso) siguen los siguientes:



- Los valores de los momentos M_1 , M_2 y M_3 para cargas uniformemente repartidas, obtenidos analíticamente quedan reflejados en el siguiente gráfico:



- En el caso de forjados de viguetas autoportantes (forjados sanitarios), se recomienda considerar una situación de biapoyo siempre, (aunque se tenga sólo en fase constructiva), con objeto de ganar en coeficiente de seguridad adicional que evitará posibles problemas por excesos de deformación en los mismos. Como referencia práctica, para el caso de estos forjados, se sugiere como máximo reducir el valor del isostático en un 10% para la obtención de los momentos positivos dimensionantes y dejar el mismo análisis ya explicado para los momentos negativos. (La principal razón

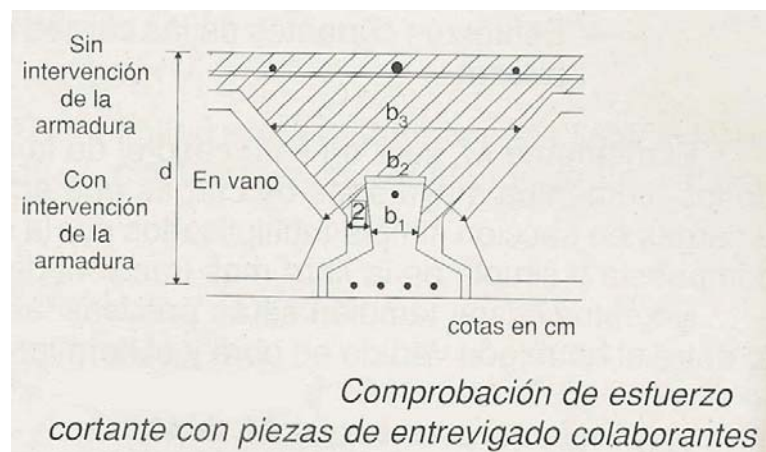
que sustenta esta precaución es la imposibilidad de apeo o sopandas en estos forjados).

- En cualquier caso, no hay constatación teórica que afirme que la seguridad en todas las secciones de la vigueta vaya a ser la misma; lo que con toda probabilidad ocurrirá es que el forjado, armado para una situación de momentos de cálculo, posea para la carga de servicio unos momentos muy diferentes a los supuestos, unas secciones solicitan más cercana a la rotura que otras, de forma que la seguridad para el conjunto se basa en la posibilidad de fluencia controlada de las primeras, cuestión imperfectamente reflejada aún en las formulaciones teóricas, en donde existe un divorcio manifiesto entre procesos de análisis y cálculo de secciones.

• ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

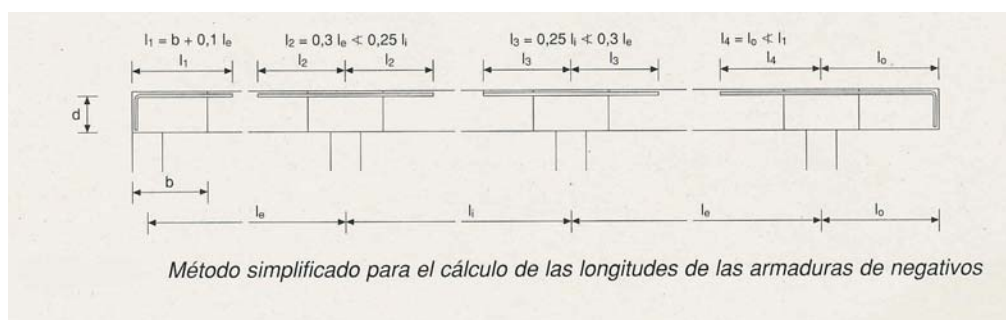
- En el cálculo de los forjados con piezas de entrevigado colaborantes, tanto para los Estados Límite Últimos, como para los de Servicios, puede considerarse que forman parte de la sección resistente los tabiquillos de las piezas de entrevigado adheridos al hormigón.

No se consideran en el cálculo las zonas de hormigón vertido en obra en las que éste tiene difícil acceso como consecuencia de anchos de paso menores que 20 mm.



Estado Límite de Agotamiento frente a sollicitaciones normales;

- En los forjados con viguetas armadas o pretensadas, y en los forjados de losas alveolares pretensadas, las secciones sometidas a sollicitaciones normales, momentos positivos o negativos, se calcularán según lo establecido en el Artículo 42º de la Instrucción EHE. Si existe además un esfuerzo axial, se considerará en el cálculo.
- Salvo excepciones justificadas, no debería disponerse armadura longitudinal de compresión. Para momentos negativos, puede prolongarse la armadura de los nervios o viguetas, solapándose adecuadamente. Si en alguna zona fuese necesario, lo recomendable es hormigonar ésta suprimiendo piezas de entrevigado.
- Cuando la sobrecarga de uso no sea mayor que un tercio de la carga total ni que 3 kN/m², la longitud de las armaduras superiores sobre los apoyos puede tomarse de forma simplificada como sigue.



Estado Límite de Agotamiento frente a cortante:

- Forjados de viguetas: Es necesario comprobar que no se produce agotamiento por compresión oblicua en el alma, ni por tracción oblicua en la misma. Para ello debe comprobarse que se cumplen simultáneamente las condiciones siguientes:
 - En el borde del apoyo: $V_d \leq V_{u1}$, comprobación que no resulta necesaria en piezas sin armadura transversal;
 - A un canto útil respecto del borde del apoyo: $V_d \leq V_{u2}$, siendo:

V_d El esfuerzo cortante del cálculo, obtenido de acuerdo con el Artículo 7º;

V_{u1} El esfuerzo cortante del agotamiento por compresión oblicua en el alma;

V_{u2} El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

- En la comprobación a un nivel con ancho b se adoptará como resistencia la que corresponde al hormigón de dicho nivel y cuando la sección corte a dos hormigones se tomará, bien el ancho del prefabricado con su resistencia, bien el ancho total con la resistencia del hormigón vertido en obra, siempre que el hormigón “in situ” tenga menor resistencia que el elemento prefabricado.
- En los forjados de viguetas armadas con armadura básica, puede considerarse la colaboración de la celosía para la comprobación a esfuerzo cortante tomando como ancho del nervio el correspondiente a una profundidad mayor o igual que 20 mm por debajo del redondo superior de la celosía. Asimismo deberá comprobarse el nervio sin la colaboración de la celosía con el menor ancho del nervio, entre 20 mm por debajo del redondo superior de la celosía y la cara superior del forjado.
Para un desarrollo más extenso de las formulaciones, ver artículo 14.2.1. de la EFHE.

- **ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO**

Estado Límite de Fisuración:

- La comprobación de las condiciones de fisuración se realizará según lo establecido en el Artículo 49º de la Instrucción EHE con las particularidades que se indican a continuación.
- En los cálculos necesarios para la comprobación de este Estado Límite de Servicio ante cargas totales, las tensiones se obtendrán como suma de las originadas en cada fase de construcción, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las condiciones de sustentación y las secciones resistentes de cada fase.
- Las tensiones pueden evaluarse a partir de la Hipótesis de Navier utilizando las secciones: simple, compuesta no fisurada y fisurada correspondientes a cada situación. Para las secciones sometidas a momentos positivos, el momento de comprobación vendrá dado por:

$$M_p = [\alpha g_1 + (1 - K_1) g_2] L^2/8 + (g_3 + q) L_o^2/8$$

y para momentos negativos:

$$M_n = [K_2 g_2 + g_3 + q] L_o^2/8$$

siendo:

α = La relación entre módulos resistentes (W'_{lh} / W_{lh})

W_{lh} = El módulo resistente de la sección simple.

W'_{lh} = El módulo resistente de la sección compuesta.

K_1, K_2 = Coeficientes, según Tabla 15.1.

L_o = La distancia entre puntos de momento nulo, correspondiente a la situación del forjado en continuidad.

g_1 = Variable correspondiente al peso propio del elemento prefabricado, si es pretensado, y que tomará valor nulo en el caso de elementos armados.

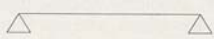
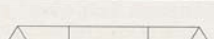
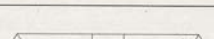
g_2 = Variable correspondiente al peso propio de la vigueta si es armada, al peso propio de hormigón vertido en obra y, en su caso, de las piezas de entrevigado.

g_3 = Variable correspondiente a la carga permanente (por ejemplo, el solado)

q = Sobrecargas.

- Se llama la atención sobre la importancia de efectuar un correcto proceso de apuntalado del forjado, sin el cual no tiene validez las fórmulas anteriores. Así, en el caso de elementos armados, se deben disponer puntales nivelados todos a la misma cota. Por el contrario, en el caso de forjados con elementos pretensados, se presentan los puntales contra el borde inferior del elemento prefabricado tras haber sido colocado éste apoyado en sus extremos.

TABLA 15.1

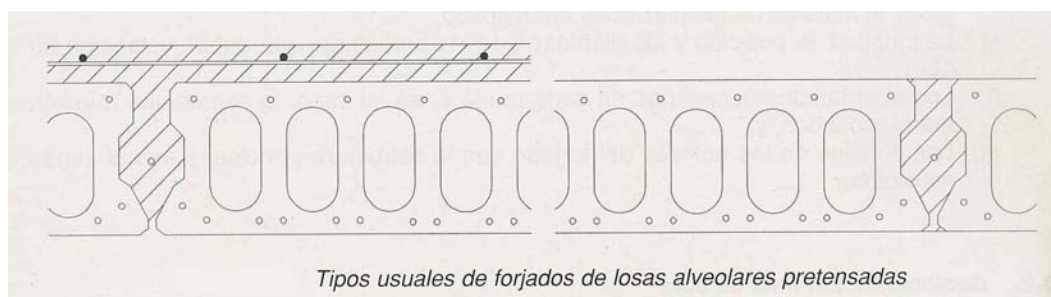
Caso		K_1	K_2
	Sin sopandas	0	0
	Un fila de sopandas	$1,25 \left[1 - \frac{5}{16} \frac{(\alpha - 1)g_2}{\alpha(g_1 + g_2) + g_3 + q} \right]$	1,25
	Dos filas de sopandas a tercios de la luz	0,98	0,98
	Dos filas de sopandas a 0,4L de cada apoyo	1,06	1,06
	Tres o más filas de sopandas	1	1

Estado Límite de Deformación:

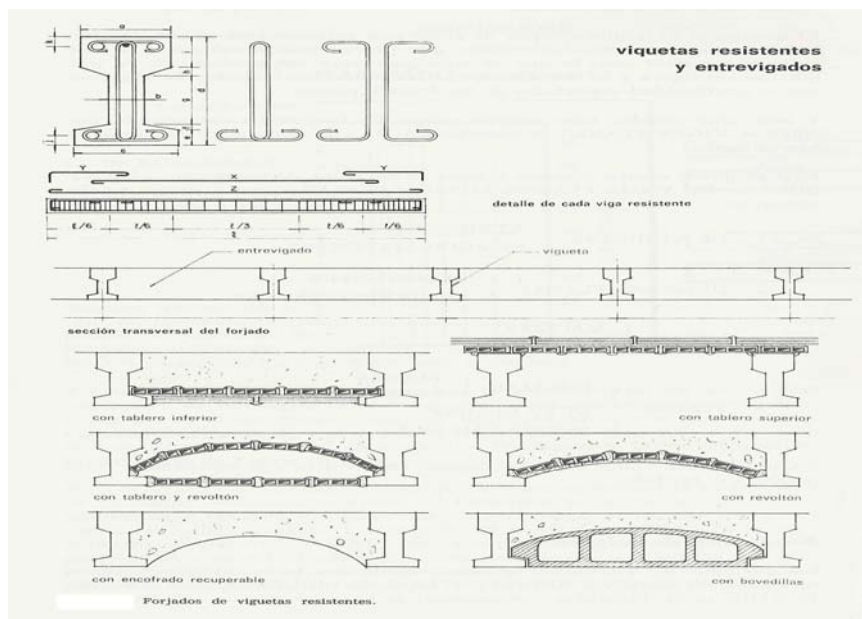
- El Artículo 50º de la Instrucción EHE establece las consideraciones y los procedimientos para las comprobaciones que, con carácter general, deben tenerse en cuenta para este Estado Límite. En el caso de los forjados que se incluyen en esta Instrucción, se tendrán en cuenta, además, las prescripciones que establece esta apartado.
- Con carácter general, para un forjado verifique este Estado Límite será suficiente con el cumplimiento de las especificaciones relativas a cantos mínimos según el apartado 15.2.2., siempre que no se superen las luces máximas establecidas en dicho apartado. En otros casos, deberá recurrirse al procedimiento general según el apartado 15.2.3.
- Las cumplirán las prescripciones de los artículos 15.2.1. y 15.2.2. ya expuestos anteriormente.

- TIPOS DE FORJADOS

- La primera clasificación puede establecerse en FORJADOS DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS Y FORJADOS DE VIGUETAS.
- Los forjados de LOSAS ALVEOLARES pretensadas son un sistema constructivo con losas prefabricadas aligeradas de hormigón pretensado. Llevan una armadura adicional colocada en obra, (a negativo) más mallazo en capa de compresión. El hormigón vertido "in situ" rellenará las juntas laterales entre losas y formará la losa superior.



- Los forjados de VIGUETAS pueden ser de dos tipos diferentes, según se trate de VIGUETAS RESISTENTES (AUTORRESISTENTES O AUTOPORTANTES) o de VIGUETAS SEMIRRESISTENTES, cuya diferencia fundamental se basa en que las primeras vienen totalmente acabadas de taller, mientras que las segundas precisan de la ejecución in situ de la capa superior de hormigón, pues en taller sólo se prefabrica la parte inferior de la vigueta.
- Las VIGUETAS RESISTENTES son capaces de resistir por sí solas todos los esfuerzos que las soliciten, sin que colabore para ello el entrevigado. Por ello, dichas viguetas hay que calcularlas para que absorban el momento flector y esfuerzo cortante con el debido coeficiente de seguridad y sin que su deformación produzca una flecha máxima superior al límite adecuado.
- En obra se colocan estas viguetas uniformemente espaciadas, salvando la luz entre viguetas (del orden de 50 a 90 cm), con los ENTREVIGADOS, que pueden ser de:
 - Tablero inferior.
 - Tablero superior.
 - Tablero y revoltón.
 - Revoltón.
 - Relleno hormigonado sobre encofrados recuperables.
 - Bovedillas.



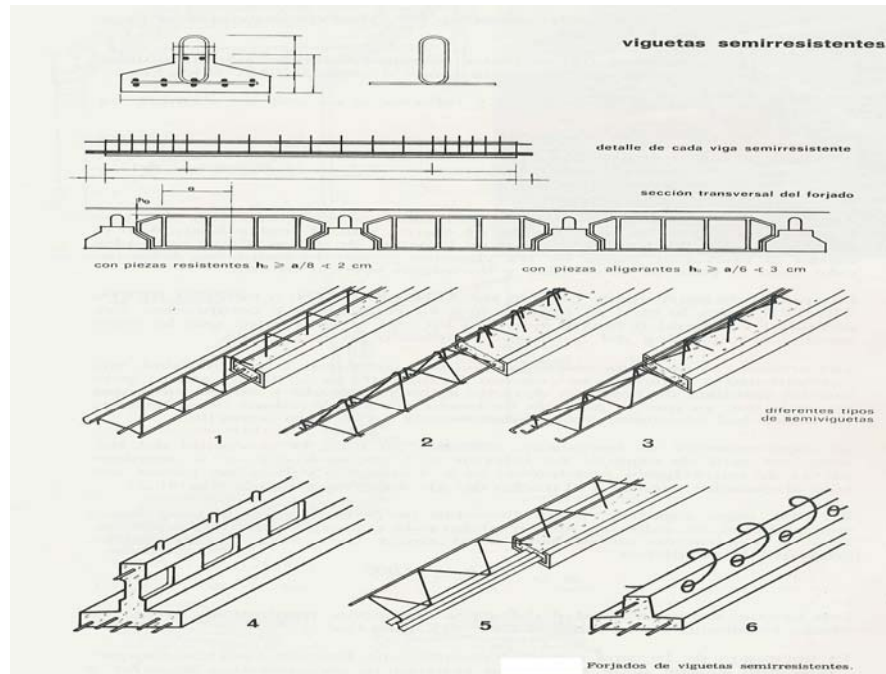
- Aunque el entrevigado no precisa colaborar en la absorción de esfuerzos longitudinales, limitando su función resistente a salvar la luz transversal entre viguetas, si debe de producir el acodalamiento transversal de las viguetas con objeto de evitar el que trabajen y se deformen una independientemente de otras. Esto se consigue, generalmente, con el empleo de BOVEDILLAS prefabricadas, especialmente diseñadas para su apoyo en las alas inferiores de las viguetas, y con el abovedado superior que define los SENOS, que una vez rellenos de hormigón son los que producen el efecto de acodalamiento transversal.
- Estas bovedillas se fabrican de cerámica o se prefabrican con hormigón vibrado de: arena, carbonilla, ladrillo triturado, o fibra de madera. Las más convencionales, de hormigón o cerámicas, suelen fabricarse para entrevigado de 70 cm de ancho.
- Nunca deberán emplearse bovedillas de yeso.

Sus formas y dimensiones varían de unos tipos a otros, pero deben cumplir las siguientes condiciones para su correcto uso:

- El espesor de sus paredes exteriores debe ser superior a 1,5 cm, y las intermedias, a 1 cm.
- Su resistencia debe ser tal que aguanten el peso de una persona (100 Kg) estando la bovedilla apoyada en sus bordes.
- No deben romperse al dejarlas caer desde 1 m de altura sobre un lecho de arena.
- Los senos deben tener una abertura superior no inferior a 5 cm.
- Las muescas deben permitir que el fondo cuelgue de la cara inferior de las viguetas no menos de 5 mm, y que entre vigueta y bloque queden cuñas de 5 mm de apertura para que el tendido de yeso del techo no se fisure.

- Las piezas de entrevigado pueden ser ALIGERANTES, o también RESISTENTES, para lo cual es preciso que su resistencia a compresión longitudinal sea igual o mayor que $180 K_p/cm^2$, y no menor que la resistencia característica del hormigón empleado en el forjado.
- Las viguetas resistentes suelen variar de 16 a 22 cm de canto, y sus secciones son generalmente de doble T, aunque la cabeza superior debe tener menos anchura para facilitar la colocación de las bovedillas.
- Aunque para luces moderadas las viguetas simplemente apoyadas son capaces de resolver bien el problema, la realidad es que al empotrarlas se reducen notablemente los momentos de vano, según el grado de empotrabilidad de las viguetas. Para ello, la armadura superior, hay que dimensionarla para que sea capaz de absorber los momentos negativos y darle la longitud de entrega suficiente en la jácena o forjado contiguo para garantizar su anclaje.
- Otras veces, estas armaduras de momento negativo se incorporan en obra colocándolas en los senos. De este modo pueden ejecutarse fácilmente empotramientos de continuidad y de anclaje de voladizos.
- El apoyo simple de las viguetas debe hacerse con una longitud de entrega mínima igual a la mitad del canto. Por el contrario, cuando en vez de colocar las viguetas simplemente apoyadas; se colocan empotradas, en jácenas o zunchos debe hacerse el empotramiento penetrando la cabeza hormigonada no más del espesor del recubrimiento, y con corte oblicuo en testa; si se empotran en un pilar, no deben penetrar nada más que las armaduras salientes.
- La principal ventaja que ofrecen las viguetas resistentes es que por estar hechas totalmente en taller hay una mayor garantía de su calidad. Pero, en cambio, con ellas es antieconómico el conseguir el monolitismo y la continuidad, condiciones necesarias para poder cumplir eficazmente las funciones estructurales descritas. Pues para ello es preciso recrecer el forjado con una capa superior de hormigón de espesor no menor de 2 cm, lo que supone un sobre costo y un peso muerto de un material que no colabora a la hora de absorber las acciones verticales.
- Pero la continuidad y monolitismo se consigue de forma más sencilla y eficaz con los forjados de VIGUETAS SEMIRRESISTENTES, que además resultan más económicos al poder contar con el hormigonado de senos en la absorción de esfuerzos principales.
- En esencia, las viguetas semirresistentes constan de medias viguetas, en las que para garantizar la adherencia entre el hormigón prefabricado y el hormigón in situ, y poder absorber los esfuerzos cortantes se recurre a una de estas soluciones:
 - Dejar armaduras transversales salientes definidas por horquillas, chapas desplegadas, triangulaciones u ondulaciones soldadas.
 - Hacer taladros en el alma, y reforzar o no con un alambre helicoidal.

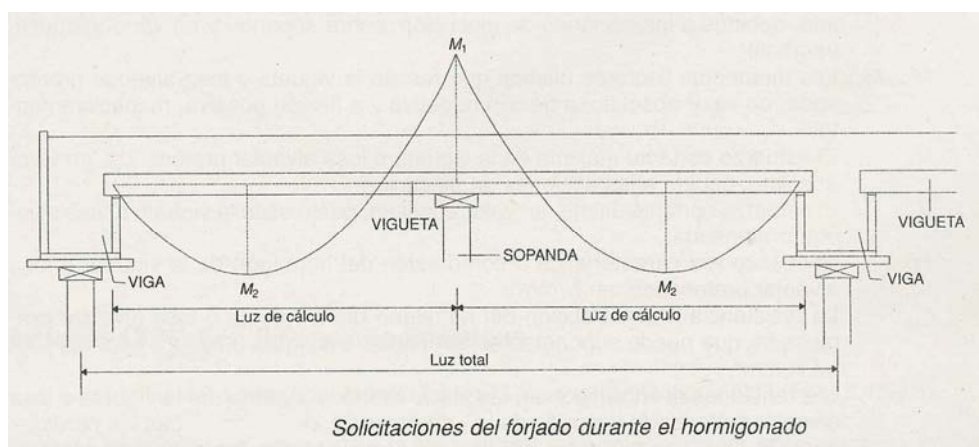
- Hacer resaltos en las caras laterales o superior, y sin necesidad de emplear armaduras transversales, si el hormigón sólo, produce un coeficiente de seguridad superior a 2 en la absorción del esfuerzo cortante.



- **COMPROBACIONES PREVIAS AL HORMIGONADO EN OBRA**

Condiciones de apuntalado y sopandado:

- La separación máxima entre sopandas, en su caso, se calculará teniendo en cuenta lo siguiente:
 - Durante el hormigonado en obra, la acción característica de ejecución sobre las viguetas es el peso propio total del forjado y una sobrecarga de ejecución no menor que 1 kN/m^2 ;
 - La luz de cálculo de cada tramo se medirá entre los apoyos extremos de las viguetas y los ejes de sopandas.
 - Las solicitaciones se calcularán por el método lineal, en la hipótesis de rigidez constante de la vigueta;
 - Los coeficientes parciales de seguridad γ_g y γ_q de las acciones en fase de ejecución pueden ser menores a los indicados 12.1. de la Instrucción EHE, pero en ningún caso el coeficiente de seguridad global de las acciones γ_f será menor que 1,25.

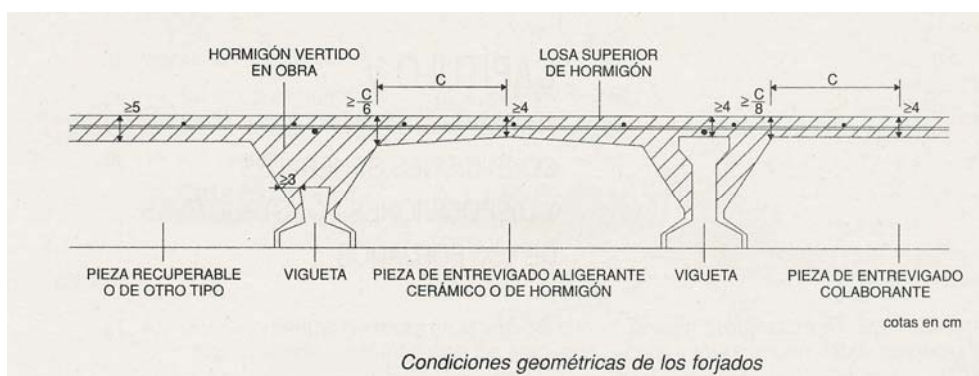


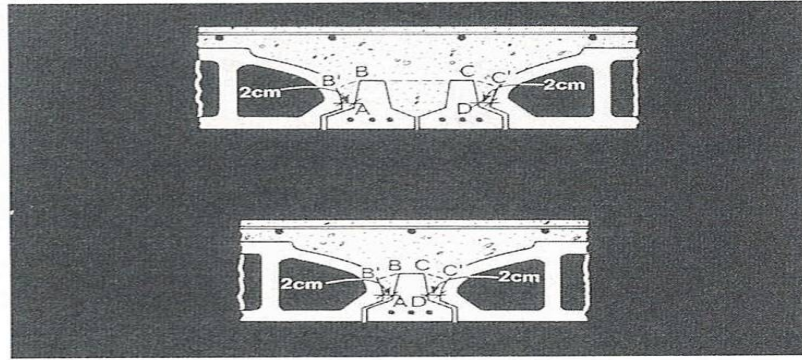
- Como coeficiente de seguridad global de las acciones γ_f se entiende la media ponderada de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones permanentes y variables.
- En la sobrecarga de ejecución deberán tenerse en cuenta, en su caso, las cargas procedentes de los forjados de pisos superiores apuntalados sobre el considerado, así como del material de obra almacenado sobre el mismo.

