

CAPÍTULO 8

PROPUESTA DE METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO

8.1. INTRODUCCIÓN

Después de realizar un análisis progresivo acerca del comportamiento mecánico del panel, el presente capítulo pretende proponer un método de cálculo que sirva como herramienta para diseñar y caracterizar de forma concreta el panel estudiado.

El criterio elegido para la realización de esta metodología, está basado en las conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo de la tesis e igualmente siguiendo con las pautas establecidas en la Normativa Española [EHE, 1999].

Los **objetivos** del presente capítulo son:

- Desarrollar una metodología para el cálculo del sistema de paneles aligerados, definiendo cada uno de los procedimientos para las diferentes solicitaciones y asimismo establecer criterios para el mejor desempeño del sistema a nivel estructural.
- Efectuar un ejemplo de aplicación con el método propuesto, verificando los resultados con los obtenidos experimentalmente.

Para lograr los objetivos planteados, en primera instancia se indican las generalidades del panel y características geométricas, para posteriormente definir las acciones y los coeficientes de seguridad aplicables a éste.

Se especifican los distintos tipos de solicitación que puedan presentarse en el panel como muro o forjado, para de esta forma aplicar todo lo expuesto mediante un ejemplo de cálculo.

Finalmente se plantean una serie de tablas y de gráficas como elemento de apoyo, por medio de los cuales se pueda verificar y hacer la elección específica de un panel dependiendo de su aplicación.

8.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PANEL