- **CONDICIONES GEOMÉTRICAS**

➤ La sección transversal del forjado cumplirá los requisitos siguientes:

- a) El espesor mínimo h_o de la losa superior hormigonada en obra, excepto en los forjados con losas alveolares pretensadas en las que puede no disponerse ésta, será de:
 - 40 mm de viguetas;
 - 40 mm sobre piezas de entrevigado cerámica o hormigón y losas alveolares pretensadas;
 - 50 mm sobre piezas de entrevigado de otro tipo;
 - 50 mm sobre piezas de entrevigado en el caso de zonas con aceleración sísmica de cálculo mayor que 0,16 g.
- b) El perfil de la pieza de entrevigado será tal que, a cualquier distancia c de su eje vertical de simetría, el espesor de hormigón de la losa superior hormigonada en obra no será menor que:
 - $c/8$ en el caso de piezas de entrevigado colaborante.
 - $c/6$ en el caso de piezas de entrevigado aligerante.
- c) En el caso de forjados de viguetas sin armaduras transversales de conexión con el hormigón vertido en obra, el perfil de la pieza de entrevigado dejará a ambos lados de la cara superior de la vigueta un paso de 30 mm, como mínimo;





- d) En el caso de losas alveolares pretensadas, el espesor mínimo de las almas, del ala superior y del ala inferior, debe ser mayor que los valores siguientes:

- $(2h)^{1/2}$, siendo h el canto total de la pieza prefabricada, en mm.
- 20 mm, y

- Resultado de sumar 10 mm al tamaño máximo del árido.
- La forma de la junta será la adecuada para permitir el paso de hormigón de relleno, con el fin de crear un núcleo capaz de transmitir el esfuerzo cortante entre losas colaterales y para, en el caso de situar en ella armaduras, facilitar su colocación y asegurar una buena adherencia.
- La sección transversal de las juntas deberá cumplir con los requisitos siguientes:
 - El ancho de la junta en la parte superior de la misma no será menor que 30 mm;
 - El ancho de la junta en la parte inferior de la misma no será menor que 5 mm, ni inferior al diámetro nominal máximo de árido D;
 - Si en el interior de la junta se disponen barras de atado longitudinales, el ancho de la junta al nivel de la barra debe ser mayor o igual que el mayor de los dos siguientes valores: $\emptyset + 2 \text{ mm}$, $\emptyset + 2D$ con D y $\emptyset$ expresados en mm.
- Cuando la junta longitudinal deba resistir un esfuerzo cortante vertical, la superficie debe estar provista de, al menos, una ranura de tamaño adecuado con respecto a la resistencia del hormigón de relleno.
- En cualquier caso, la altura de la ranura debe ser mayor o igual a 35 mm, su profundidad (o ancho máximo) será mayor o igual a 10 mm y la distancia entre la parte superior de la ranura y la superficie de la losa alveolar pretensada será mayor o igual a 30 mm.
- Las condiciones del articulado buscan, por un lado, asegurar la necesaria continuidad transversal mediante un espesor adecuado de la losa superior hormigonada en obra y, por otro, garantizar que el perímetro de la vigueta queda razonablemente embebido en el hormigón vertido en obra.

- **ARMADO LONGITUDINAL**

- En forjados de viguetas armadas, la armadura longitudinal inferior se compondrá, al menos, de dos barras y su sección total, A_s' cumplirá la siguiente condición: Si el cálculo conduce a una armadura

$$A_s \leq 0,10 (b_o df_{cd} / f_{yd})$$

entonces disponer una

$$A_{s,min} = [1,5 - 4,55 (A_s f_{yd} / b_o df_{cd})] A_s$$

En forjados de viguetas pretensadas, en la fórmula anterior debe sustituirse $A_s f_{yd}$ por $A_p f_{pd}$, donde A_p el área de armadura pretesa y f_{pd} la tensión de dicha armadura, deducida la correspondiente tensión permanente de pretensado.

La armadura longitudinal superior sobre los apoyos interiores en continuidad de un forjado, compuesta por una o más barras, cumplirá la siguiente condición:

Si el cálculo conduce a una armadura

$$A_s \leq 0,20 (b_o df_{cd} / f_{yd})$$

entonces disponer una $A_{s,min}$ de valor:

$$A_{s,min} = [1,5 - 2,49 (A_s f_{yd} / b_o df_{cd})] A_s$$

En el caso de forjados de viguetas armadas, tanto para momentos positivos como negativos en apoyos interiores en continuidad, la armadura A_s debe cumplir además la condición:

$$A_s \geq \beta b_w h$$

siendo:

b_o = El ancho de la sección a nivel de la armadura de tracción en flexión positiva, en mm;

b_w = El ancho mínimo del nervio, en mm;

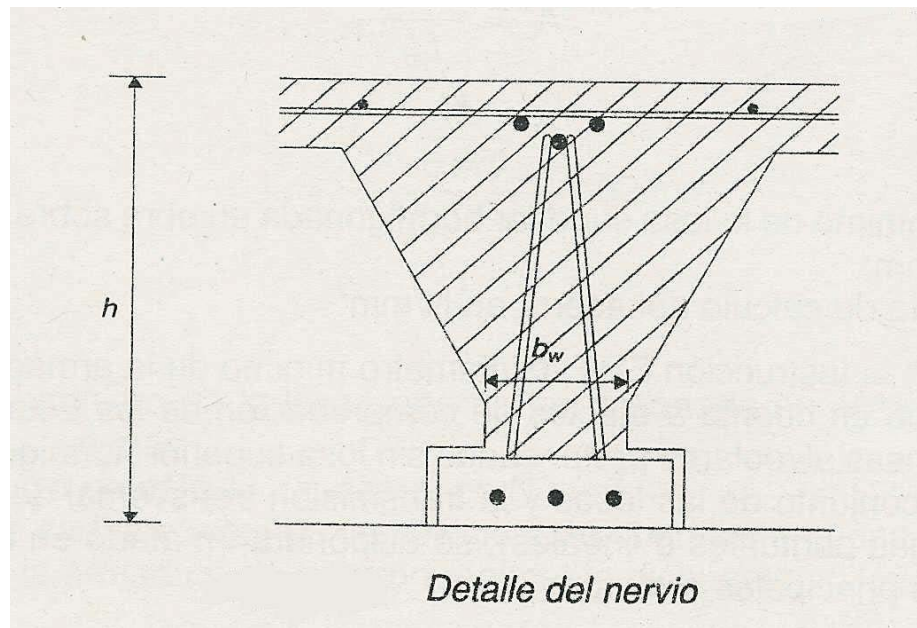
h = El canto total del forjado, en mm;

d = El canto útil del forjado, en mm;

f_{cd} = La resistencia de cálculo a compresión del hormigón de obra, en N/mm²;

f_{yd} = La resistencia de cálculo del acero de la armadura, en N/mm²;

β = Coeficiente cuyo valor es 0,004 para acero B 400 y 0,003 para acero B 500.



- La cuantía mínima propuesta en el articulado cubre los efectos térmicos y de retracción considerados en el apartado 42.3.5. de la Instrucción EHE.
- Las armaduras de momento negativo, para conseguir la continuidad, empotramiento o voladizo, se colocan fácilmente, pero deben atarse para que no cambien de posición durante el hormigonado y, sobre todo, que no se bajen, ya que la pérdida de brazo mecánico reduce notablemente su capacidad resistente y aparecen fisuras en la cara superior.

- **ARMADO DE REPARTO**

- En la losa superior de hormigón, y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto, según:

Art. 20 de la EFHE, Armado de reparto:

En la losa superior de hormigón vertido en obra, se dispondrá una armadura de reparto, con separaciones entre elementos longitudinales y transversales no mayores que 35 cm, tales que la sección total de esta armadura, en cm²/m sea:

- En la dirección perpendicular a los nervios: $A_1 \geq 5h_o/f_{yd}$
- En la dirección paralela a los nervios: $A_2 \geq 2,5h_o/f_{yd}$

Siendo:

h_o = El espesor mínimo de la losa superior hormigonado en obra sobre las piezas de entrevigado, en mm;

f_{yd} = La resistencia de cálculo del acero, en N/mm².

De acuerdo con la Instrucción EHE, el diámetro mínimo de la armadura de reparto será 5 mm si ésta se tiene en cuenta a efectos de comprobación de los Estados Límite Últimos.

- **ARMADO TRANSVERSAL**

En el caso de losas alveolares pretensadas sin losa superior hormigonada en obra, para asegurar el trabajo conjunto de las losas y la transmisión transversal de carga (sobre todo cuando existan cargas puntuales o lineales), de dispondrán un atado en la zona de unión de las losas a las vigas principales o muros.

➤ Otra consideración a tener en cuenta será la del artículo 19 de la EFHE:

Los forjados pueden realizarse sin armadura transversal si el esfuerzo cortante de agotamiento de sus nervios, es mayor o igual al esfuerzo cortante de cálculo. Si no es así pueden aumentarse las dimensiones de los nervios o colocar armadura transversal, de estribos o de celosía, en las zonas que lo requieran.

En los forjados de viguetas armadas con armadura básica, puede considerarse la colaboración de la celosía para la comprobación a esfuerzos cortante, siempre que se cumplan las especificaciones definidas para este tipo de armaduras en el artículo 31º de la Instrucción EHE, y ello para las secciones horizontales situadas al menos 20 mm por debajo del eje del redondo superior de la celosía.

- ENLACES Y APOYOS

Generalidades:

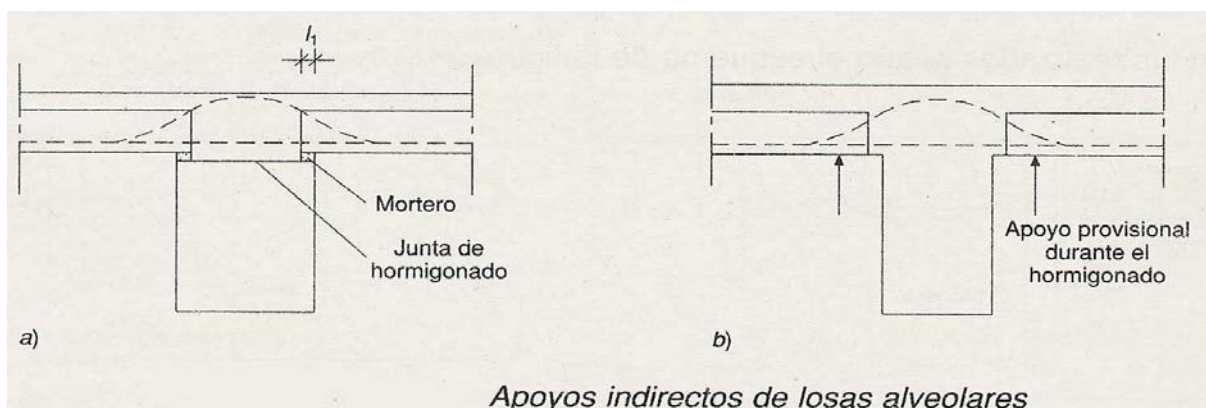
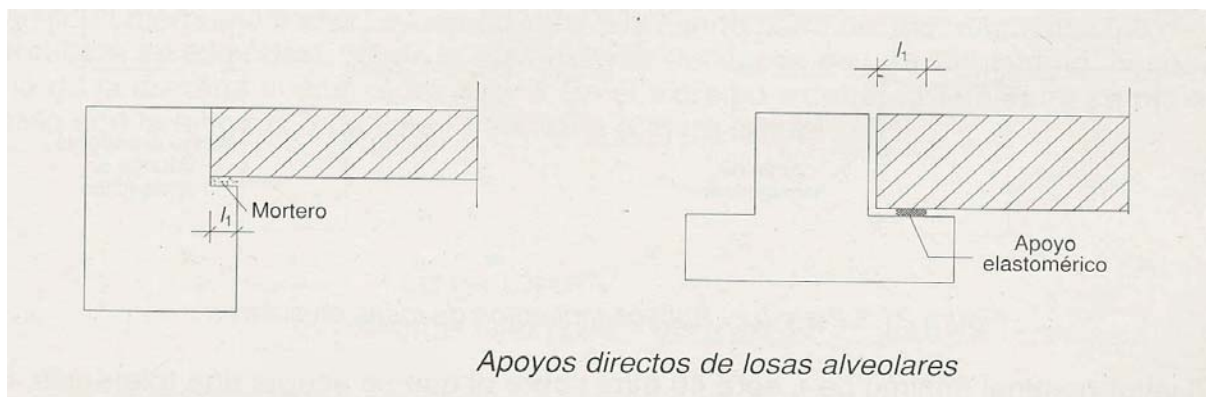
- En todo apoyo debe comprobarse que la capacidad a tracción de la armadura introducida, en el apoyo, es mayor que los esfuerzos producidos en la hipótesis de formación de una fisura arrancando de la cara del apoyo con inclinación de 45° .

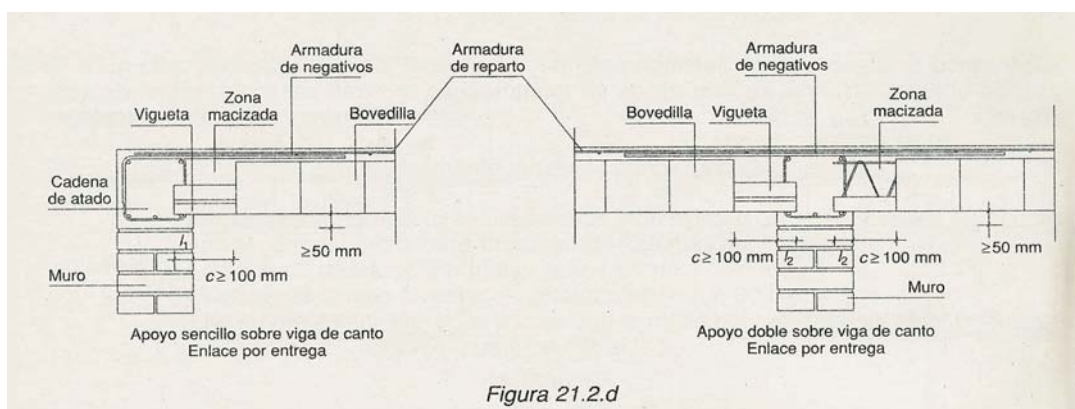
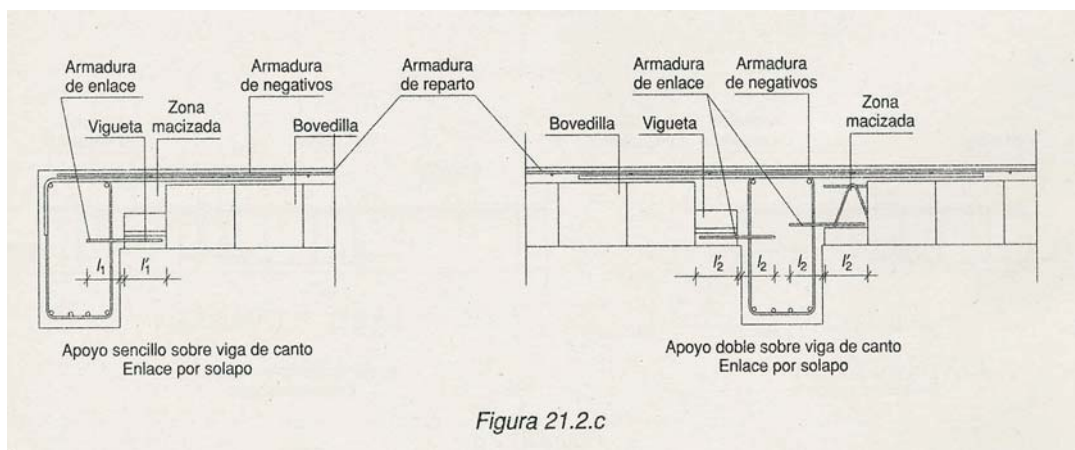
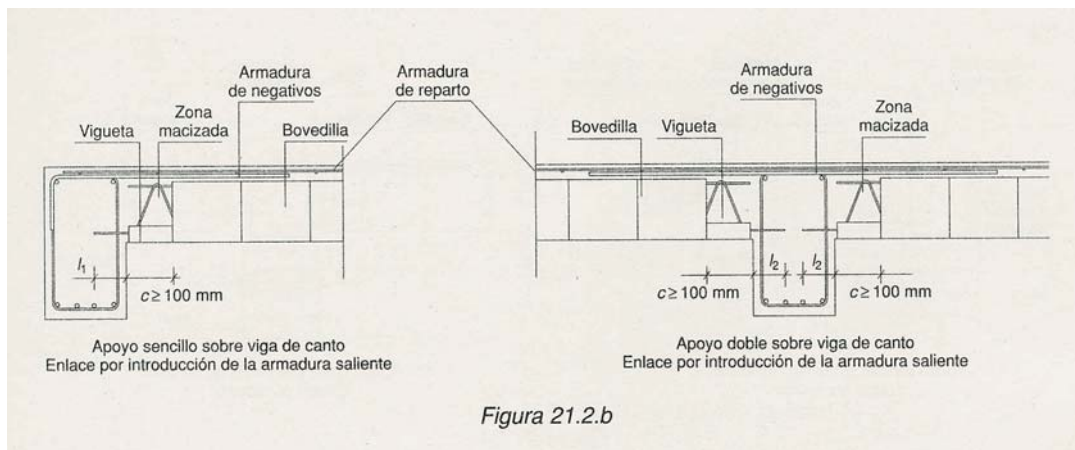
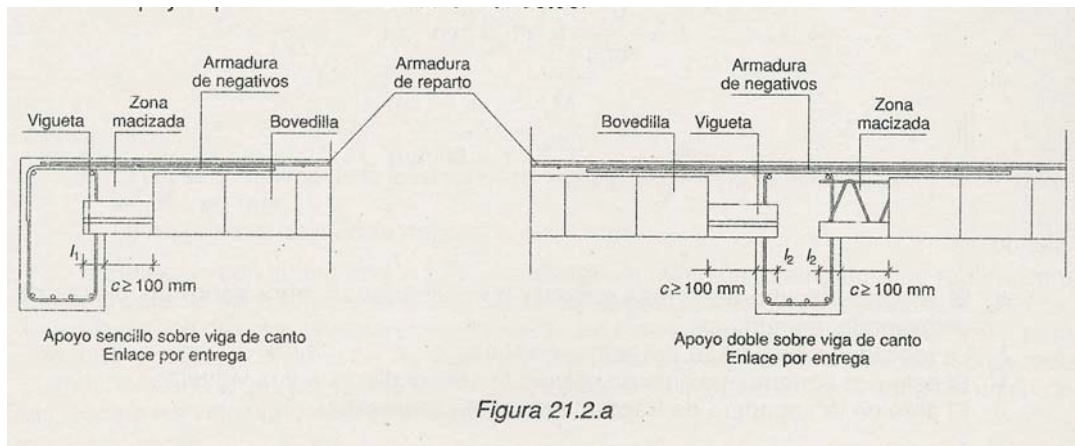
Apoyos de forjados de viguetas:

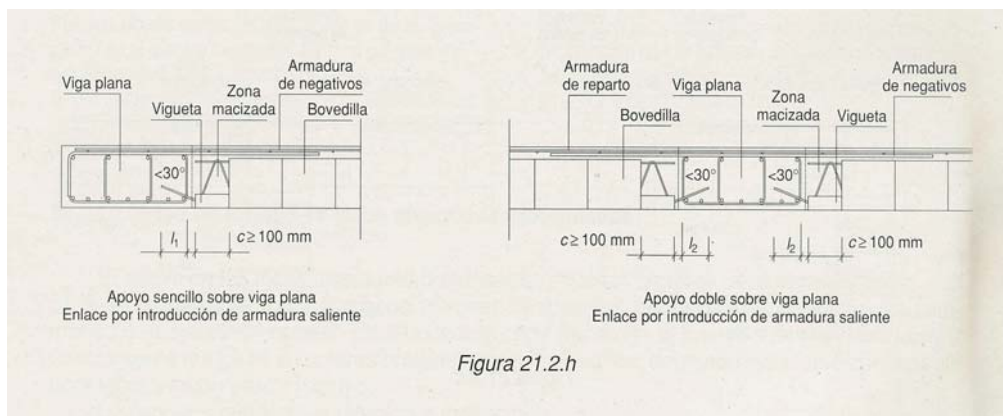
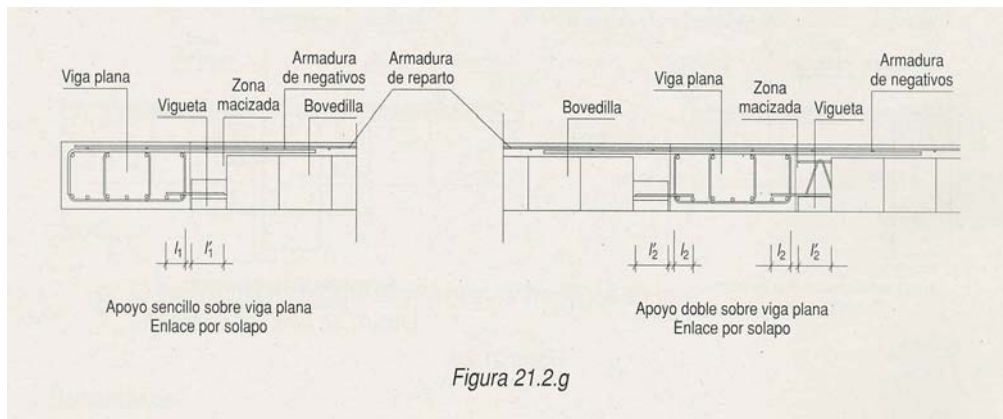
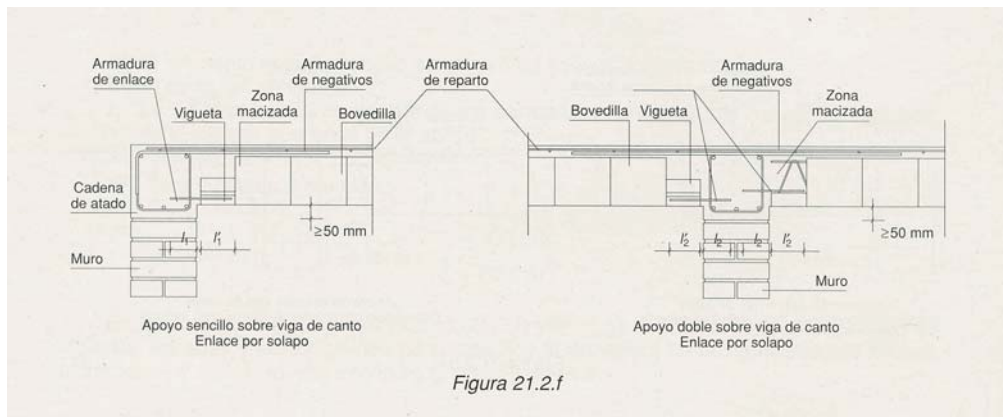
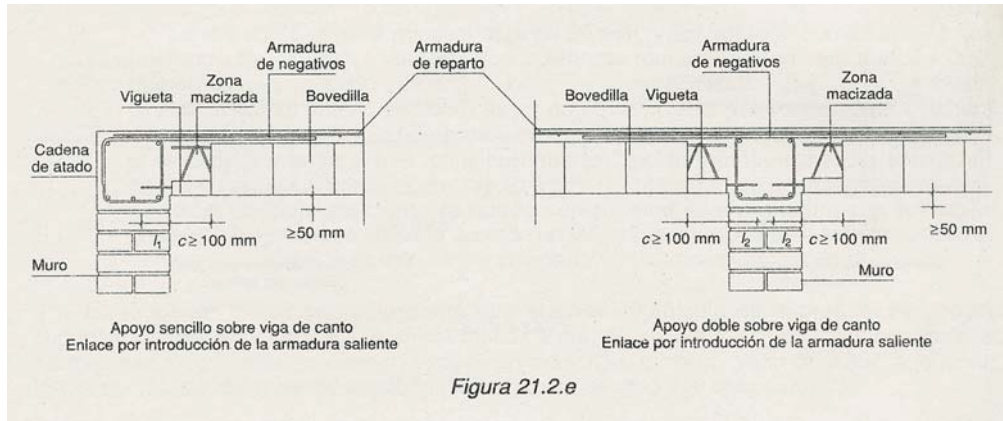
- Los nervios de un forjado deben enlazarse a la cadena de un muro o a una viga de canto netamente mayor que el forjado, denominándose apoyo directo (Figura 21.2.a a 21.2.f), o a una viga plana, cabeza de viga mixta, brochal, etc., del mismo canto que el forjado denominándose apoyo indirecto (Figuras 21.2.g a 21.2.i).

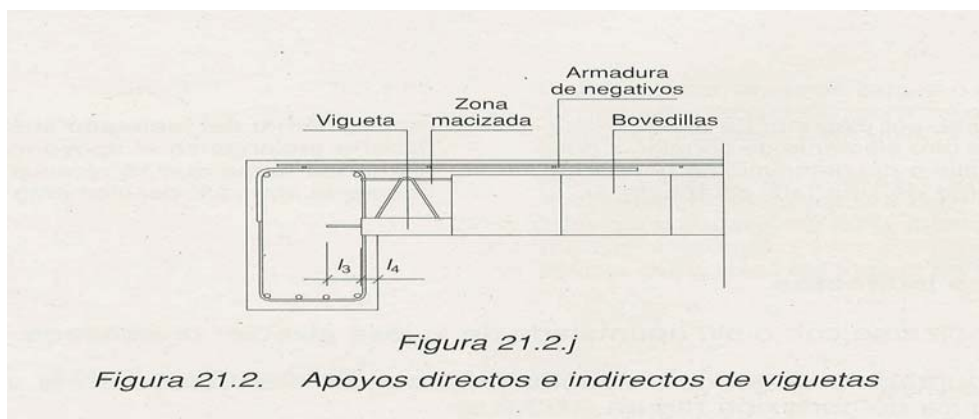
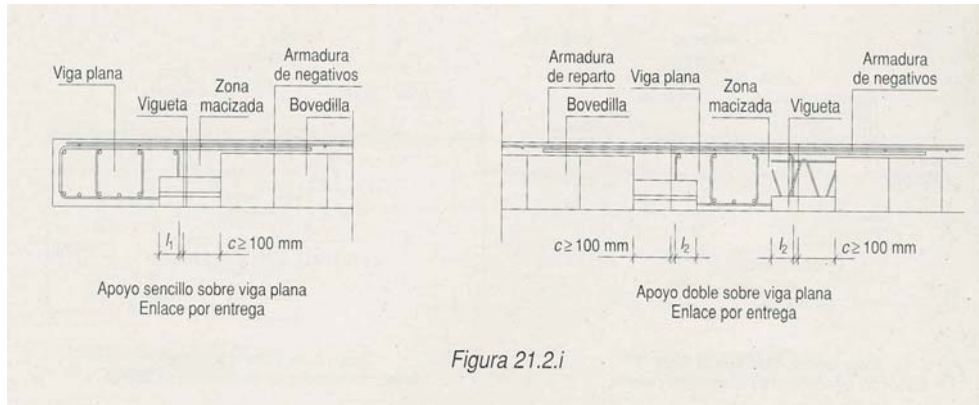
Apoyo de forjado de losas alveolares pretensadas:

- Apoyo de forjado de losas alveolares pretensadas en vigas o muros debe hacerse sobre una capa de mortero fresco de al menos 15 mm de espesor, o sobre bandas de material elastomérico o apoyos individuales, situadas sobre cada nervio de la losa. No se permitirá apoyar directamente las losas alveolares pretensadas sobre ladrillo, debiendo realizarse zunchos de hormigón armado para el apoyo. Los apoyos pueden ser directos e indirectos.



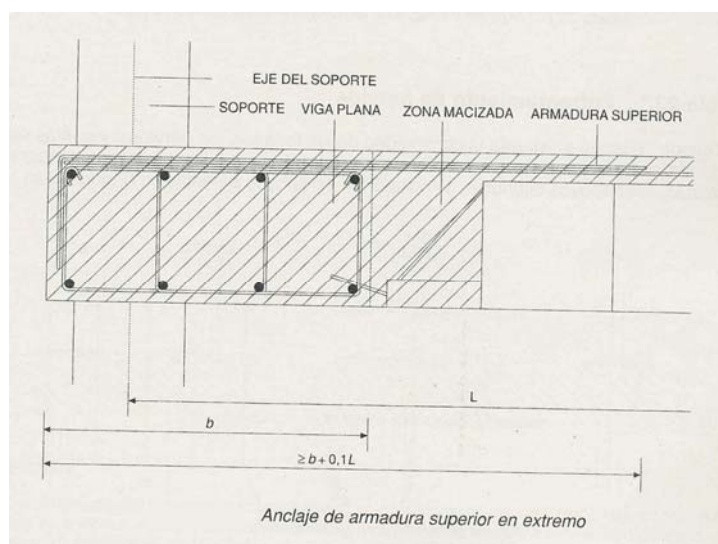




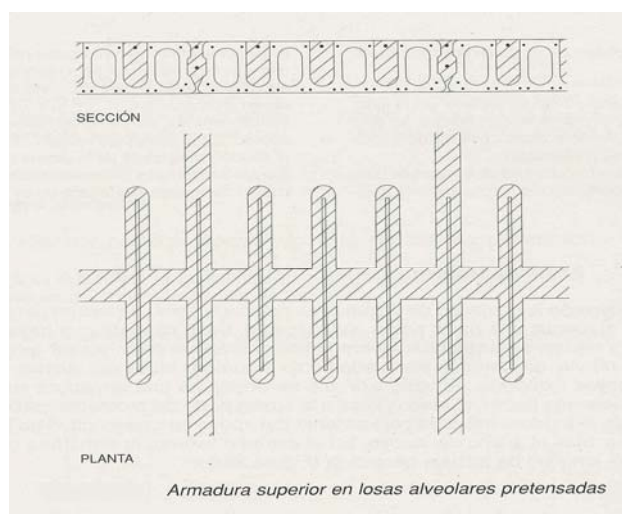


- **ARMADO SUPERIOR**

- En los apoyos de los forjados de viguetas se colocará, como armadura para los momentos negativos, al menos una barra sobre cada vigueta. En el caso de que haya que colocar más de dos por nervio, se distribuirán sobre la línea de apoyo para facilitar que el hormigón rellene bien el nervio, anclándose adecuadamente en ambos lados del mismo.
- En los apoyos exteriores de vano extremo se dispondrá una armadura superior capaz de resistir un momento flector, al menos igual a la cuarta parte del momento máximo del vano. Tal armadura se extenderá desde la cara exterior del apoyo en una longitud no menor que el décimo de la luz más el ancho del apoyo. En el extremo exterior la armadura se prolongará en patilla con la longitud de anclaje necesaria.

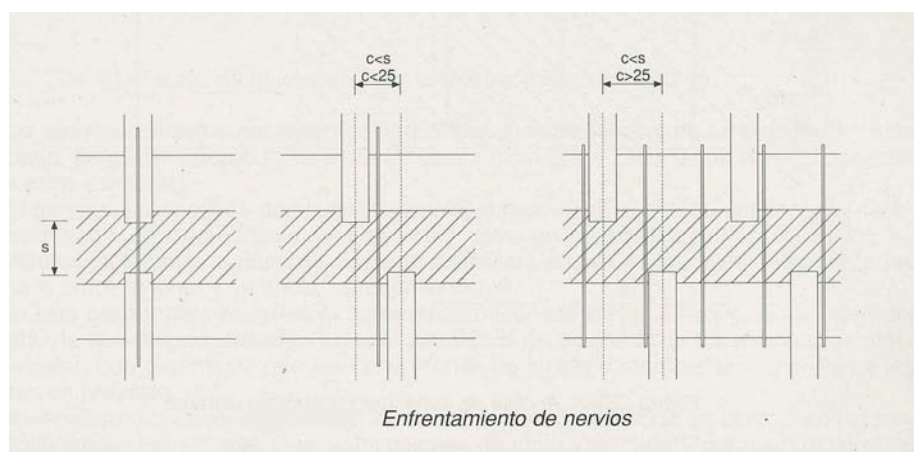


- En los forjados de losas alveolares pretensadas sin losa superior hormigonada en obra se dispondrá, cuando sea necesaria, la armadura superior en los alvéolos que habrán sido preparados adecuadamente eliminando el hormigón de la parte superior en una longitud igual o mayor que la de las barras y posteriormente rellenos.



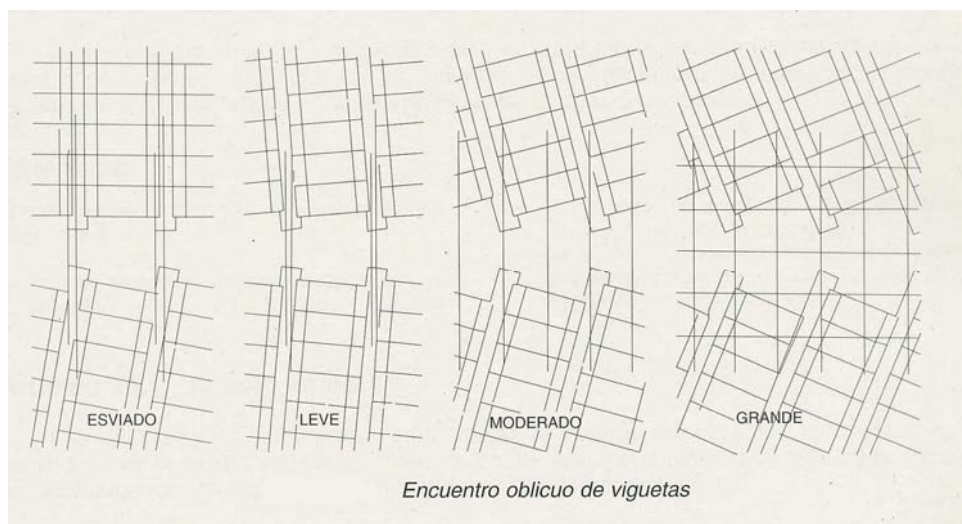
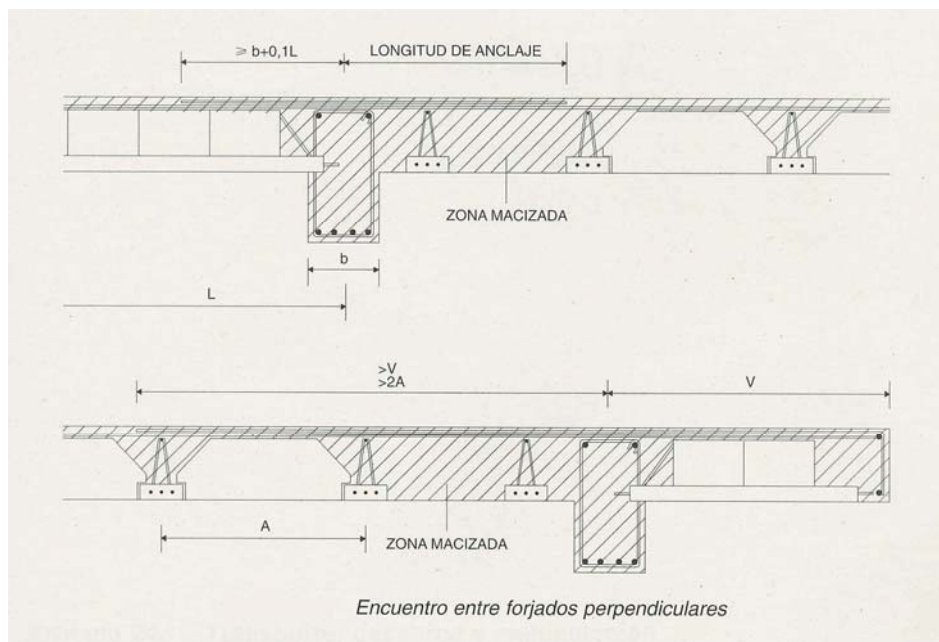
- ENFRENTAMIENTO DE NERVIOS

- Cuando se tenga en cuenta la continuidad de los forjados, los nervios o viguetas se dispondrán enfrentados, pero puede admitirse una desviación c menor que la distancia recta entre testas, s , en apoyos interiores, y hasta 5 cm en apoyos de voladizo.



- En los casos en los que un forjado acometa a otro perpendicularmente, su armadura superior se anclará por prolongación recta. Cuando un voladizo tenga nervios perpendiculares a los del tramo adyacente, su armadura superior se anclará por prolongación recta una longitud no menor que la longitud del voladizo ni a dos veces el intereje.
- En ambos casos, se garantizará la resistencia a compresión de la parte inferior del forjado macizando las partes necesarias o con disposiciones equivalentes.
- Si las viguetas acometen oblicuamente al apoyo, para ángulos pequeños, por ejemplo menores de 22° , la armadura calculada (teniendo en cuenta que pierde eficacia con el coseno al cuadrado del ángulo) se puede disponer según la bisectriz de ambas direcciones. Si el ángulo fuese mayor resulta aconsejable disponer una cuadrícula, cuya sección, en cualquiera de las dos direcciones, sea igual a la teóricamente necesaria.
- Toda desviación c origina esfuerzos que se superponen a los de la viga, que pueden ser importantes si se rebasan las limitaciones del articulado.
- Si la desviación c es menor que 25 cm, la armadura superior puede disponerse sobre cada pareja de viguetas enfrentadas en los apoyos, pero siempre respetando los recubrimientos mínimos prescritos en esta Instrucción. En el caso de que c sea mayor que 25 cm, la armadura se distribuirá sobre la línea de apoyo.

- La acción de macizar una zonas cuando un forjado o voladizo acomete a otro forjado perpendicularmente, reduce considerablemente la torsión en la viga de apoyo.
- Merece citarse la importancia que tiene, en los casos de forjado en voladizo perpendicular al vano adyacente, el cálculo para determinar la longitud del macizado y las cargas sobre la viga de dirección normal al voladizo, máxime si las cargas que actúan en éste son superiores a las del vano del forjado adyacente.



- **EJECUCIÓN**

Transporte, descarga y manipulación:

- Se seguirán las instrucciones indicadas por cada fabricante para la manipulación, a mano o con medios mecánicos, de las viguetas y losas alveolares pretensadas. Si alguna resultase dañada afectando a su capacidad portante deberá desecharse.
- En todo caso se tendrá en cuenta las recomendaciones siguientes:

Para su elevación con medios mecánicos, se aconseja emplear un útil rígido que proporcione a los paquetes de viguetas dos o más puntos de apoyo, de acuerdo con su longitud.

Se tendrá en cuenta las longitudes de vuelos admisibles, para que no resulten dañadas en el transporte o manipulación.

Acopio en obra:

- Las viguetas y losas alveolares pretensadas se apilarán limpias sobre durmientes, que coincidirán en la misma vertical, con vuelos, en su caso, no mayores que 0,50 m, ni alturas de pilas superiores a 1,50 m, salvo que el fabricante indique otro valor.
- Es aconsejable colocar, en cada pila, viguetas o losas alveolares pretensadas de un mismo tipo y longitud, de tal modo que quede visible su identificación.

Apuntalado:

- Se dispondrán durmientes de reparto para el apoyo de los puntales. Si los durmientes de reparto descansan directamente sobre el terreno, habrá que cerciorarse de que no puedan asentar en él.
- Los puntales se arriostrarán en las dos direcciones, para que el apuntalado sea capaz de resistir los esfuerzos horizontales que puedan producirse durante la ejecución de los forjados.
- En caso de forjados de peso propio mayor que 3 KN/m^2 o cuando la altura de los puntales sea mayor a 4 m, se realizará un estudio detallado de los apuntalados, que figurará en el proyecto.
- Las sopandas se colocarán a las distancias en los planos de ejecución del forjado de acuerdo con lo indicado en el apartado 16.1.
- En los forjados de viguetas armadas se colocarán los apuntalados nivelados con los apoyos y sobre ellos se colocarán las viguetas. En los forjados de viguetas pretensadas se colocarán las viguetas ajustando a continuación los apuntalados. Los puntales deberán poder transmitir la fuerza que reciban y, finalmente, permitir el desapuntalado con facilidad.

Colocación de viguetas y piezas de entrevigado:

- Una vez niveladas las sopandas, se procederá a la colocación de las viguetas con el intereje que se indica en los planos, mediante las piezas de entrevigado extremas. Finalizada esta fase, se ajustarán los puntales y se procederá a la colocación de las restantes piezas de entrevigado.

Colocación de las armaduras:

- La armadura de negativos se colocará preferentemente bajo la armadura de reparto. Podrá colocarse por encima de ella, siempre que ambas cumplan las condiciones requeridas para los recubrimientos y esté debidamente asegurado el anclaje de la armadura de negativos sin contar con la armadura de reparto.
- En los forjados de losas alveolares pretensadas, las armaduras de continuidad y las de la losa superior hormigonada en obra, se mantendrán en su posición mediante los separadores necesarios.
- La calidad de los separadores y la distancia máxima entre los mismos serán conformes con lo establecido en los apartados 37.2 y 66.2 de la Instrucción EHE.
- El recubrimiento de cualquier armadura respecto a las piezas de entrevigado debe fijarse en la hipótesis de que su interior corresponde a la clase de exposición I.

Hormigonado en obra:

- Antes de hormigonar se comprobará que no existen elementos extraños, como barro, trozos de madera, etc. y se regará abundantemente, en especial si se utilizan piezas de entrevigado cerámicas.
- El hormigón vertido en obra, tanto en relleno de nervios o juntas como en la losa superior de hormigón, debe ser dosificado y puesto en obra de manera adecuada, al objeto de obtener hormigón suficientemente compacto, resistente y durable.
- El hormigonado de los nervios o juntas y la losa superior se realizará simultáneamente, compactando con medios adecuados a la consistencia del hormigón. En los forjados de losas alveolares pretensadas se asegurará que la junta quede totalmente rellena.
- En el momento del hormigonado, las superficies de las piezas prefabricadas que van a quedar en contacto con el hormigón vertido en obra deben estar exentas de polvo y convenientemente humedecidas para garantizar la adherencia entre los dos hormigones.
- En el caso de losas alveolares pretensadas, la compactación del hormigón de relleno de las juntas se realizará con un vibrador que pueda penetrar en el ancho de las juntas.

- Es conveniente evitar acumulaciones importantes de hormigón antes de ser distribuido. Las juntas de hormigonado perpendiculares a las viguetas deben disponerse a una distancia del apoyo no menor que $1/5$ de la luz, normalmente más allá de la sección en que acaban las armaduras para momentos negativos. Es aconsejable situar las juntas de hormigonado paralelas a las viguetas sobre el eje de las piezas de entrevigado y nunca sobre los nervios.

Curado del hormigón:

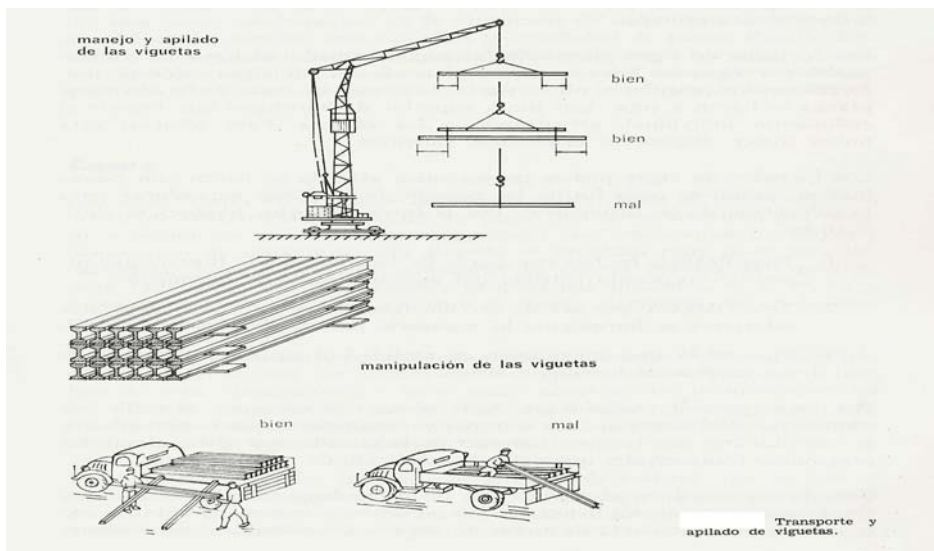
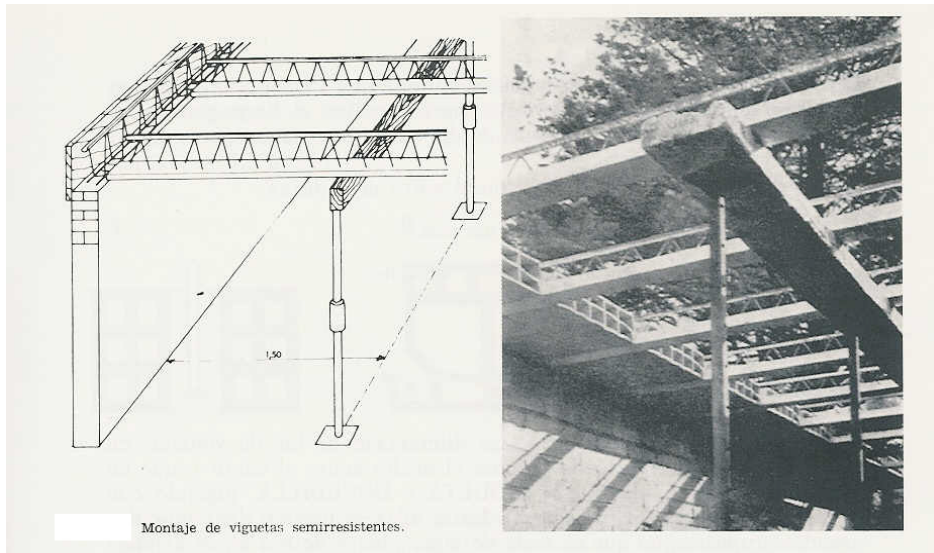
- Debe realizarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 74º de la Instrucción EHE.
- El curado del hormigón de los forjados es especialmente importante en tiempo seco, caluroso y con viento, por ofrecer una superficie expuesta muy amplia.

Desapuntalado:

- Los plazos de desapuntalado serán los prescritos en el artículo 75º de la Instrucción EHE. Para modificar dichos plazos, el Constructor redactará un plan de desapuntalado acorde con los medios materiales disponibles, debidamente justificado y establecerá los medios de control y seguridad apropiados que someterá a la aprobación de la Dirección Facultativa.
- El orden de retiradas de los puntales será desde el centro del vano hacia los extremos y nunca sin la autorización previa de la Dirección Facultativa.
- No se desapuntalará de forma súbita y se adoptarán precauciones para impedir el impacto de las sopandas y puntales sobre el forjado.
- No es conveniente mantener más de tres plantas apuntaladas ni es conveniente tabicar sin hacer desapuntalado previamente.
- Deberá realizarse la comprobación de que no se supera la capacidad resistente del forjado mediante un estudio de las cargas transmitida en el proceso de apuntalamiento de plantas consecutivas.

Realización de tabiques divisorios rígidos:

- En la ejecución de elementos divisorios constituidos por tabiques rígidos, se adoptarán las soluciones constructivas que sean necesarias par minimizar el riesgo de aparición de daños en los tabiques ante el apoyo del forjado y la transmisión de cargas de los pisos superiores a través de los tabiques.

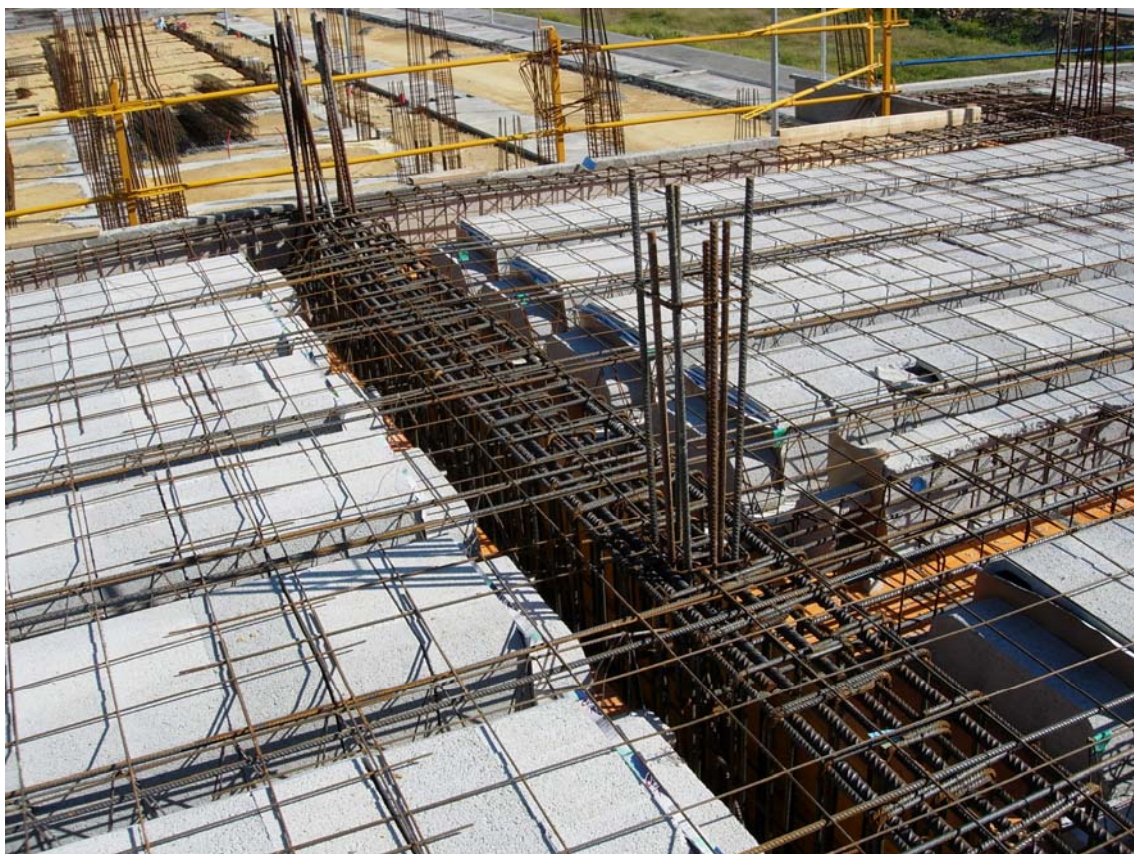










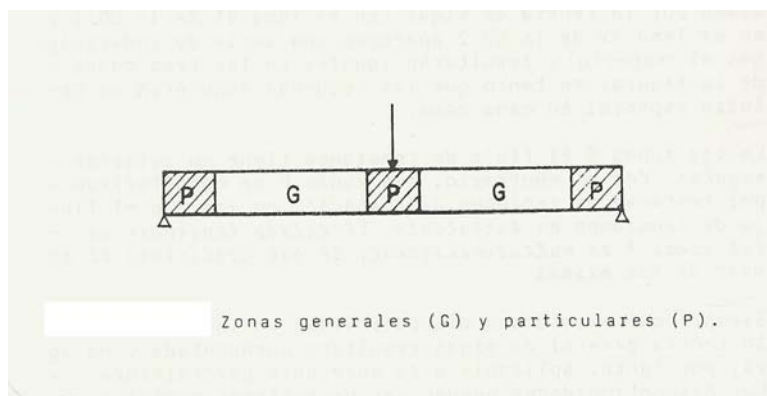
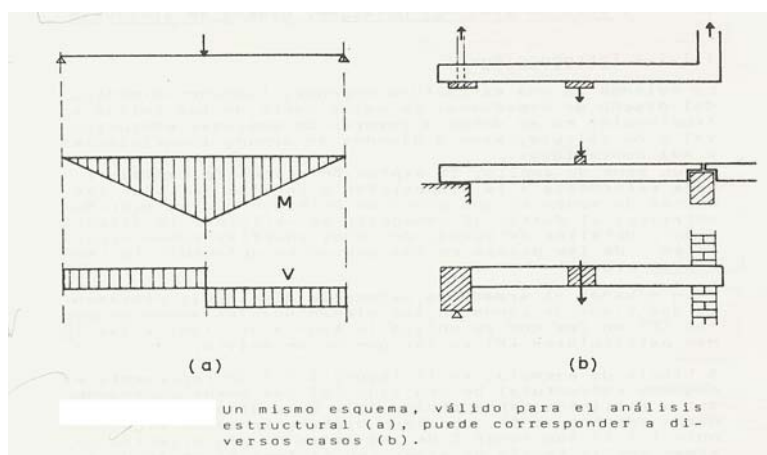




2.2. LAS VIGAS

• INTRODUCCIÓN

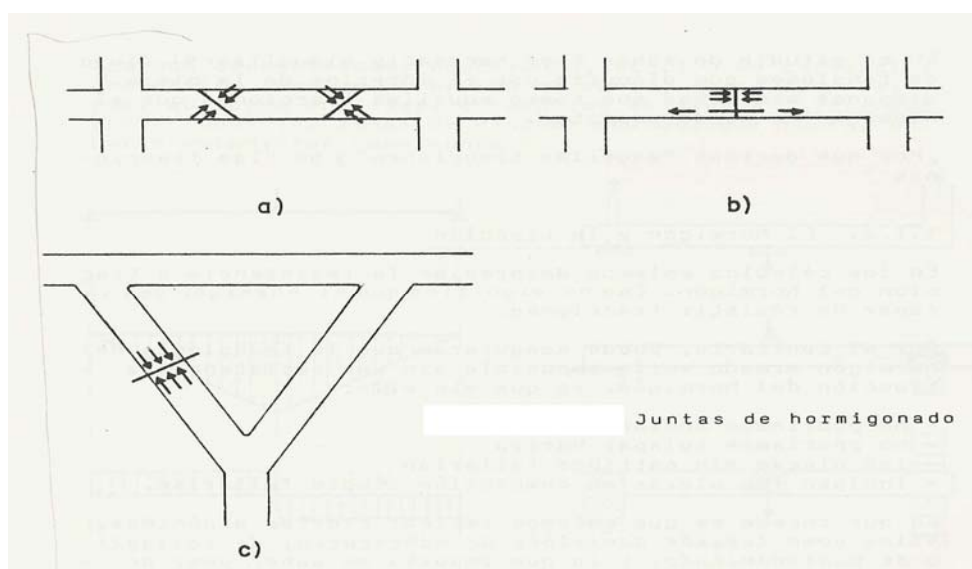
- La calidad de una estructura depende, fundamentalmente, del diseño de armaduras. La mayor parte de los fallos estructurales no se deben a errores de análisis estructural o de cálculo, sino a diseños de armado insuficientes o mal concebidos.
- En un sentido amplio, la expresión diseño de armaduras hace referencia a la disposición y detalle de todas las barras de acero en una pieza de hormigón. En un sentido estricto, el diseño de armaduras se refiere a la disposición y detalles de armado de todas aquellas zonas singulares de las piezas en las que no es aplicable la teoría de vigas.
- Para diseñar el armado es necesario distinguir claramente dos tipos de zonas en los elementos: las zonas generales en las que se aplica la teoría de vigas y las zonas particulares en las que no se aplica.



- En las zonas generales el flujo de tensiones tiene un carácter regular. Por el contrario, las zonas particulares se caracterizan por tratarse de regiones disturbadas, en la que el flujo de tensiones es turbulento. El estado tensional de las zonas particulares es multidimensional, lo que condiciona el armado de las mismas.
- Siempre que exista una discontinuidad en la estructura, la teoría general de vigas resultará quebrantada y no será, por tanto, aplicable o lo será sólo parcialmente. Las discontinuidades pueden ser de carácter mecánico (cargas concentradas, reacciones, etc.) o de carácter geométrico (variación brusca de canto, nudos de pórticos, quiebros en losas, encuentros de piezas diferentes, etc.). Todas las zonas de discontinuidad, por tanto, deberán estudiarse como zona particular.
- En el estudio de zonas particulares es necesario visualizar el flujo de tensiones que discurre por el interior de la pieza y disponer armaduras que tomen aquellas tracciones que el hormigón no puede soportar.

- EL HORMIGÓN Y LA TRACCIÓN

- En los cálculos solemos despreciar la resistencia a tracción del hormigón. Eso no significa que el hormigón sea incapaz de resistir tracciones.
- Por el contrario, puede asegurarse que la tecnología del hormigón armado sería imposible sin una resistencia a tracción del hormigón, ya que sin ella:
 - No podríamos anclar las barras.
 - No podríamos solapar barras.
 - Las placas sin estribos fallarían.
 - Incluso las piezas en compresión simple fallarían.
- Lo que sucede es que solemos emplear ciertos sinónimos, tales como tensión admisible de adherencia, de cortante o de punzonamiento; y lo que importa es saber usar de ellas adecuadamente. Así por ejemplo, ante un anclaje o un solape de barras (que movilizan tensiones de tracción) procuraremos disponerlos en una zona donde existan compresiones impuestas de otro origen; o pensaremos en recubrir el solapo con estribos si lo hay son tracciones impuestas de otro origen, incluso en casos en que los códigos o instrucciones no nos lo indiquen.
- Análogamente, si hemos de disponer juntas de hormigonado en vigas, soportes, etc., les daremos una orientación tal que reciban tensiones de compresión normales a su trazado asegurándonos de que las tensiones rasantes al plano de junta son mínimas y de que ésta se encuentra “cosida” por armaduras adecuadas.



- **RAZONES PARA ARMAR EL HORMIGÓN**

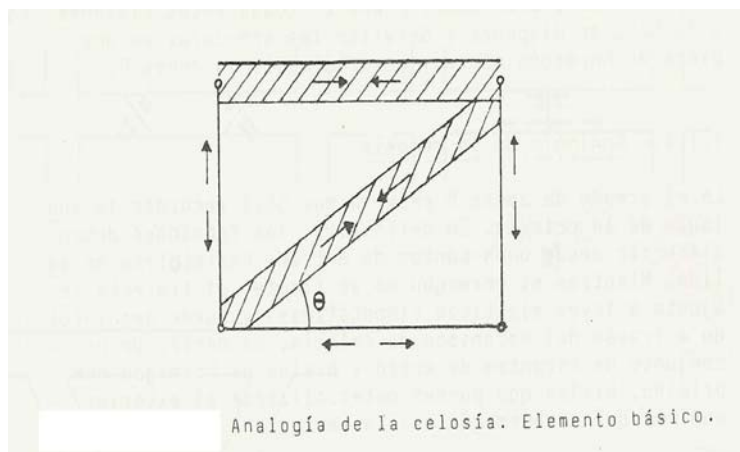
➤ Las armaduras en una pieza de hormigón armado cumplen las siguientes misiones:

- a) Soportar los esfuerzos de tracción que se obtienen en el cálculo, el cual supone que el hormigón circundante no toma ninguna tracción.
- b) Asegurar que el ancho de fisuras, en condiciones de servicio, no excede los valores recomendados.
- c) Impedir una fisuración excesiva por efectos térmicos y de retracción, cuando el elemento está coartado.
- d) Soportar esfuerzos de compresión cuando el hormigón, por sí solo no es capaz de tomar la totalidad de los mismos.
- e) Coartar los movimientos laterales de las barras comprimidas, impidiendo su pandeo.
- f) Zunchar las zonas de hormigón que se ven sometidas a tensiones de compresión elevadas.
- g) Sujetar el recubrimiento e impedir que salte frente a los efectos del fuego u otras acciones de carácter extraordinario.
- h) Proporcionar una sujeción temporal de armaduras en fase de ejecución

El proyectista debe tener presente todas estas misiones a la hora de disponer y detallar las armaduras en una pieza de hormigón armado, especialmente en zonas particulares.

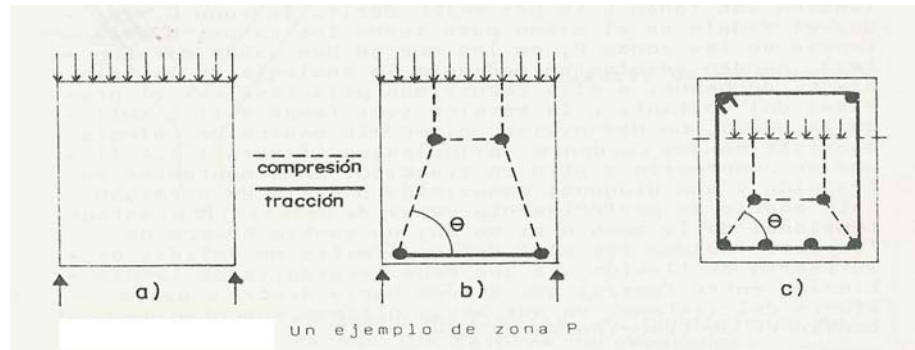
- **ANALOGÍA DE LA CELOSÍA**

- En el armado de las zonas particulares resulta muy útil recordar las analogías de la celosía. En definitiva, las tensiones deben discurrir desde unos puntos de entrada hasta otros de salida. Mientras el hormigón no se fisura, el trayecto se ajusta a leyes elásticas (isostáticas) y puede ser intuitivo a través del mecanismo de celosía, es decir, de un conjunto de tirantes de acero y bielas de hormigón comprimido, bielas que pueden materializarse al exterior una vez que el hormigón se fisura.
- También las zonas generales (o por mejor decir, la zona general, y que el modelo es el mismo para todos los casos; a diferencia de las zonas particulares, en las que se dan casos diferentes), pueden resolverse mediante la analogía de la celosía y, de hecho, a ella recurrimos para resolver el problema de cortante o la torsión. En definitiva, el modelo básico de celosía consiste con dos cordones principales, uno en compresión y otro en tracción; unos montantes en tracción y una diagonal comprimida o biela de hormigón.



- Este modelo es perfectamente capaz de describir el estado tensional de la zona general si no hay un cambio brusco de fuerzas; incluso más allá de los límites de validez de la teoría de flexión. Lo que debe recordarse es la distinción entre fuerzas que actúan hacia dentro o hacia fuera del sistema, ya que estas últimas aumentan las tensiones de tracción del alma.
- Ahora bien, la analogía de la celosía encuentra para nosotros su mayor utilidad en el armado de las zonas particulares, ya que los casos posibles son múltiples y las normas no suelen cubrirlos todos. Afortunadamente, las posibilidades de readaptación plástica del hormigón, tanto mayores cuanto más dúctil sea la pieza, nos permiten utilizar modelos de celosía para el armado de zonas particulares más o menos refinados según nuestro gusto o nuestros conocimientos, ya que las incertidumbres del modelo quedarán cubiertas en la mayoría de los casos por la readaptación plástica.

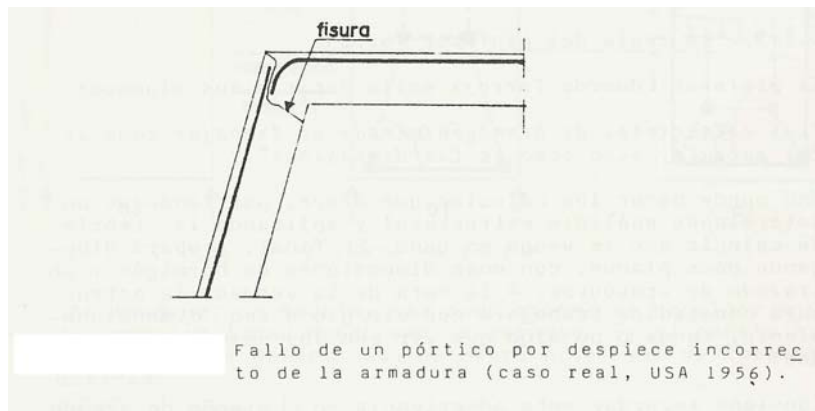
- Al hablar de zonas particulares nos referimos no sólo a lo que podríamos denominar macrozonas (extendidas a toda una porción de la estructura), sino también a microzonas (juntas, solapos, anclajes, etc.).



- Al imaginar un modelo, las condiciones de equilibrio y de compatibilidad deben ser respetadas. Si el modelo es estáticamente determinado no habrá problemas de compatibilidad.

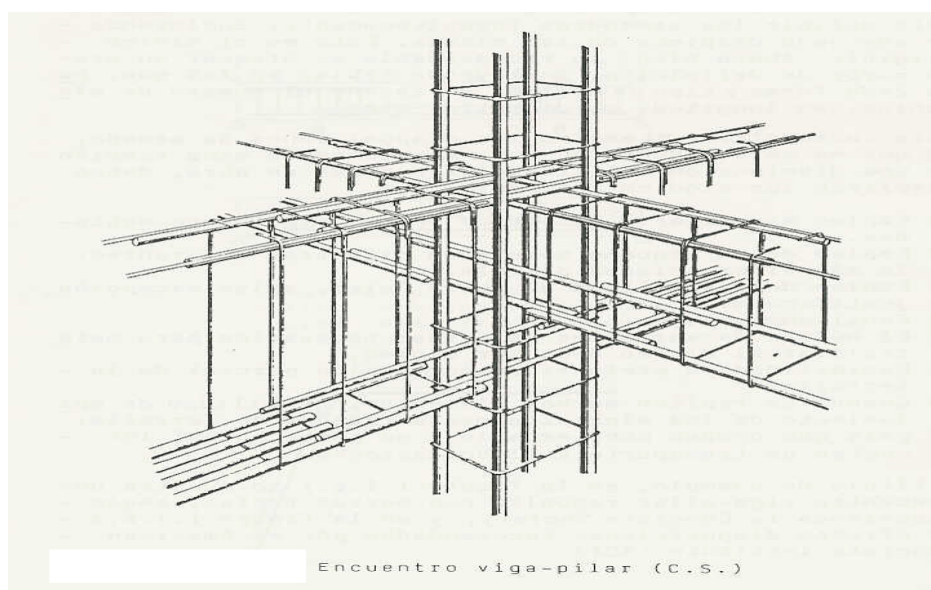
➤ LA REGLA DEL PROFESOR TORROJA

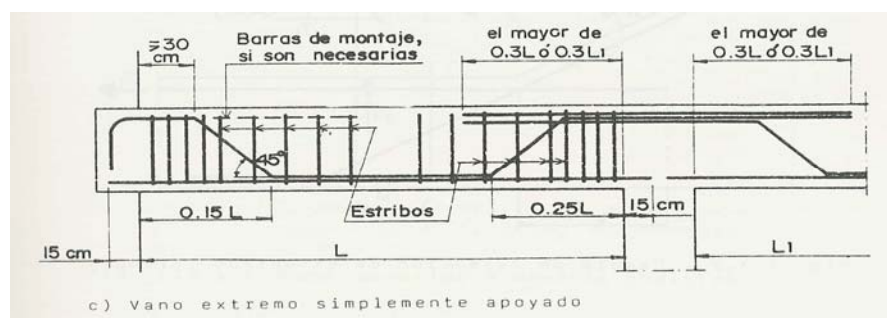
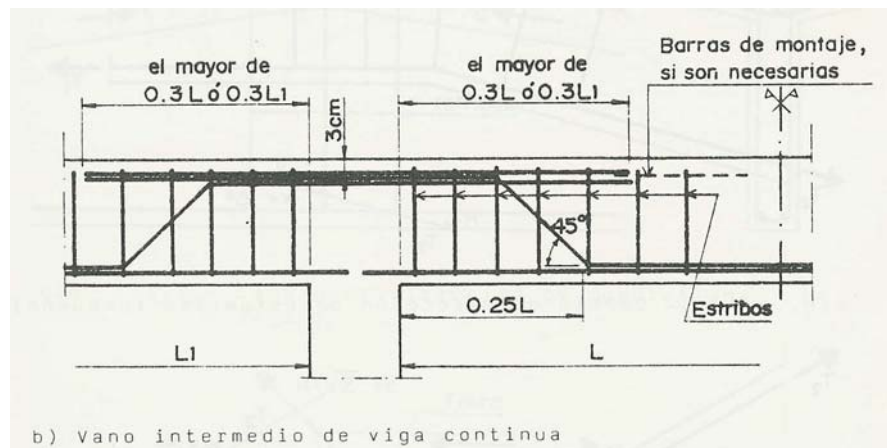
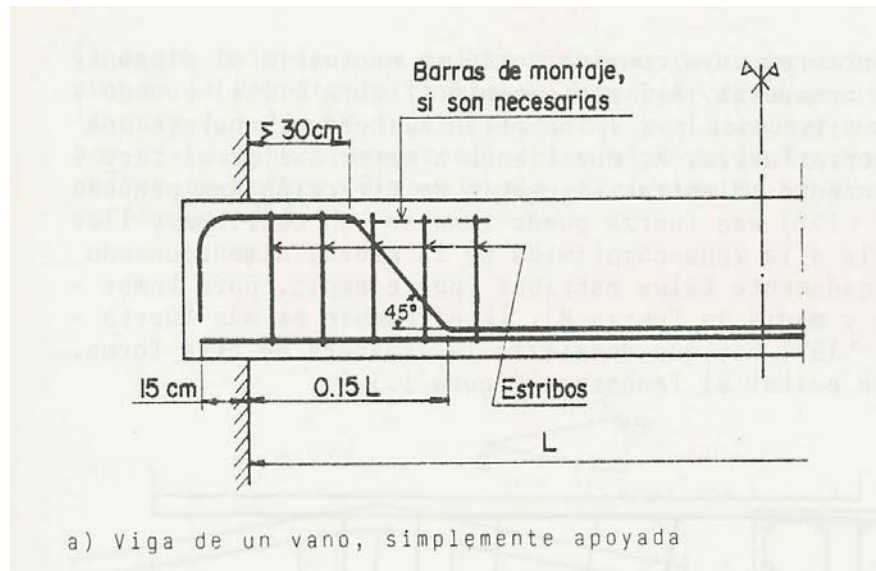
- Según el profesor Eduardo Torroja: *“Las estructuras de hormigón armado no trabajan como se las calcula, sino como se las dimensiona”*.
- Uno puede hacer los cálculos que desee, partiendo de un determinado análisis estructural y aplicando la teoría de cálculo que le venga en gana. Al final, acabará dibujando unos planos, con unas dimensiones de hormigón y un trazado de armaduras. A la hora de la verdad, la estructura construida trabajará con arreglo a ese dimensionamiento, tenga o no algo que ver con los cálculos efectuados.
- Conviene recordar esta advertencia en el diseño de armaduras. El cálculo nos ayuda, pero no puede sustituir al análisis intuitivo. A menudo deberemos disponer barras “a sentimiento” allí donde una reflexión sobre el recorrido de las tensiones nos haga concluir que pueden ser necesarias o convenientes.
- Otra idea que puede ayudar a nuestra intuición es ésta: El hormigón está siempre deseando fisurarse por tracción. ¿Por dónde puede atravesar una fisura? Si hay un camino libre, la fisura lo recorrerá. Debemos impedir su paso, colocando juiciosamente las armaduras.

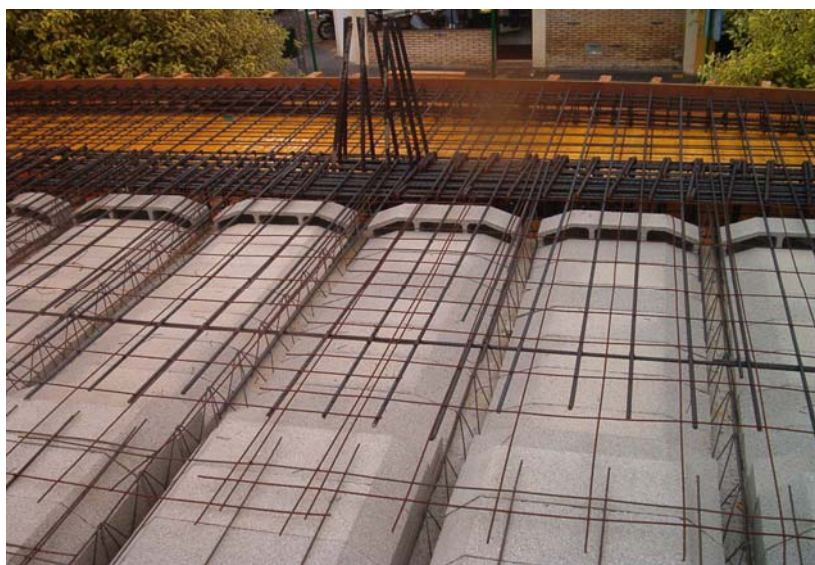


- **RACIONALIZACIÓN DEL ARMADO**

- Es un efecto común a muchos proyectos de edificación el que los planos ofrezcan una información insuficiente con respecto al armado. Esta situación es contraria a la economía y puede poner en riesgo la seguridad.
- Los planos deben disponer de todos los datos necesarios para definir las armaduras inequívocamente, incluyendo un adecuado despiece de las mismas. Esto es el mínimo exigible. Ahora bien, lo recomendable es ofrecer un grado mayor de definición, incluyendo tablas en las que, para cada forma y tipo de barras, se reseñe el número de elementos, su longitud, su diámetro, etc.
- Para racionalizar al máximo las disposiciones de armado, lo que no sólo redundará en una mayor economía sino también en una disminución del riesgo de errores en obra, deben cumplirse los siguientes requisitos:
 - Empleo mayoritario de barras rectas o muy poco dobladas
 - Empleo de un pequeño número de diámetros diferentes, lo más diferenciados posibles.
 - Empleo de una calidad de acero única, salvo excepción justificada.
 - Fácil ensamblaje.
 - El número de variantes de formas necesarias para materializar el diseño debe ser mínimo.
 - Posibilidad de prefabricación total o parcial de la ferralla.
 - Cuando se repiten muchos elementos, posibilidad de apilamiento de los elementos prefabricados de ferralla, para que ocupen poco espacio y se reduzcan así los costes de transporte y almacenamiento.







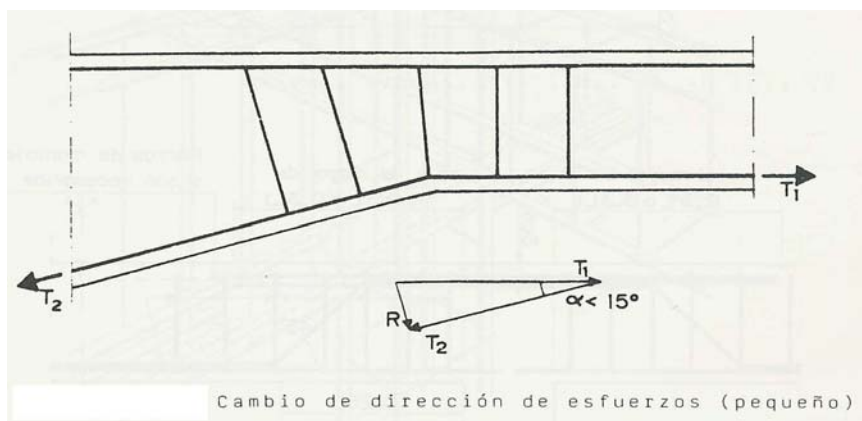


- **CÁLCULO DE VIGAS**

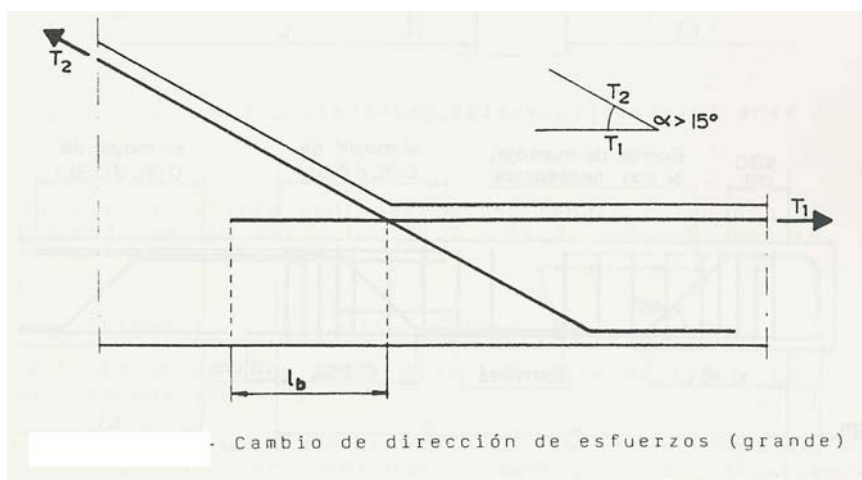
- Para el cálculo de vigas se establece el contenido del artículo 54º de la EHE.
Artículo 54º: Vigas:
- Las vigas sometidas a flexión se calcularán con el Artículo 42º o las fórmulas simplificadas del Anejo 8, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (Artículo 15º) y de los valores mayorados de las acciones combinadas (Artículo 13º). Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al Artículo 44º y con arreglo al Artículo 45º si existe, además torsión. Para piezas compuestas se comprobará el Estado Límite de Rasante (Artículo 47º).
- Asimismo se comprobarán los Estados Límites de Fisuración, Deformación y Vibraciones, cuando sea necesario, según los Artículos 49º, 50º y 51º, respectivamente.
- Cuando se trate de vigas en T o de formas especiales, se tendrá presente el apartado 18.2.1.
- La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los Artículos 66º, para las armaduras pasivas, y 67º, para las armaduras activas.
- El objeto del Artículo es servir de recordatorio de las distintas comprobaciones que deben realizarse en el caso de vigas. Evidentemente, todos los Artículos de la presente Instrucción son aplicables, directa o indirectamente, a todos los tipos de piezas; pero se han destacado aquí los más íntimamente relacionados con los elementos que trabajan a flexión.

- CAMBIOS DE DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS

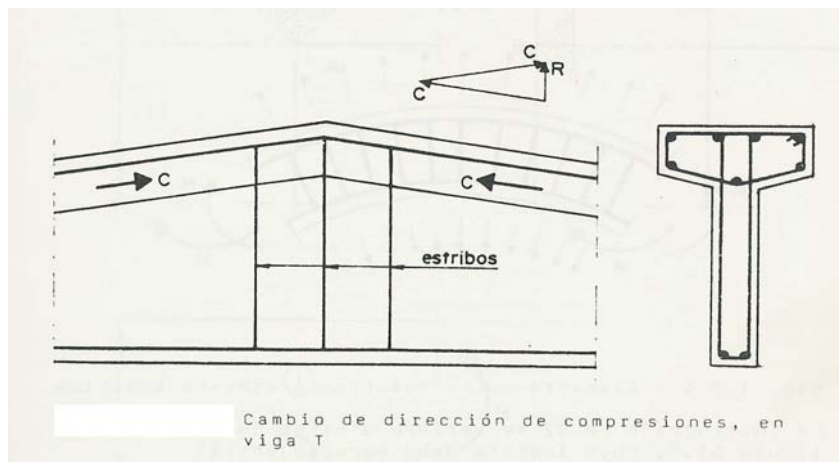
- Se trata de un caso particular frecuente de lo que hemos llamado zonas particulares.
- Las piezas de hormigón armado cuyo trazado no es recto o cuyas dimensiones cambian bruscamente, generan esfuerzos interiores cuya consideración es necesaria al disponer las armaduras. Así por ejemplo cuando las tracciones T_1 y T_2 no están alineadas, aparece una tercera fuerza, R , que tiende a hacer saltar el recubrimiento. Mientras el cambio de dirección sea pequeño ($\alpha < 15^\circ$) esa fuerza puede tomarse con estribos y llevarla a la zona comprimida de la pieza, dimensionando holgadamente tales estribos (por ejemplo, para tomar vez y medida la fuerza R).



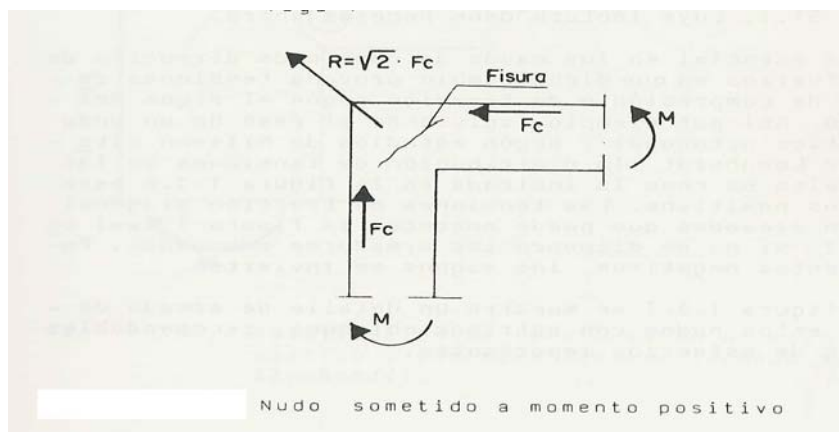
- Si el cambio es más fuerte ($\alpha > 15^\circ$) hay que despiezar la armadura de otra forma, para evitar el fenómeno.



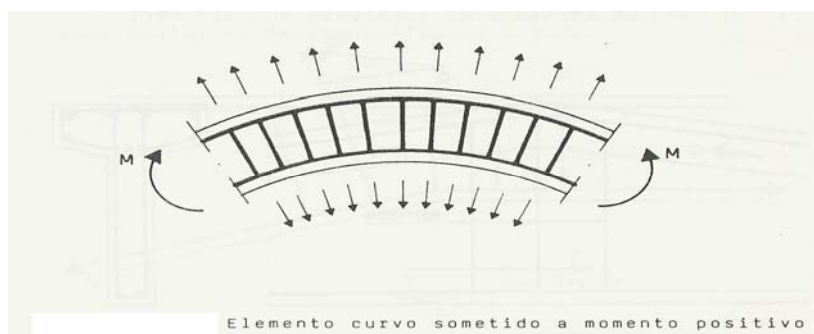
- El mismo principio se aplica en zonas de compresión, cuando la resultante cambia de dirección bruscamente.



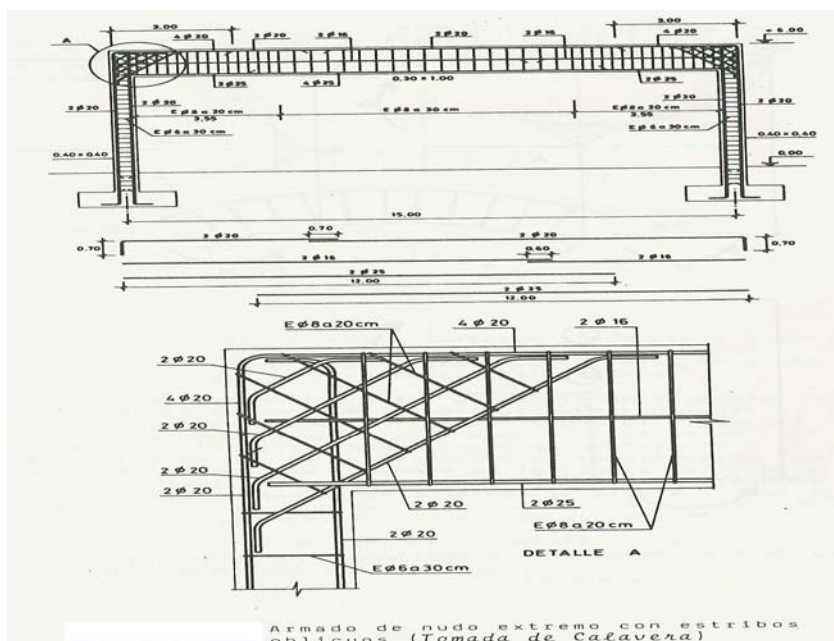
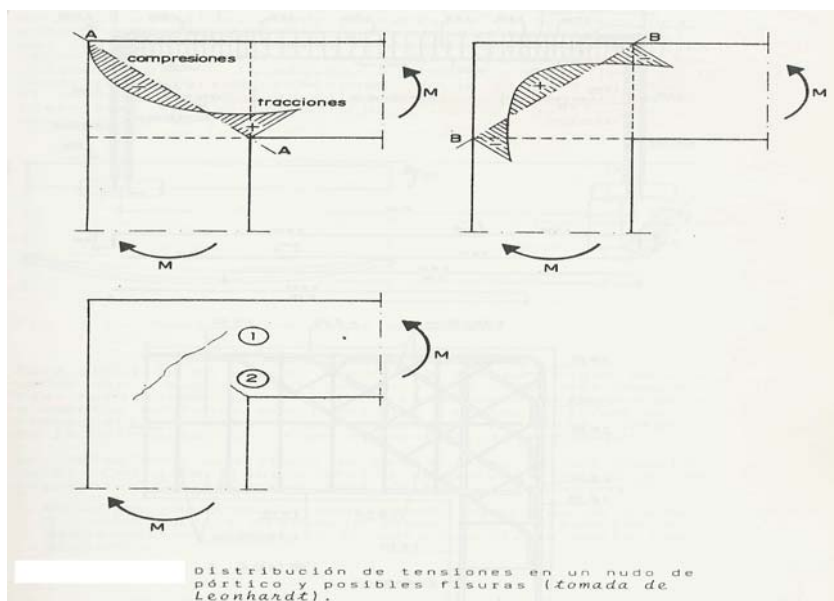
- En tales casos, hay que disponer estribos y armadura transversal en las alas de la te, para evitar su rotura. Otro ejemplo es el nudo de un pórtico.



- Los dos casos descritos se combinan en elementos de trazado curvo sometidos a flexión. En ellos, hay que disponer estribos regularmente espaciados, para que los dos empujes al vacío se equilibren mutuamente a través de los mismos.

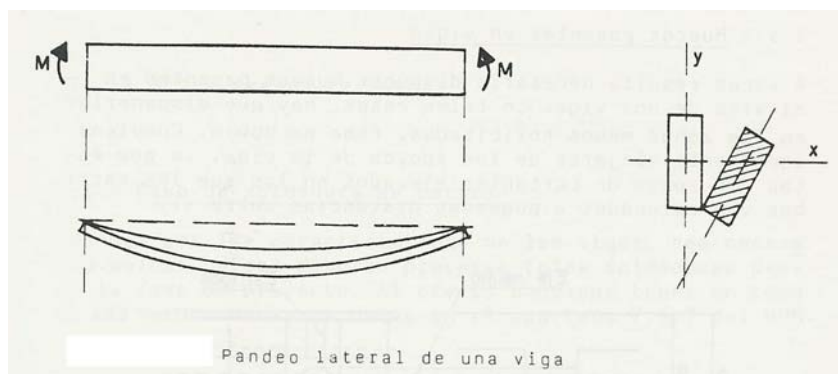


- La idea esencial en los casos de cambio de dirección de los esfuerzos es que dicho cambio provoca tensiones radiales de compresión o de tracción según el signo del momento. Así por ejemplo, volviendo al caso de un nudo de pórtico ortogonal y según estudios de Nilsson citados por Leonhardt, la distribución de tensiones en las diagonales es como la indicada para momentos positivos. Las tensiones de tracción diagonal son tan elevadas que puede aparecer la fisura 1 (así como la 2) si no se disponen las armaduras adecuadas. Para momentos negativos, los signos se invierten.



- PANDEO LATERAL DE VIGAS

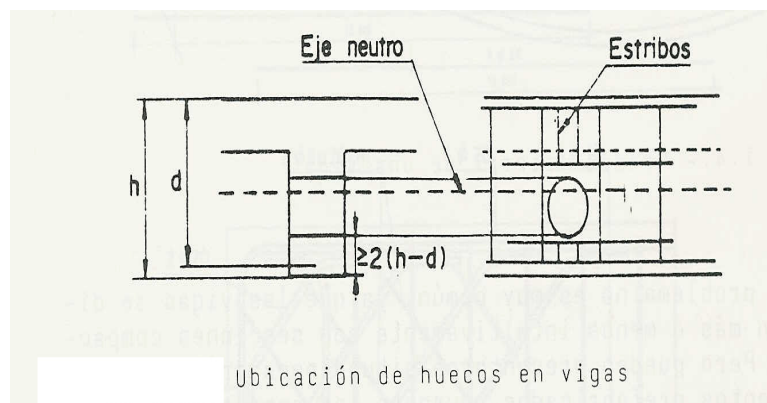
- En vigas esbeltas, puede presentarse el fenómeno de pandeo antes de que la viga desarrolle toda su capacidad resistente a flexión. El fallo se produce en tales casos por pandeo lateral del alma acompañado de alabeo. Si la rigidez a flexión en el plano principal es muy grande comparada con la rigidez lateral, el riesgo de pandeo es alto, a menos que se dispongan rigidizadores transversales para impedir que la pieza se salga de su plano.



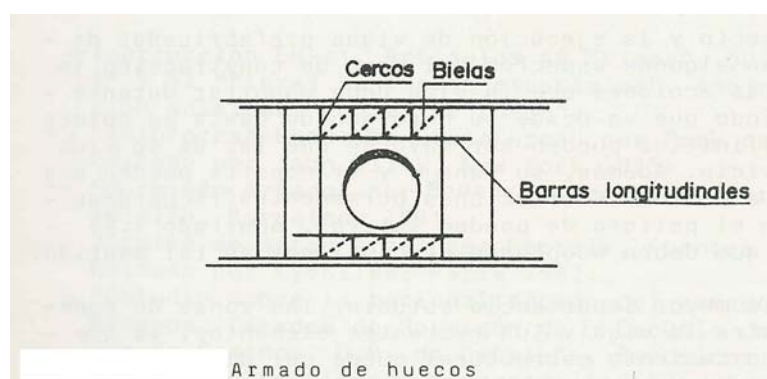
- Este problema no es muy común, ya que las vigas se diseñan más o menos intuitivamente con secciones compactas. Pero pueden presentarse situaciones críticas en elementos prefabricados, durante las operaciones de transporte y puesta en obra (izado), es decir, antes de la colocación de otros elementos rigidizadores.
- El tratamiento analítico de estos casos es muy complejo. El Código Británico CP-110 recomienda respetar las siguientes limitaciones para evitar el fenómeno:
 - En vigas continuas o simplemente apoyadas de ancho b y canto d , la distancia libre entre elementos rigidizadores laterales, l , debe cumplir la doble condición:
$$l < 60 \cdot b$$
$$l < 250 (b^2/d)$$
 - En voladizos, debe cumplirse:
$$l < 25 \cdot b$$
$$l < 100 (b^2/d)$$

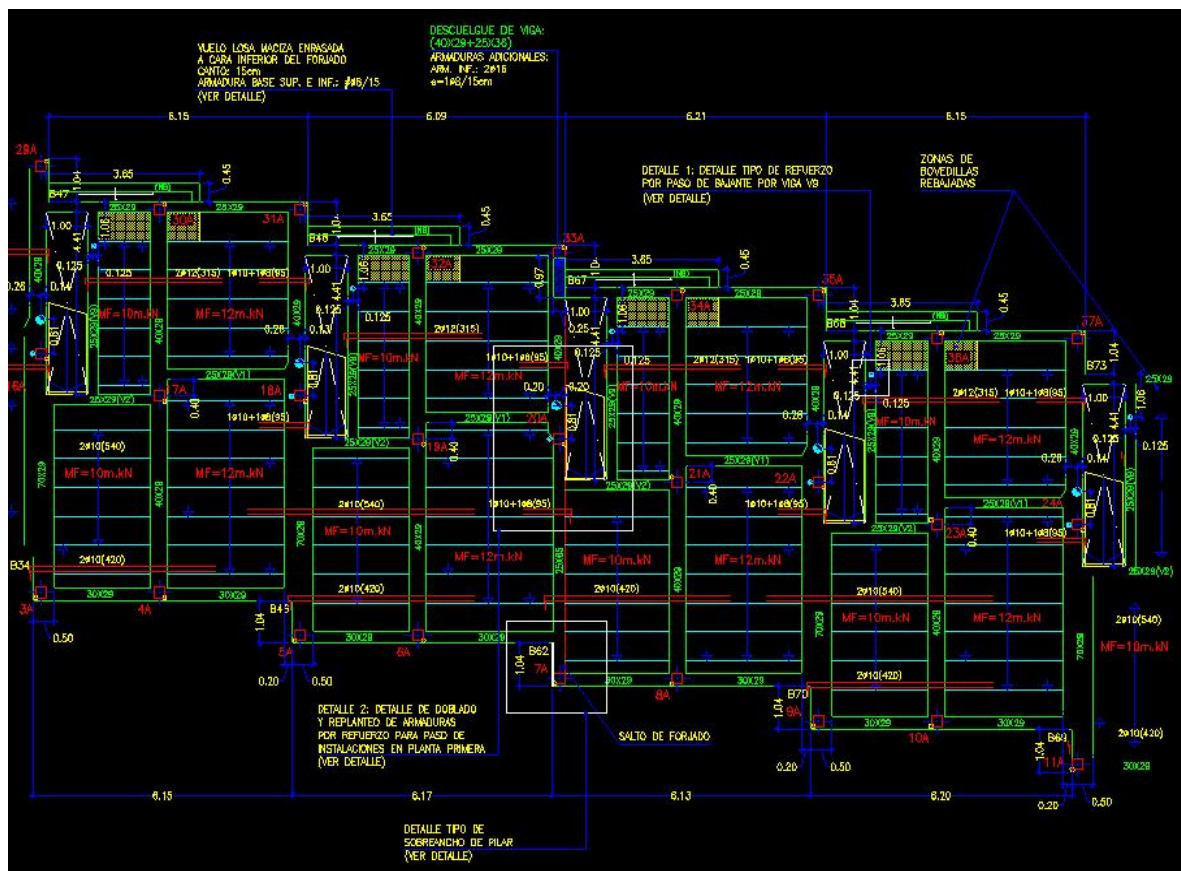
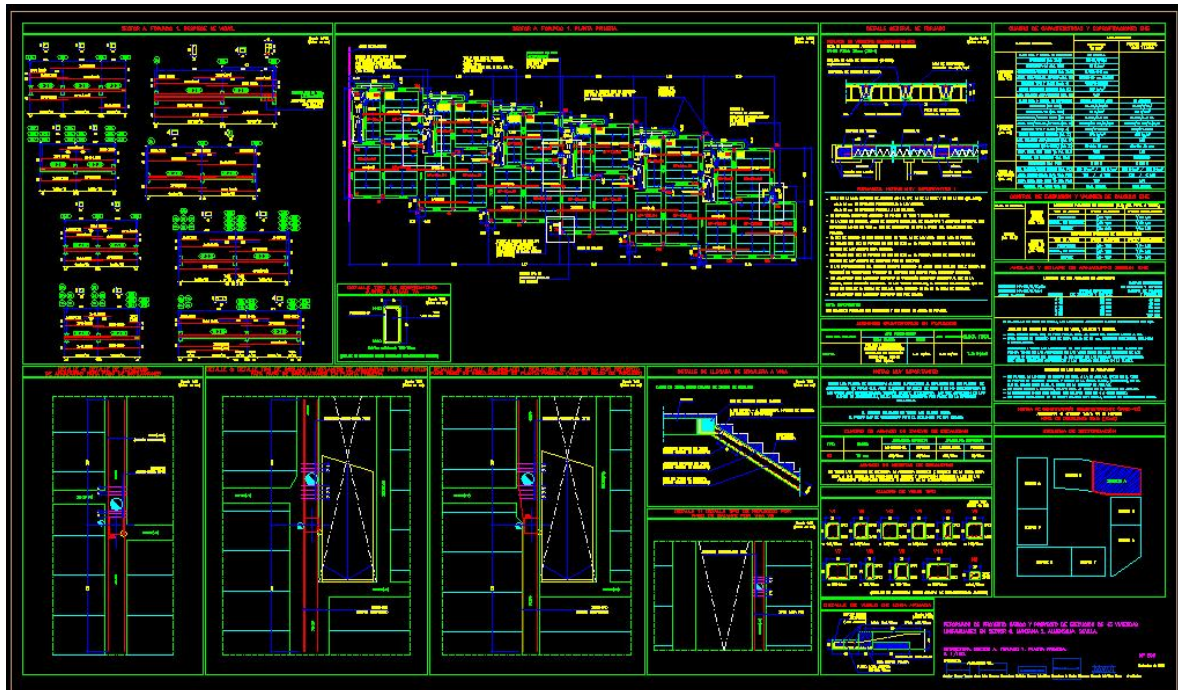
- **HUECOS PASANTES EN VIGAS**

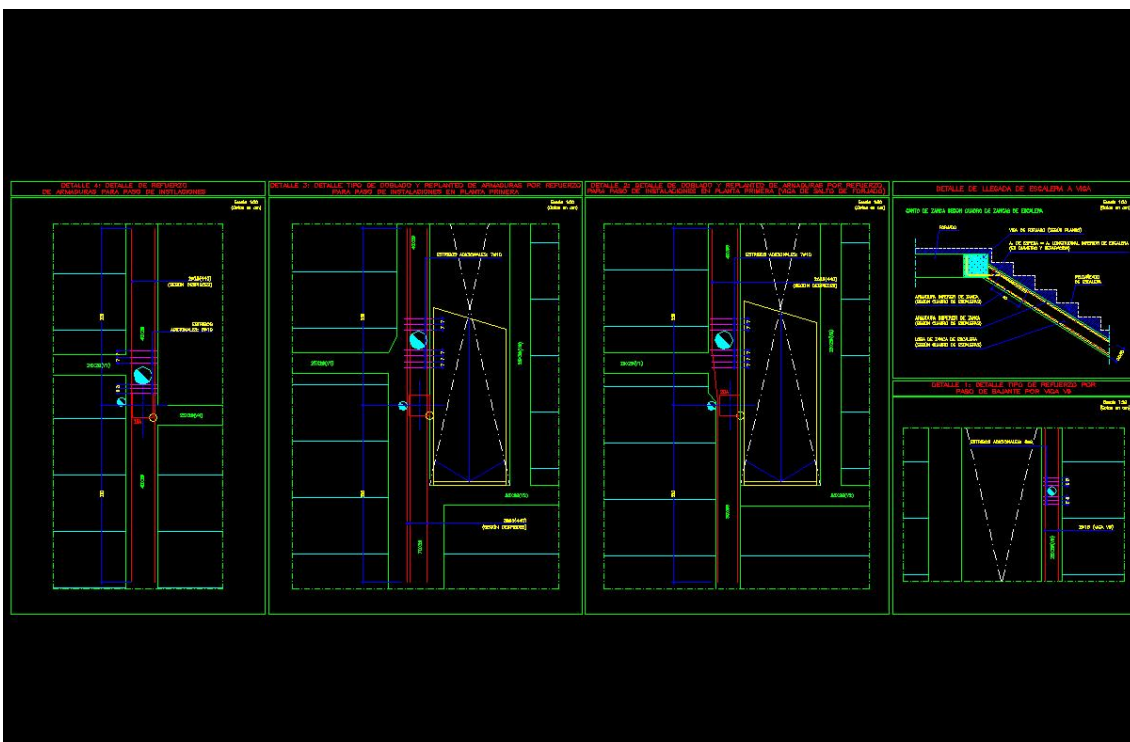
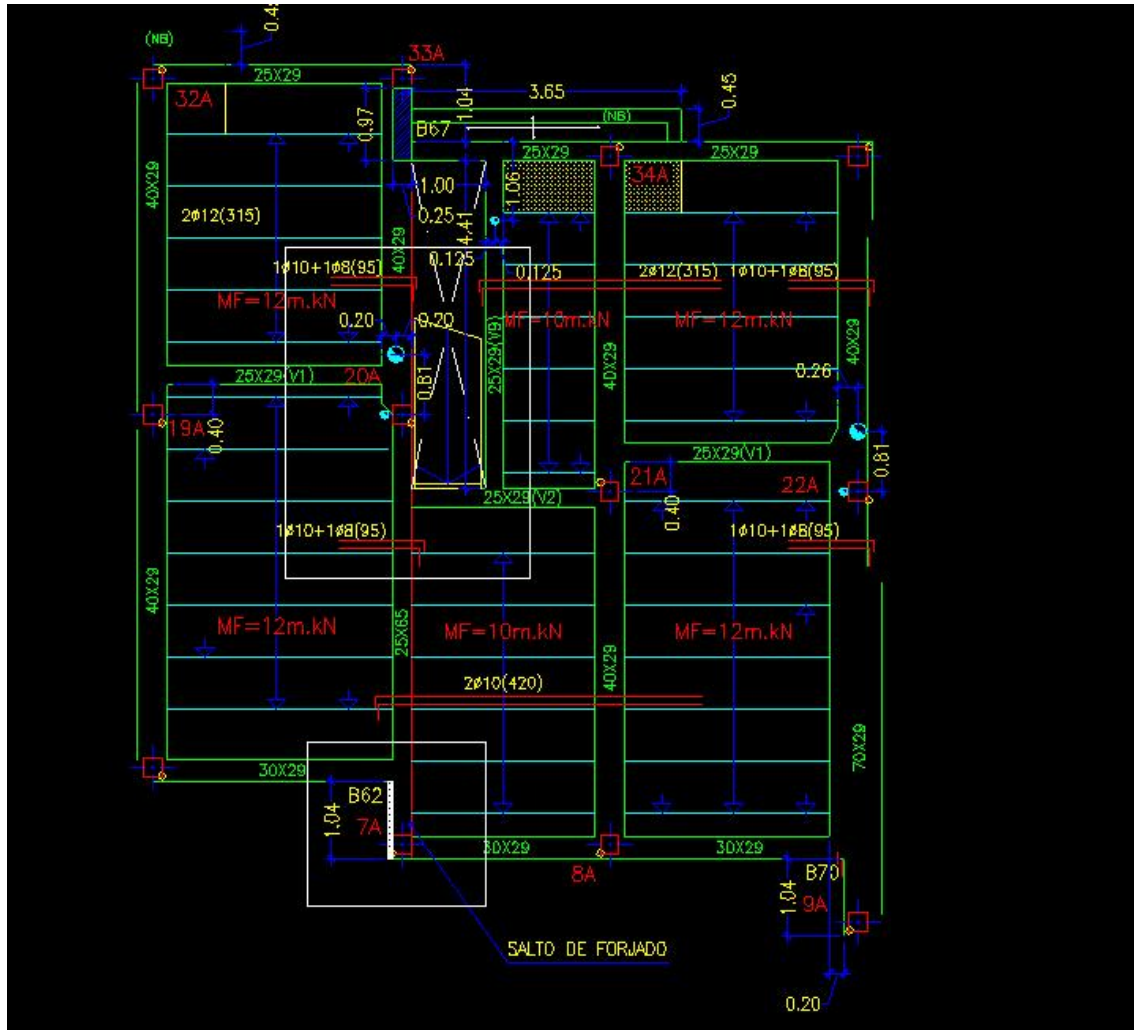
- A veces resulta necesario disponer, huecos pasantes en el alma de una viga. En tales casos, hay que disponerlos en las zonas menos solicitadas, como es obvio. Conviene igualmente alejarse de los apoyos de la viga, ya que éstas son zonas de cortantes elevados en las que los estribos van colocados a pequeñas distancias entre sí.
- Los huecos deben salvar las armaduras principales y afectar lo menos posible a la cabeza de hormigón comprimido. Por eso conviene disponerlos en las proximidades del eje neutro, desplazados hacia la zona en tracción. Su forma debe ser circular u oval, evitando puntos angulosos en su contorno por el peligro de iniciación de fisuras en tales puntos (efecto entalladura).

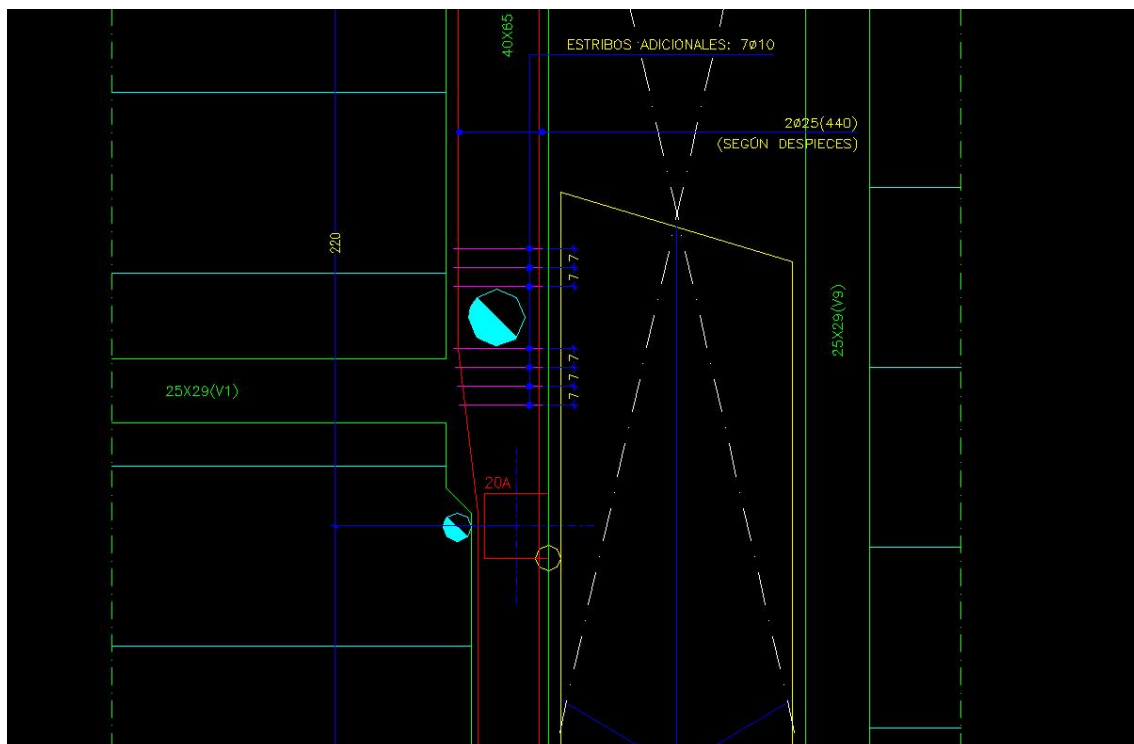
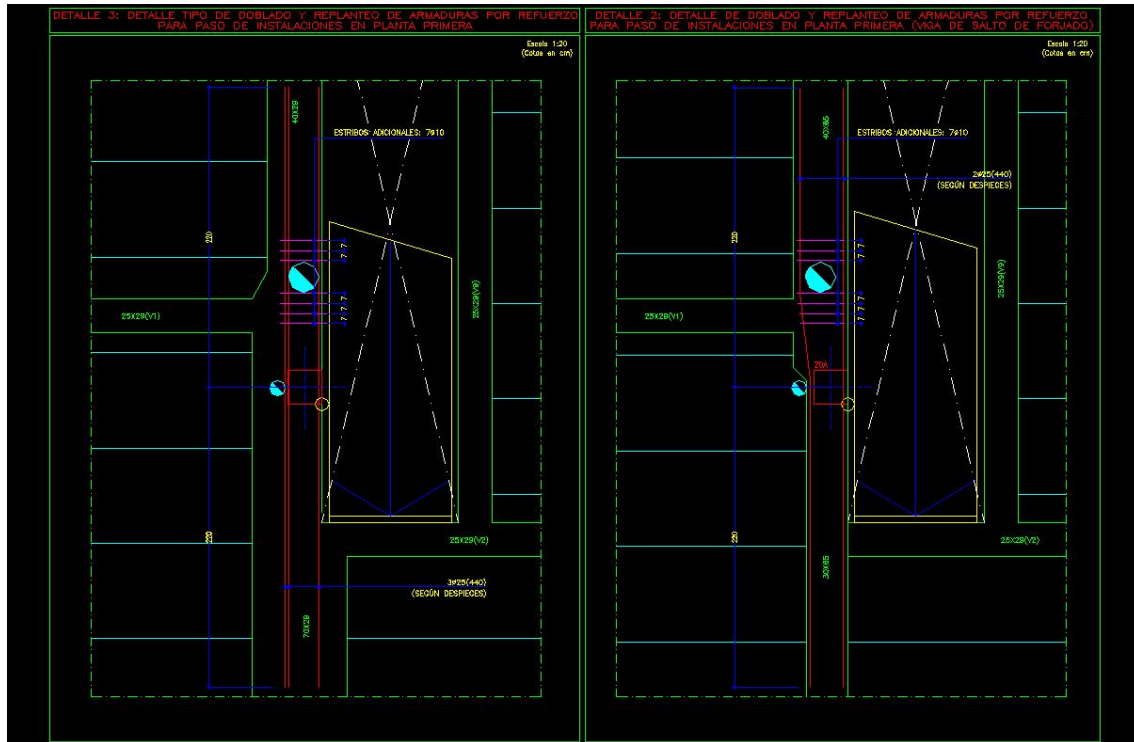


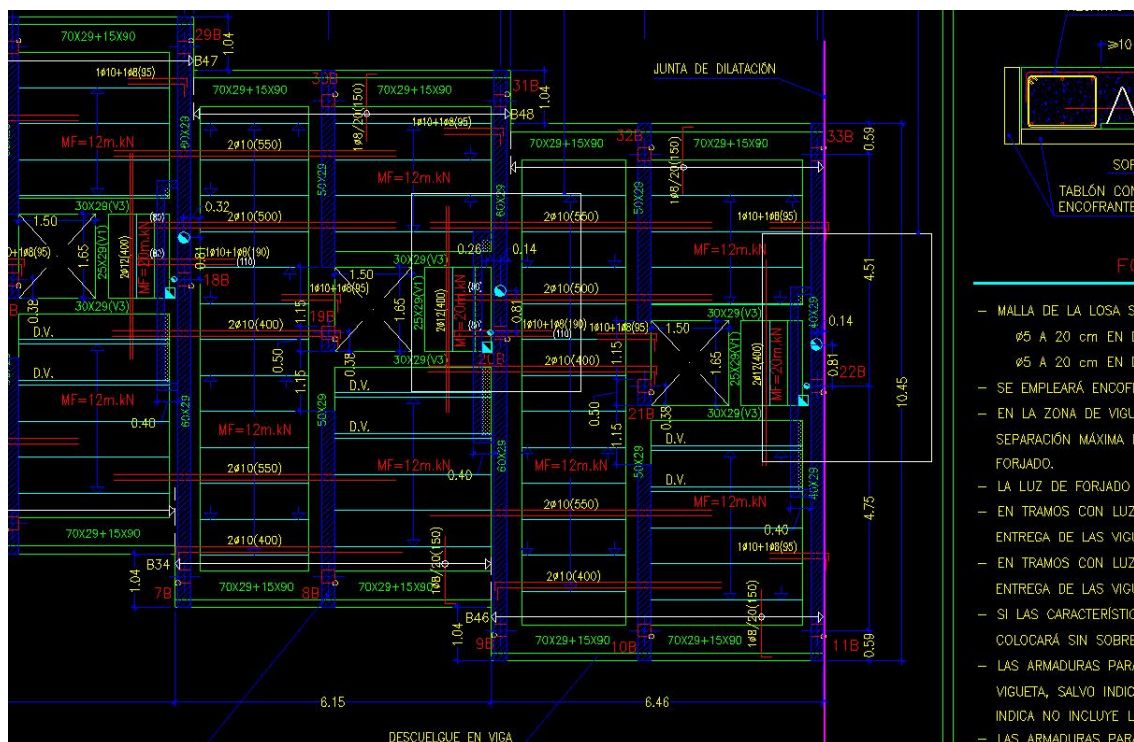
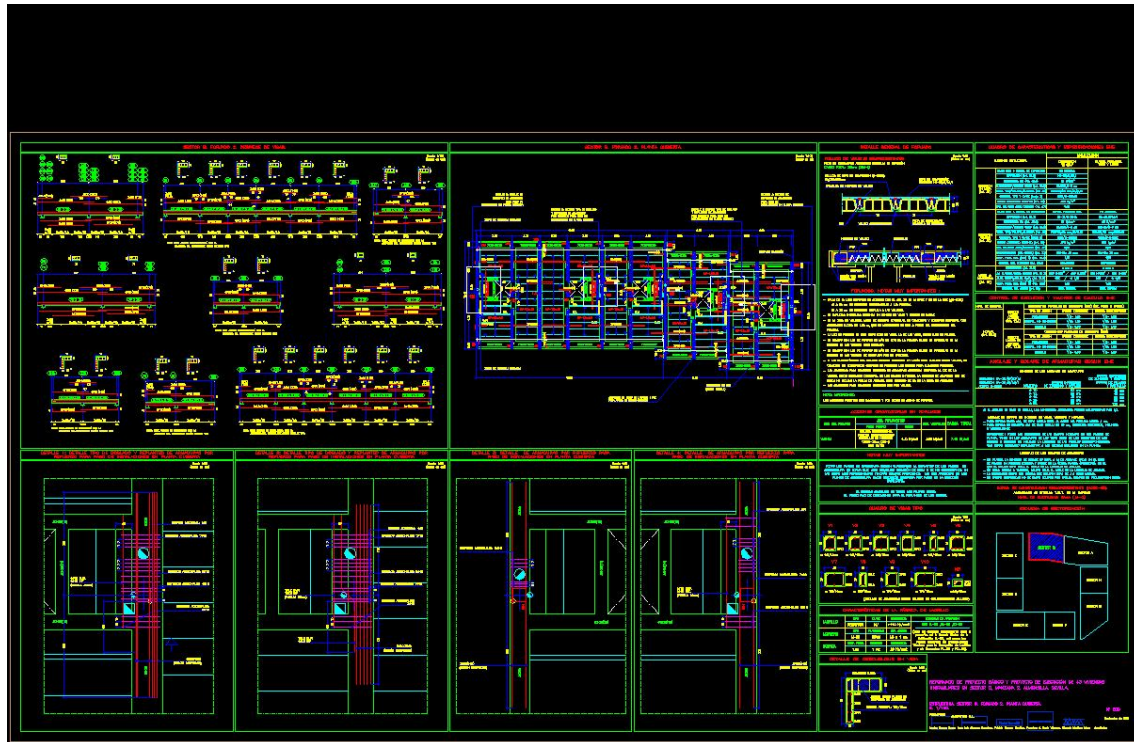
- En las zonas superior e inferior del hueco la transmisión de cortantes de la viga debe efectuarse por un mecanismo de celosía, lo cual proporciona un criterio para dimensionar los cercos correspondientes. A su vez, las barras longitudinales deben ser capaces de proporcionar la necesaria capacidad resistente que la celosía requiere.
- Como seguridad adicional, conviene llevar los bordes del hueco los mismos estribos generales de la viga cuya colocación ha quedado impedida por causa de la perforación.

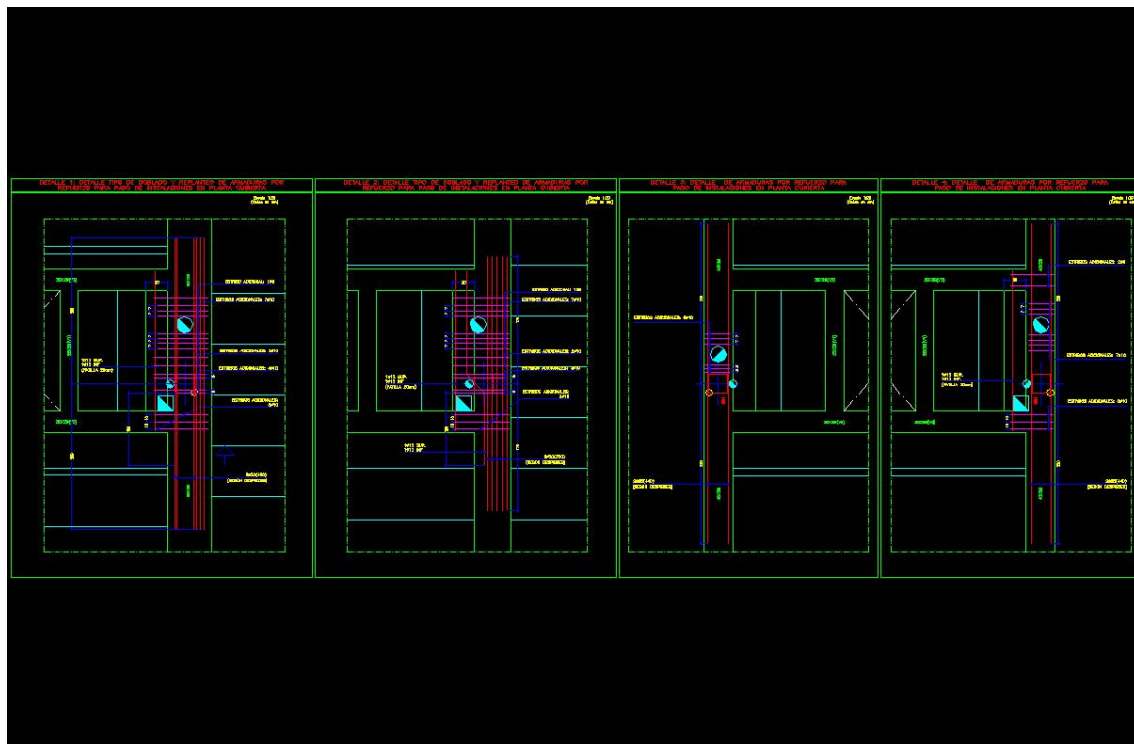
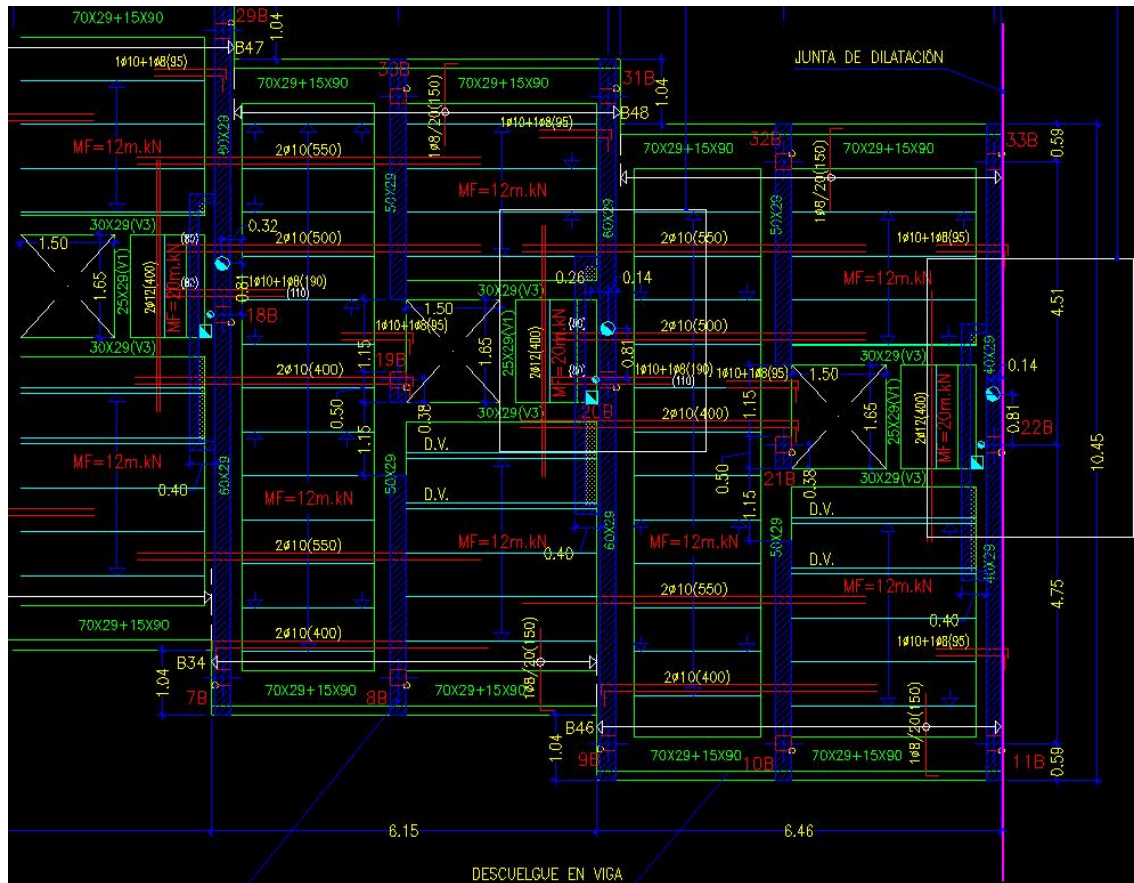


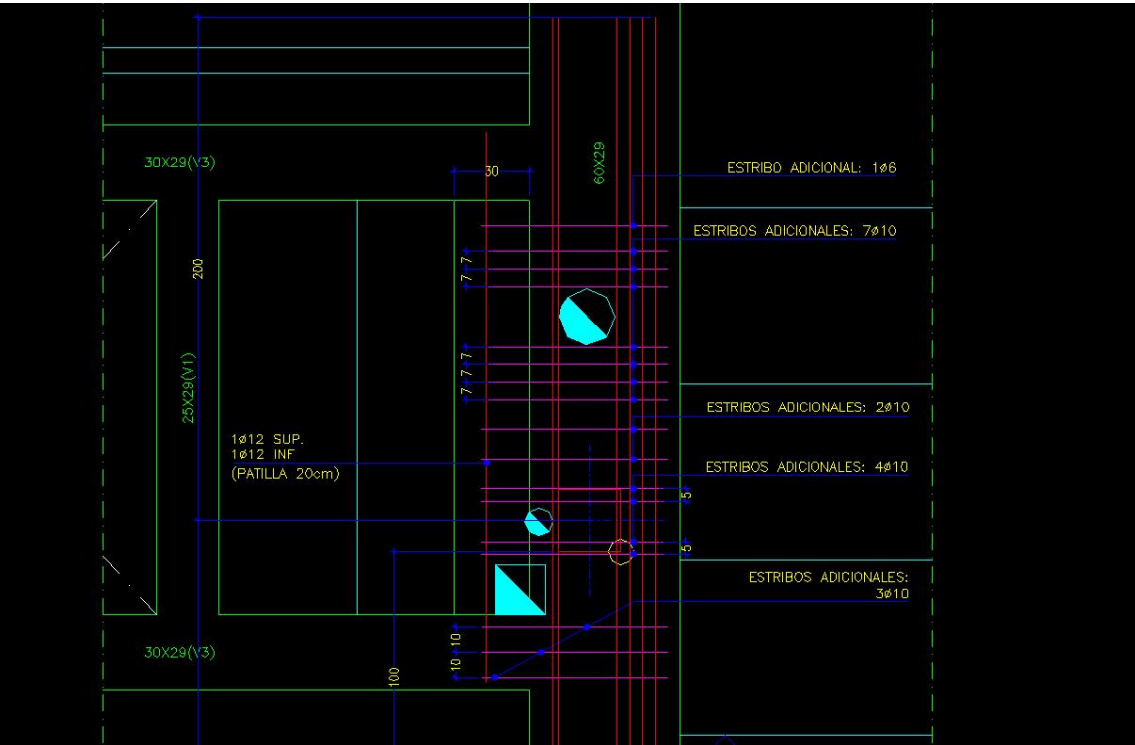
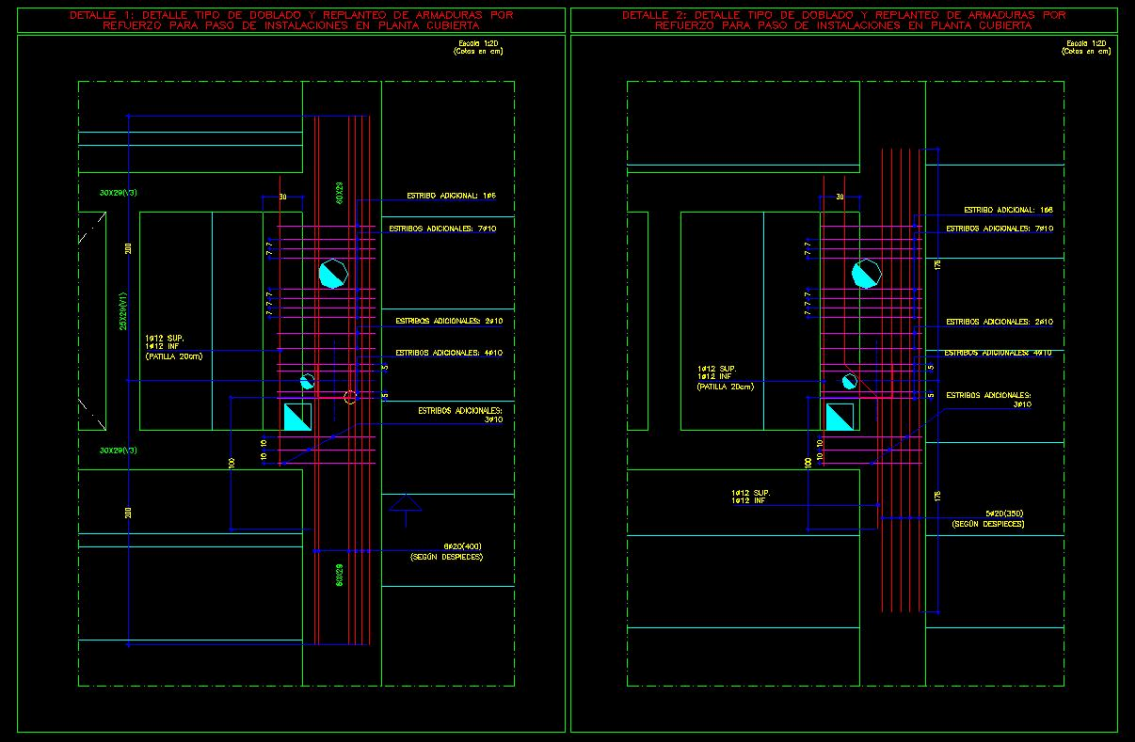


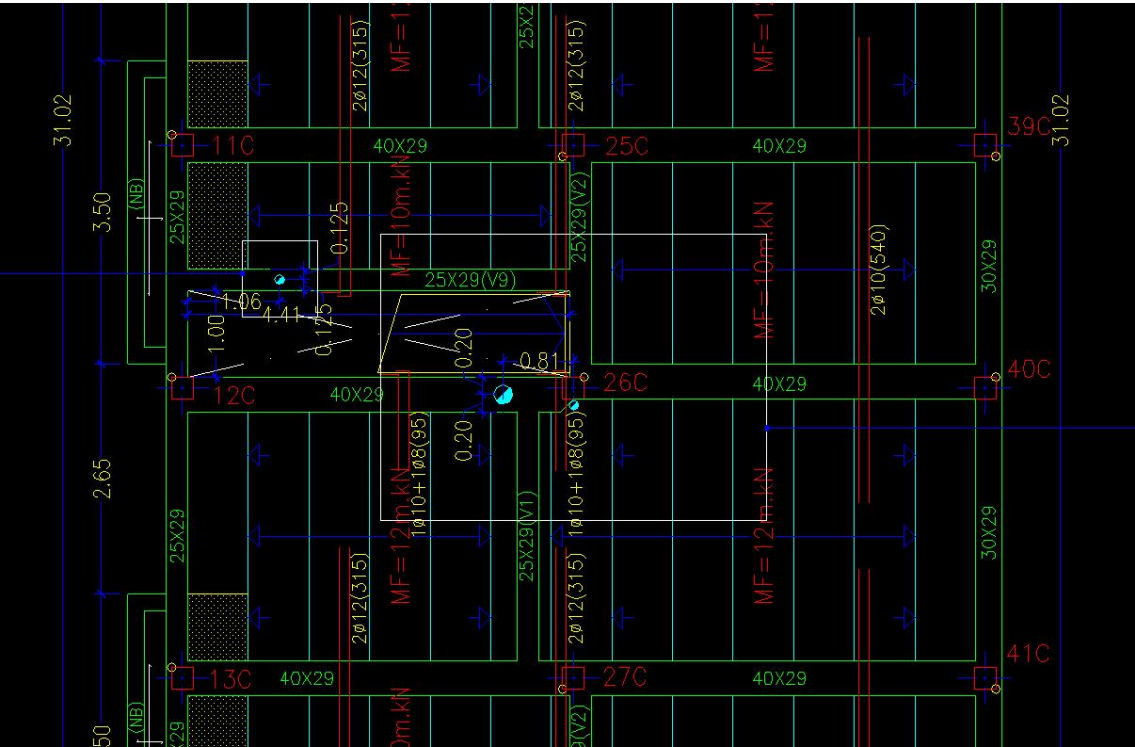
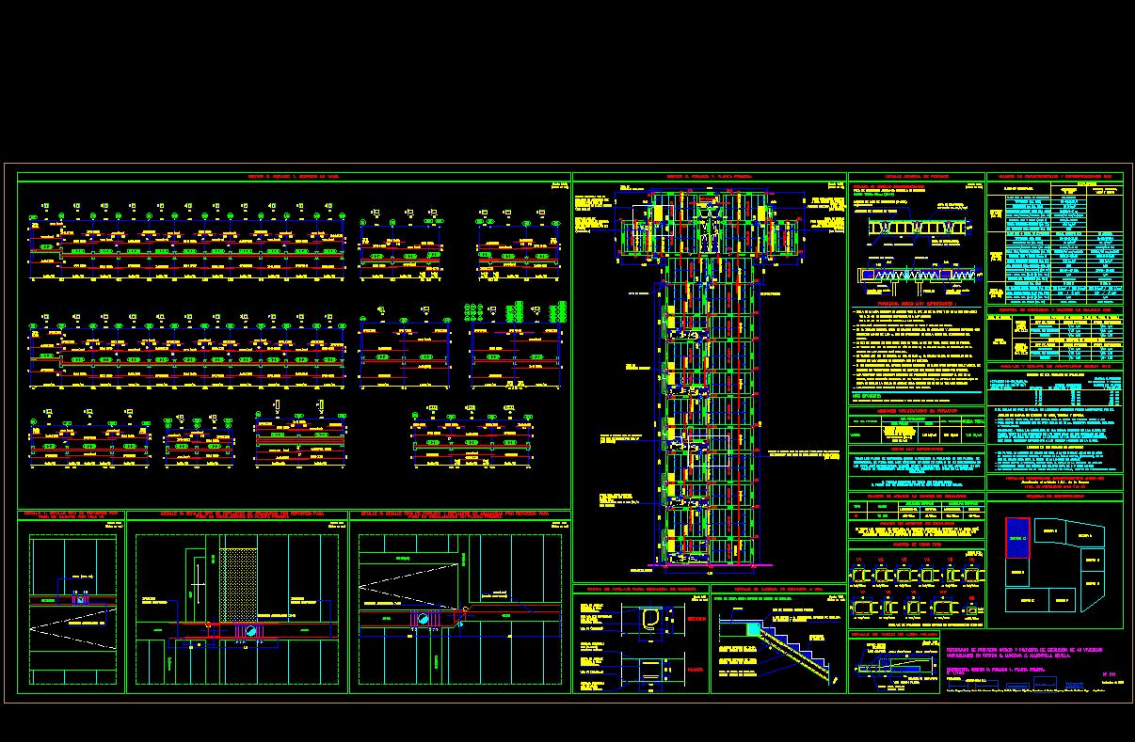


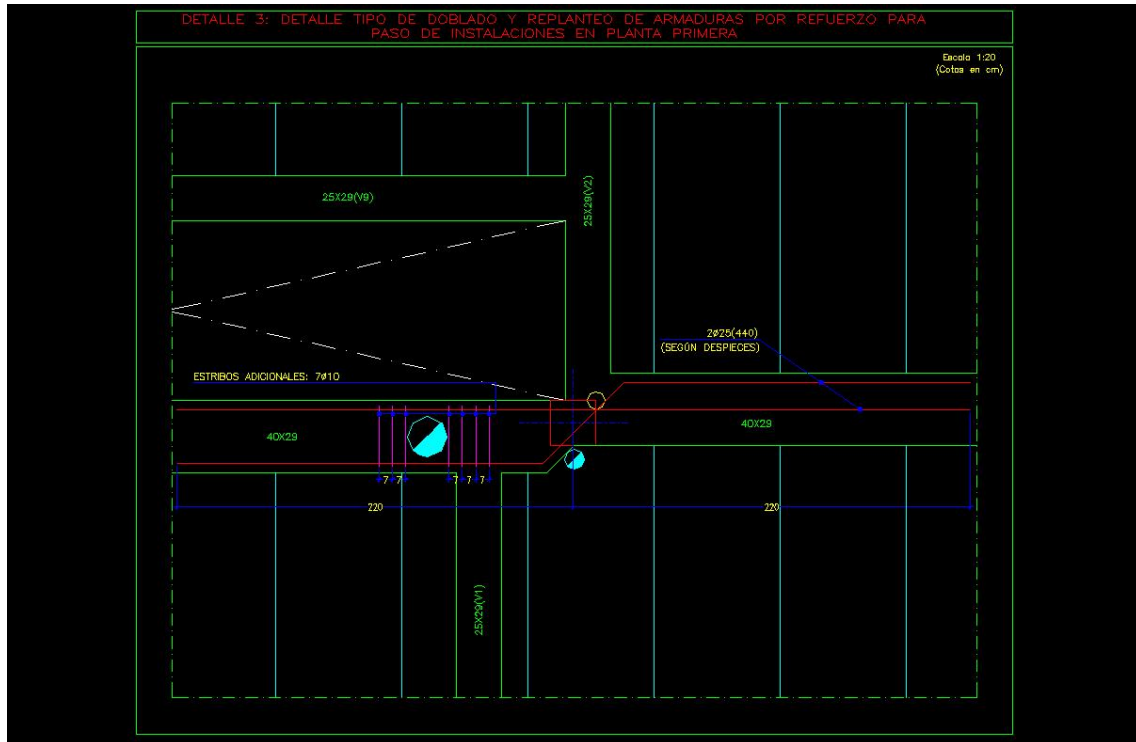
















- **RESISTENCIA AL FUEGO Y CASO DE AMBIENTES AGRESIVOS**

- Con respecto al fuego, se tendrán en cuenta las prescripciones contenidas en el Anejo 7 de la EHE: Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales.
- Cuando la estructura haya de estar sometida a un ambiente agresivo (sales de deshielo, agua de mar, aguas industriales, etc), el hormigón debe especificarse, desde la fase de proyecto, teniendo en cuenta esta circunstancia. Los parámetros más importantes que deben prescribirse son:
 - Máxima relación agua/cemento.
 - Contenido mínimo en cemento.
 - Tipo de cemento.
 - Contenido máximo en ión cloruro del hormigón.
- En cuanto a los recubrimientos, también conviene aumentarlos en función de la exposición o ambiente.
- Se seguirá la tipificación determinada por la Norma EHE, y los artículos de aplicación, serán:
 - Art. 8.2.1., 8.2.2. y 8.2.3. (Tipos de Ambientes)
 - Art. 37.2. (Durabilidad: forma, calidad, recubrimientos...)
 - Art. 37.3. (Durabilidad: dosificación, agua/cemento, resistencia frente a ataques....)
 - Anejo 3. Art. 2,3 (Selección de cementos)
 - Anejo 5. (Métodos de análisis, presentación de resultados)

- **VIGAS PREFABRICADAS**

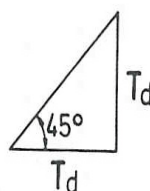
- El proyecto y la ejecución de vigas prefabricadas difiere en algunos aspectos del caso de construcción in situ. Las acciones que la viga debe soportar durante el período que va desde su hormigonado hasta su colocación definitiva pueden ser mayores que las de su vida de servicio. Además, su manejo y transporte pueden ocasionar a menudo deformaciones permanentes (recuérdese también el peligro de pandeo lateral), por lo que deben adoptarse precauciones en tal sentido.
- Es de la mayor importancia estudiar las zonas de conexión entre la viga y los restantes elementos, ya que el comportamiento estructural puede ser diferente de vigas similares hormigonadas in situ. El proyecto y disposición de juntas para transmitir los esfuerzos debidos a la retracción, fluencia, temperatura, deformación elástica, viento y sismo requiere una atención particular en prefabricación.
- Las zonas donde se colocan los elementos de izado deben armarse convenientemente para soportar los esfuerzos transitorios de manejo.
- A veces, la colocación previa de las armaduras pasantes dificulta enormemente el hormigonado. La experiencia demuestra que, en tales casos, es posible colocar los conectadores después de vaciado el hormigón, cuando éste se encuentra en estado plástico, siempre que se adopten las debidas precauciones para asegurar el correcto anclaje de estas barras y que el hormigón quedará perfectamente compactado alrededor suyo. Esta posibilidad no es aplicable a ninguna armadura que deba quedar totalmente sumergida en el hormigón fresco, ni a las barras que vayan ancladas (o ligadas) a otras sumergidas.

• PROBLEMAS EN EL DIMENSIONADO DE VIGAS Y MÉNSULAS

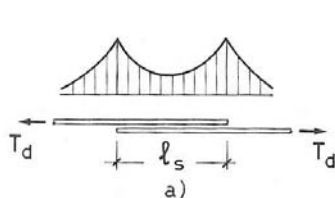
- Problemas repetidos en el dimensionamiento de vigas se produce en función de la experiencia y el conocimiento del técnico que realiza el cálculo. No será objeto de este punto y baste con aplicar correctamente los procedimientos de dimensionamiento normativos.
- Es interesante sin embargo, realizar una reflexión sobre los solapes de barras en vigas, y más concretamente cuando hay que solapar varias barras a tracción paralelas. La norma recomienda que en estos casos, la distancia entre solapes de barras paralelas se produzca a una distancia igual a la de solape; sin embargo se demuestra que distancias de media longitud o de vez y media esta longitud son ambas mejores soluciones estructurales porque no conllevan a la superposición de puntas en los diagramas de distribución de tracciones. Este hecho genera fisuraciones en vigas por acumulación puntual de tracciones en las mismas.



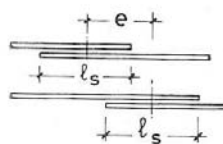
a)



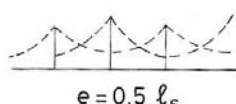
b)



a)

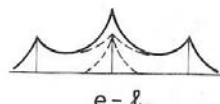


b)



$$e = 0.5 l_s$$

c)



$$e = l_s$$

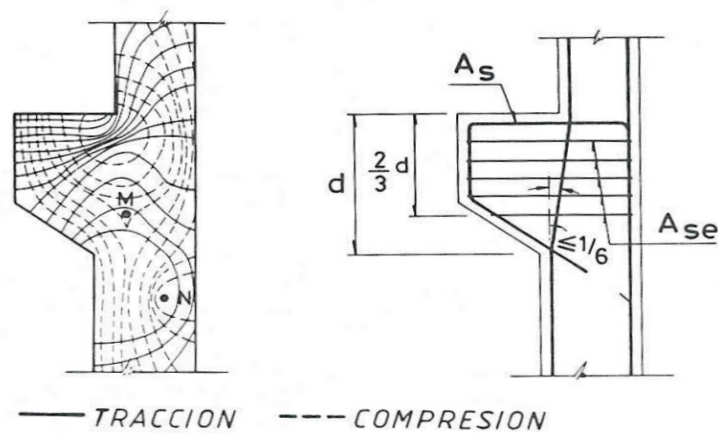
d)



$$e = 1.5 l_s$$

e)

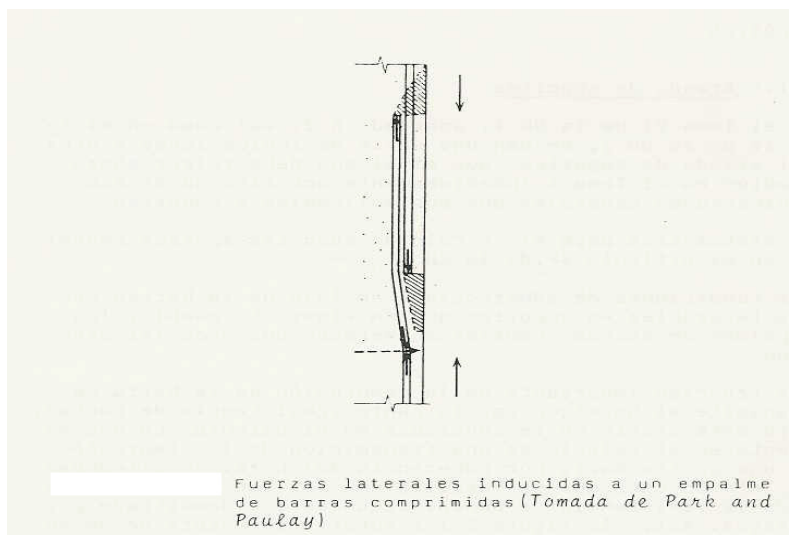
- Las ménsulas han constituido y constituyen una fuente importante de accidentes en las obras de hormigón armado.
- Los problemas de dimensionamiento aparecen por la propia forma o geometría de las ménsulas que hace que no se siga la ley intuitiva de conservación de las secciones planas. De hecho, en las mismas la aparición de las tracciones se produce en horizontal; esto es, cuando esos esfuerzos no pueden ser absorbidos por el hormigón, han de serlo por el acero: estribos horizontales, (y no con estribos verticales, como es fuente general de errores).



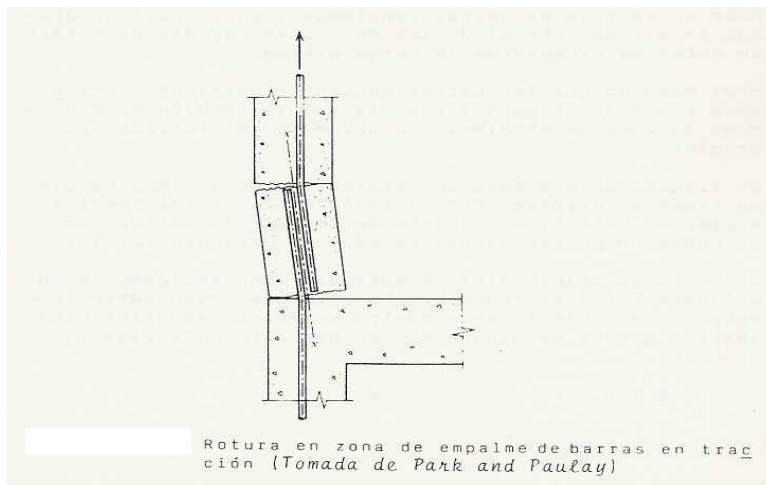
2.3. LOS SOPORTES

- ARMADO DE SOPORTES

- La sistemática para el cálculo de soportes aparece resumida en el artículo 55 de la EHE.
- Las condiciones de adherencia y anclaje de la barras son más favorables en soportes que en vigas. En cambio, los empalmes de barras comprimidas merecen una especial atención.
- Una fracción importante de la compresión de la barra se transmite al hormigón por la punta (resistencia de punta), pero este efecto no se considera en el cálculo. Lo que se cuenta en el cálculo es una transmisión de la compresión de una a otra barra por adherencia del hormigón circundante, efecto éste que se moviliza una vez que se ha sobrepasado la resistencia de punta, según parece demostrado por ensayos.



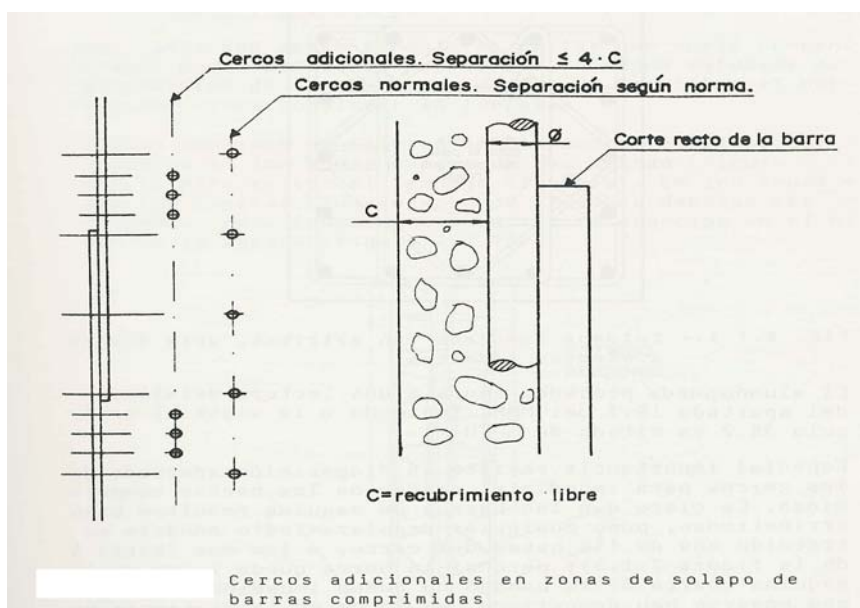
- En el caso en que las barras quedan excéntricas y trabajan a tracción, la rotura también se produce en la zona de empalme, con actuación de fuerzas transversales.



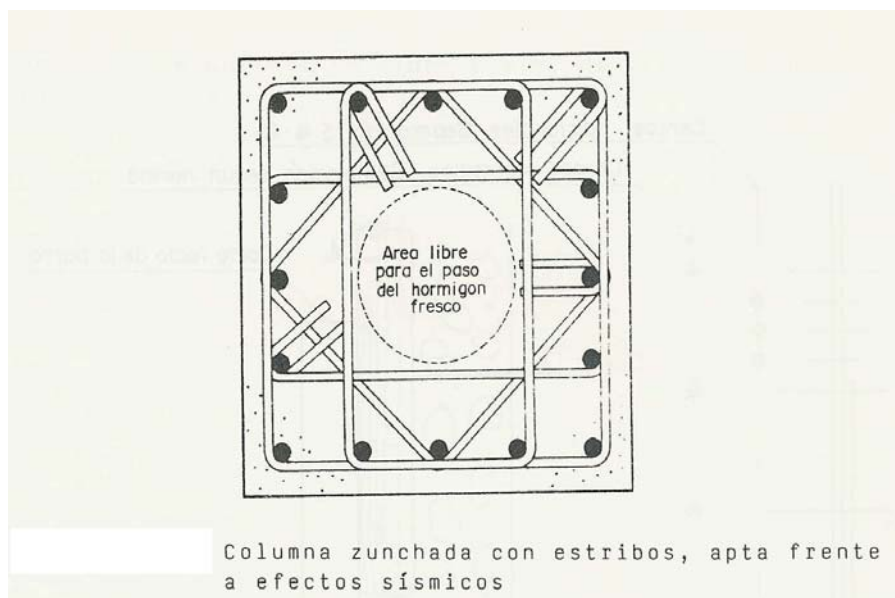
- Las figuras mencionadas son expresivas de la importancia que tiene el disponer cercos adicionales en las zonas de empalme de barras, con objeto de impedir la salida de las cuñas por puntas.
- Los cercos adicionales según Leonhardt, deben disponerse (con separaciones inferiores a cuatro veces el recubrimiento) siempre que se dé alguna de las dos circunstancias siguientes:

$$\varnothing \geq 0,7 c$$

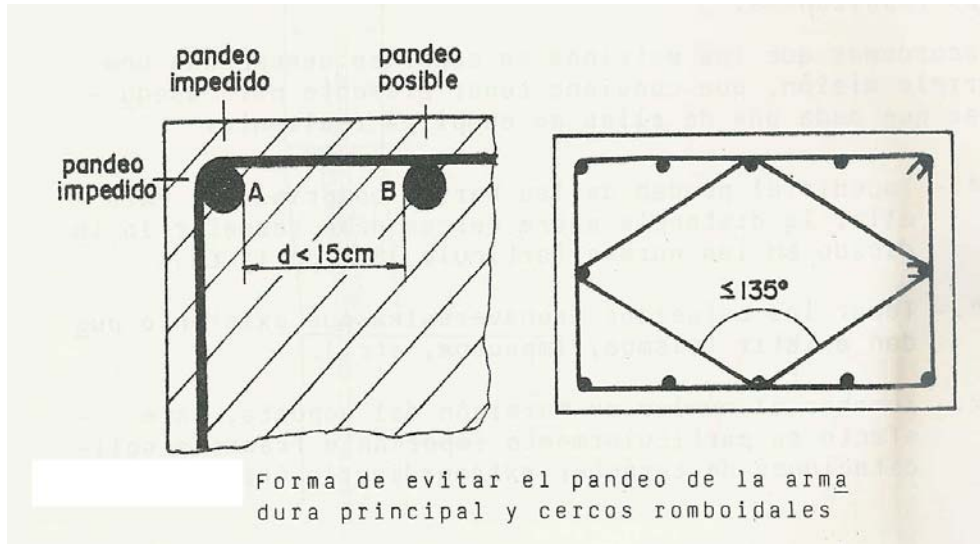
$$\varnothing \geq 14 \text{ mm}$$



- Dicho con toda generalidad: siempre que la fuerza tomada por el acero cambien de dirección, es necesario disponer estribos adicionales para tomar las fuerzas transversales resultantes.
- Recordemos que los estribos en soportes desempeñan una triple misión, que conviene tener presente para asegurar que cada una de ellas se cumplirá realmente:
 - 1ª Impedir el pandeo de las barras comprimidas. Para ello, la distancia entre cercos debe respetar la indicado en las normas.
 - 2ª Tomar los esfuerzos transversales que existan o puedan existir (sismos, impactos, etc.).
 - 3ª Zunchar el núcleo de hormigón del soporte. Este efecto es particularmente importante frente sollicitaciones de carácter extraordinario.

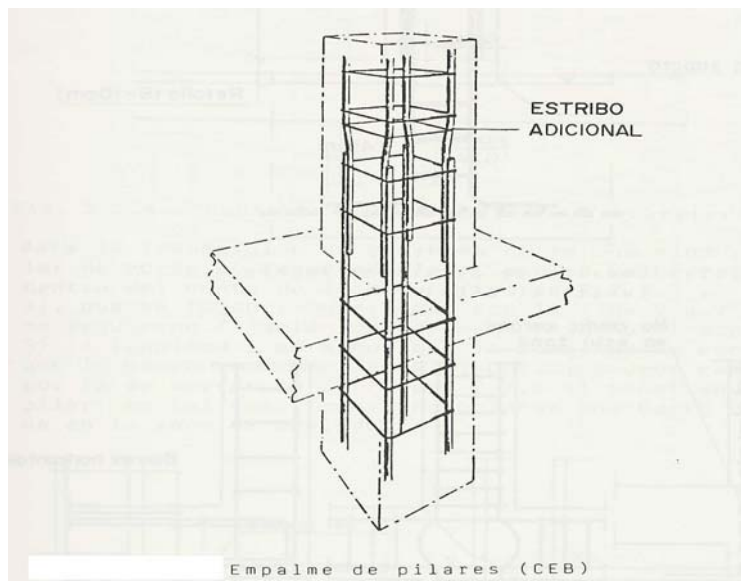


- Especial importancia reviste la disposición adecuada de los cercos para impedir el pandeo de las barras comprimidas. El claro que las barras de esquina resultan bien arriostrada, pues cualquier desplazamiento pondría en tracción una de las patas del cerco, o las dos; pero si la barra queda lejos de la esquina su pandeo no queda impedido. Numerosos ensayos han demostrado que 15 cm es la distancia máxima que nos permite confiar en la eficacia de la sujeción. De ser mayor la distancia entre barras, hay que colocar otra familia de cercos, cuya forma puede ser romboidal (ACI 318-83) para facilitar el hormigonado.

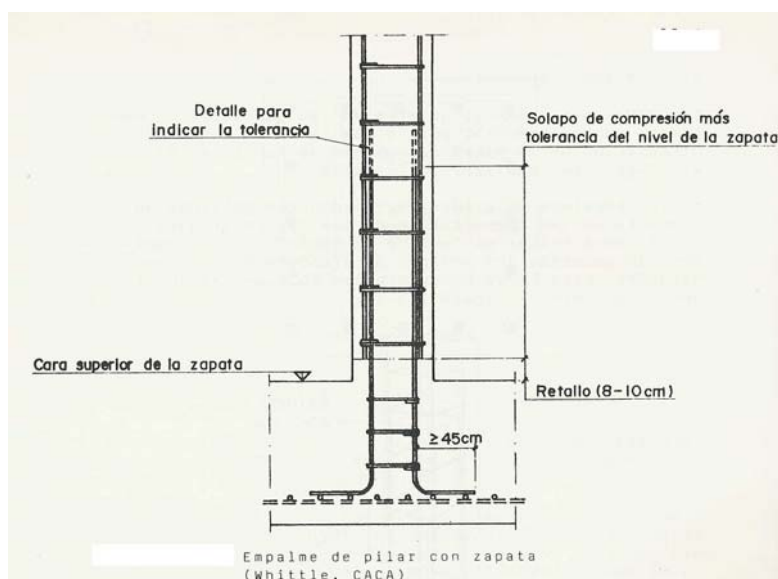


- **NUDOS Y ENCUENTROS**

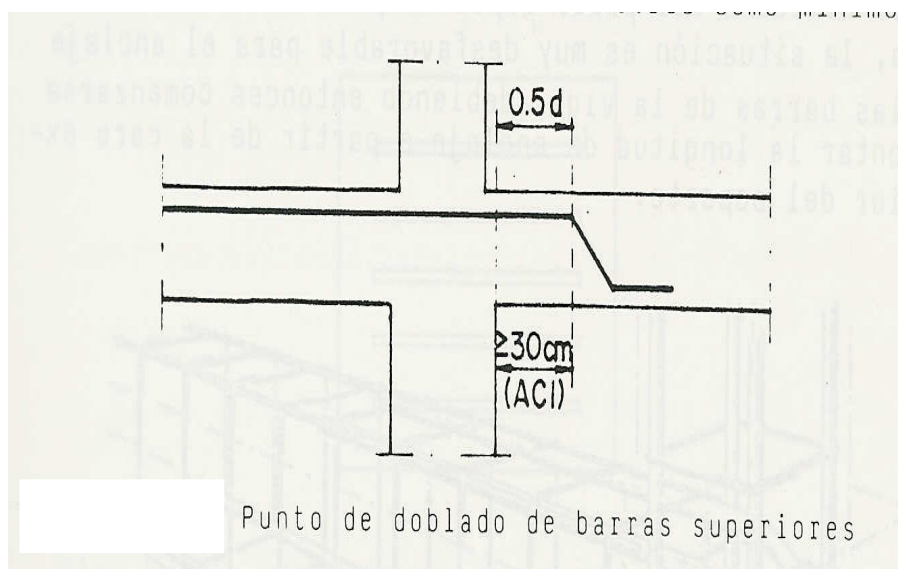
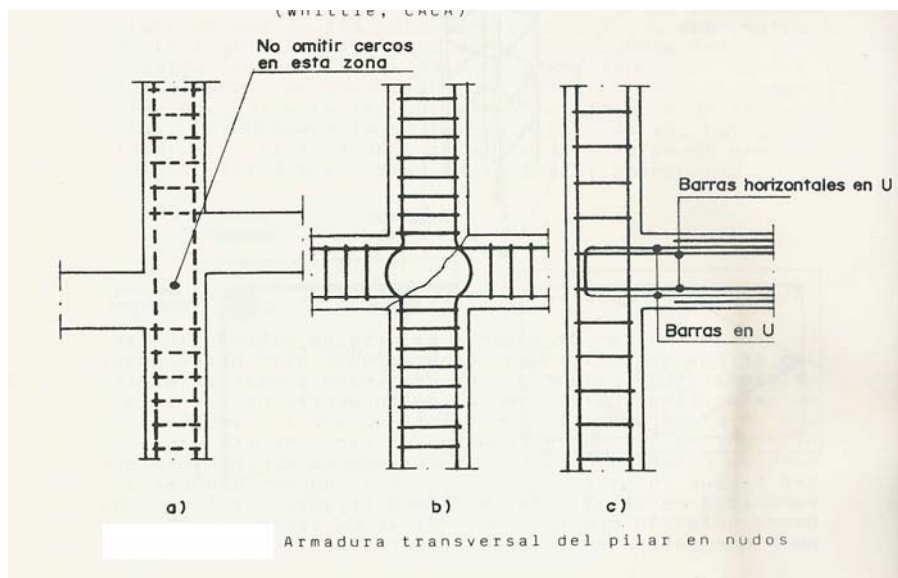
- Los nudos son zonas singulares en las que suele concentrarse mucha armadura, por lo que conviene estudiar la disposición de la misma con objeto de facilitar el hormigonado y racionalizar la ferralla.
- En los empalmes de pilares se dispondrán estribos adicionales en las zonas curvas de las barras para evitar el “empuje al vacío”.



- En los empalmes con zapatas, los solapos de armadura deberán ser holgados, para tener en cuenta las tolerancias en el nivel de la zapata.

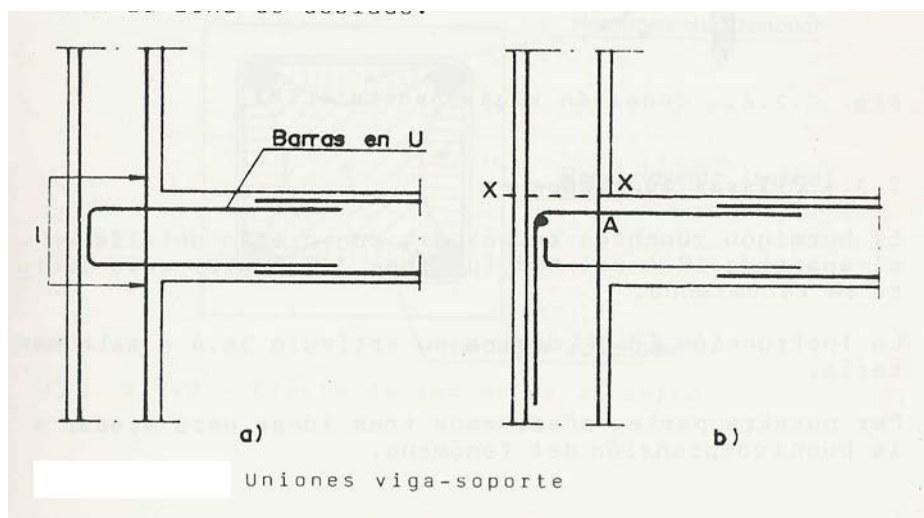


- En los encuentros de vigas y pilares no deben omitirse los cercos del pilar a las separaciones que corresponda. La violación de esta regla ha originado problemas graves en casos singulares, como el de encuentro de dos vigas con un pilar a distinto nivel. Por otra parte, los nudos resultan críticos en caso de esfuerzos dinámicos (sismo), mostrando la experiencia que las barras longitudinales sin cercos pueden pandear aun embebidas en la masa del hormigón. Una buena solución consiste en emplear barras horizontales en U que entran en la viga.

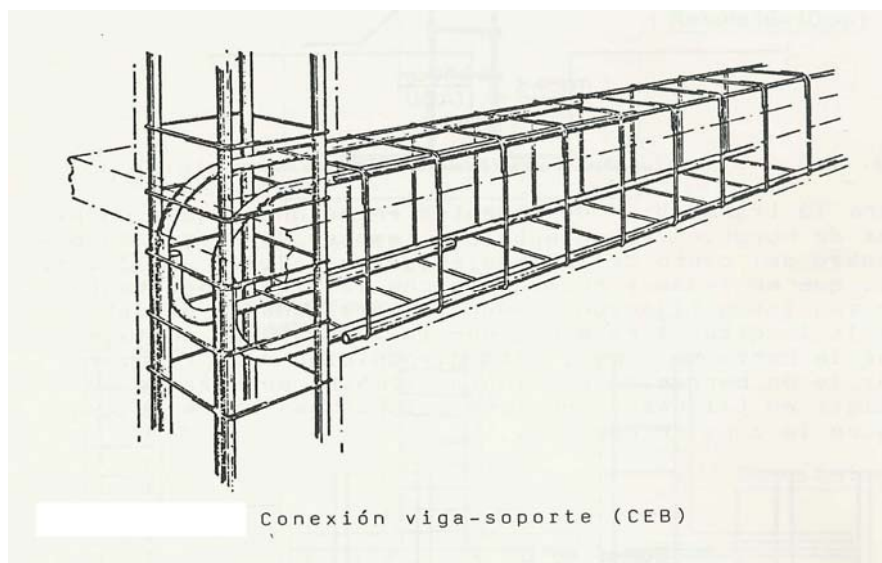


- Para la transmisión de momentos entre una viga y un pilar de borde, es recomendable el empleo de barras en U dentro del canto de la viga, que se fijan y hormigonan con la viga por tanto no requieren fijación cuando se hormigona el soporte. Si la longitud "l" es menor que la longitud de anclaje que la barra necesita,

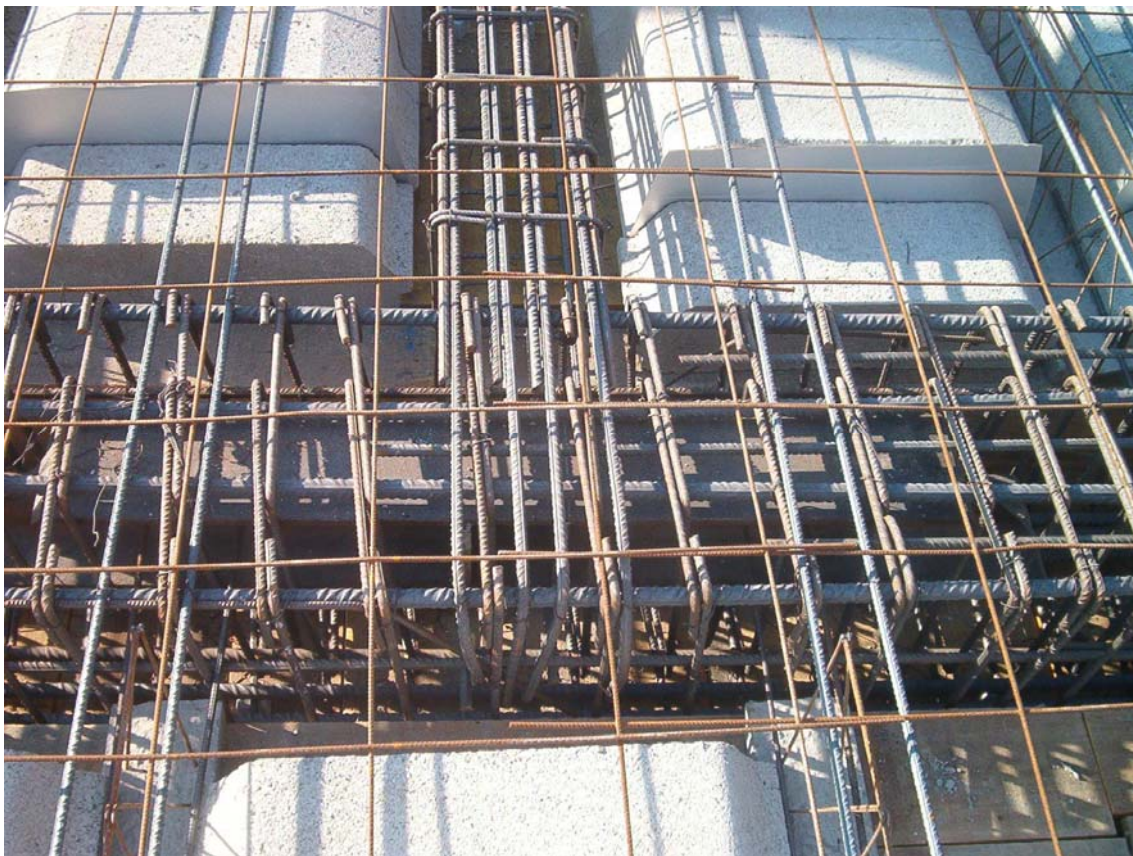
esta disposición debe cambiarse para la de barras en L penetrando en el pilar; en tal caso, conviene colocar una barra de esquina en la zona de doblado.



- Cualquiera que sea la disposición que se escoja, conviene distinguir dos situaciones diferentes para el anclaje de la armadura de la viga en el pilar de borde. Si el pilar superior va a trabajar siempre en compresión, la situación es favorable y el anclaje puede comenzar a contarse desde el punto A, coincidente con la cara interior del pilar, recordando por otra parte que si hay junta de hormigonado en la sección XX la barra está en posición II de adherencia. Por el contrario, si la armadura del pilar superior puede entrar en tracción, la situación es muy desfavorable para el anclaje de las barras de la viga, debiendo entonces comenzarse a contar la longitud de anclaje a partir de la cara exterior del soporte.

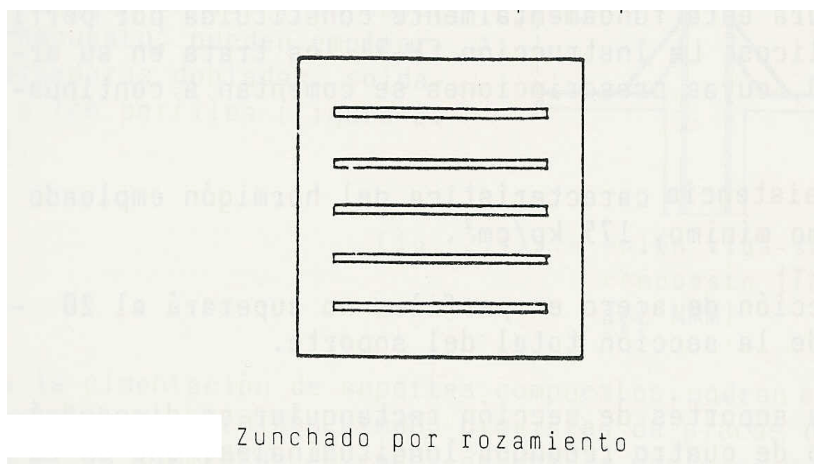




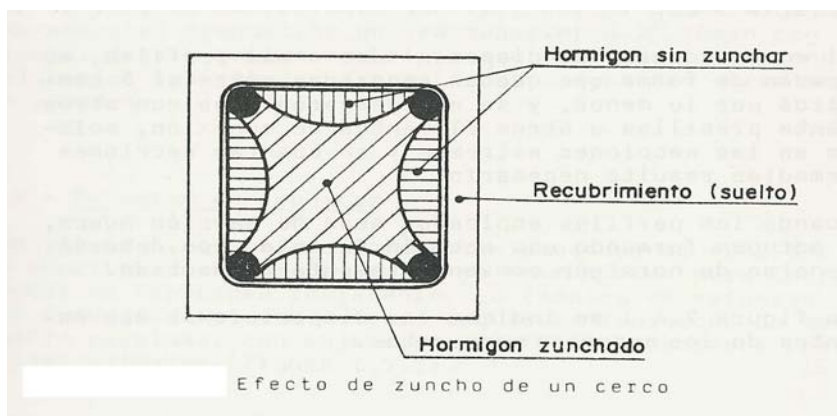


- **PILARES ZUNCHADOS**

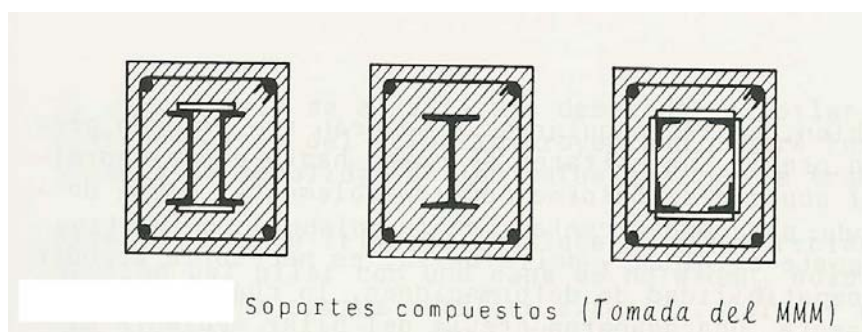
- Tres ideas para ayudar a la buena compresión del fenómeno:
 - Zunchado por rozamiento: Normalmente, el zunchado se consigue mediante elementos metálicos de cintura (armadura helicoidal en columnas circulares, camisas cilíndricas en refuerzos). Pero un efecto análogo puede conseguirse disponiendo capas metálicas horizontales, cuyo rozamiento con el hormigón impide su corrimiento lateral. Estas capas metálicas pueden materializarse mediante chapas, bucles de alambre, etc. El resultado es un gran incremento de las resistencias a compresión, pero ello requiere grandes acortamientos en la dirección principal.



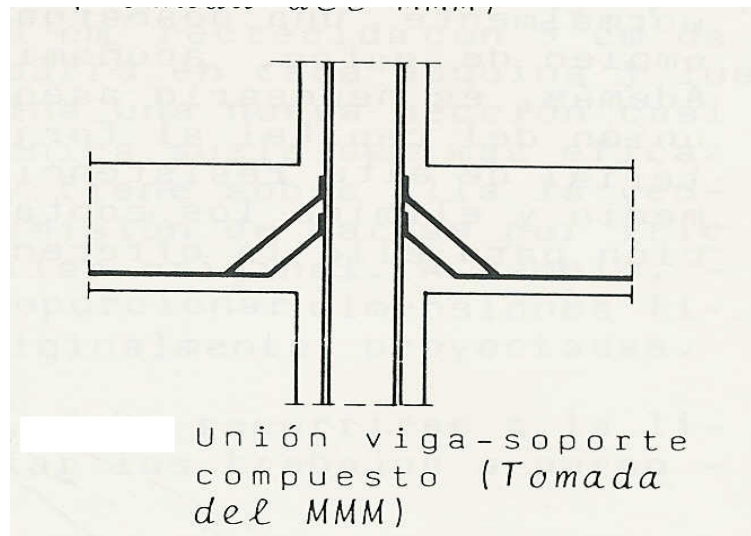
- Zunchado por cercos: Los cercos, cuando van muy juntos, zunchan las zonas de hormigón próximas a las esquinas, pues es ahí donde el cerco es totalmente rígido: pero no zunchan las zonas de vano.



- Agotamiento: cuando un pilar zunchado se acerca a su agotamiento, el hormigón del recubrimiento salta, ya que es más débil que el del núcleo. Este síntoma es muy claro para casos de patología. Lo mismo sucede en situaciones de incendio.
- Se definen como compuestos los soportes de hormigón cuya armadura está fundamentalmente constituida por perfiles metálicos.
 - La resistencia característica del hormigón empleado será, como mínimo, 250 kp/cm^2 .
 - La sección de acero en perfiles no superará al 20 por 100 de la sección total del soporte.
 - En los soportes de sección rectangular se dispondrá un mínimo de cuatro redondos longitudinales, uno en cada esquina, y un conjunto de cercos o estribos sujetos a ellos, cuyos diámetros, separaciones y recubrimientos deberán cumplir las mismas condiciones exigidas a los soportes ordinarios de hormigón armado.
 - Los perfiles se dispondrán de modo que, entre ellos y los cercos o estribos, resulte una distancia libre no inferior a 5 cm.
 - Si en un soporte se disponen dos o más perfiles, se colocarán de forma que queden separados entre sí 5 centímetros por lo menos, y se arriostrarán unos con otros mediante presillas u otros elementos de conexión, colocados en las secciones extremas y en cuantas secciones intermedias resulte necesario.
 - Cuando los perfiles empleados sean de sección hueca, o se agrupen formando una sección de este tipo, deberán rellenarse de hormigón convenientemente compactado.



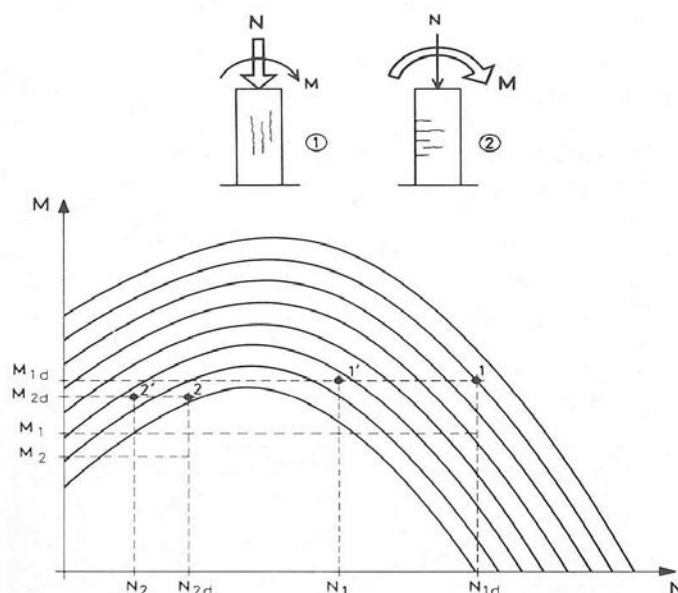
- Para la transmisión de esfuerzos cortantes, entre una viga de hormigón armado y un soporte compuesto, pueden emplearse armaduras dobladas, soldadas a los perfiles.



- Para la cimentación de soportes compuestos, podrán emplearse zapatas de hormigón armado provista de placas de acero u otros elementos de conexión con los perfiles metálicos, de modo que los esfuerzos transmitidos por los mismos se repartan convenientemente.
- La comprobación de compresión simple en soportes compuestos se efectúa con una fórmula similar a la del caso de hormigón armado ordinario.
- Por último, es conveniente que la esbeltez geométrica de los soportes compuestos no sea superior a 15. Caso contrario, deberá estudiarse el riesgo de pandeo, no siendo aplicables los métodos expuestos para soportes normalmente armados.

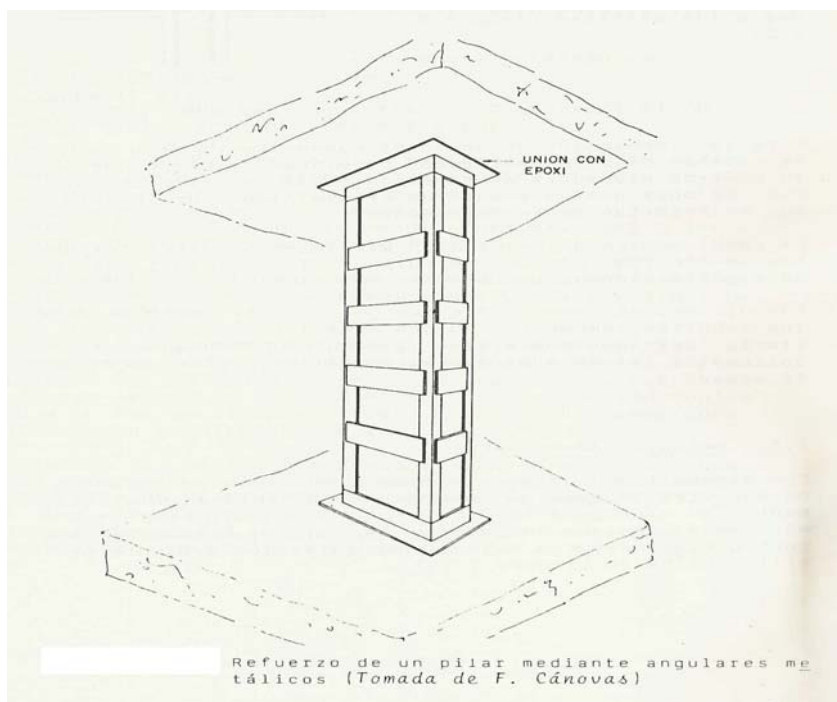
- PROBLEMAS EN EL DIMENSIONADO DE SOPORTES

- Problemas repetidos en el dimensionamiento de pilares es el cálculo de piezas sometidas a flexiones compuesta, esviada, y pandeo.
- No siempre la situación más desfavorable se tiene con la mayoración de la carga axial y del momento de cálculo, de hecho puede darse el caso de situaciones más perjudiciales de cálculo si se mayorara el momento pero no el axial, que correspondería a situaciones críticas de pequeñas compresiones y altas excentricidades, (como en los pilares de las plantas altas de los edificios).
- Por tanto el valor de los coeficientes de mayoración habría que entenderlos no como valores fijos, sino como campos de variación, y la situación pésima no se va a dar siempre con la combinación de los máximos valores de las acciones mayoradas.



- **REFUERZO DE SOPORTES**

- Con alguna frecuencia es necesario proceder al refuerzo de soportes de hormigón armado ya contruidos para incrementar su capacidad resistente. La técnica de refuerzo más común consiste en colocar angulares laminados en las cuatro esquinas, con sujeciones laterales mediante presillas soldadas.



- Ahora bien, si los angulares se colocan sin ninguna precaución previa, no entrarán en carga hasta que el hormigón del soporte se deforme considerablemente. Dicho de otro modo: para poder contar con la colaboración aditiva del soporte original y del refuerzo, es necesario atender a la compatibilidad de deformaciones, lo cual requiere normalmente una descarga previa del pilar mediante el empleo de gatos, acuñaamiento de apeos u otros ingenios. Además, es necesario asegurar una perfecta y rígida unión del capitel al forjado, colocando al efecto un material de alta resistencia que actúe como elemento intermedio y elimine los contactos puntuales. Una buena solución para ello la ofrecen las masillas epoxi.
- Si el refuerzo se ejecuta sin descargar el pilar, la sección de acero del refuerzo proyectado en general, salvo determinadas situaciones bien justificadas, deberá tomar por sí sola la totalidad de los esfuerzos que se transmiten.











- Otra técnica de refuerzo consiste en el recrecido de la sección del pilar con una capa de hormigón, sólo o zunchado con una camisa metálica exterior. Así por ejemplo, una sección inicial de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ recrecida con 5 cm de espesor de hormigón (con una barra en cada esquina y los cercos correspondientes) origina una nueva sección casi doble a la primitiva. Esta técnica suele ser más eficaz que la de perfiles metálicos y tiene sobre ella la ventaja de proporcionar una transmisión de cargas por fricción entre el refuerzo y el pilar original. A cambio, presenta el inconveniente de proporcionar dimensiones finales muy superiores a las originalmente proyectadas.
- Cuando sea necesario reforzar, debe recurrirse a la literatura especializada y confiar los trabajos a personas expertas en la materia.







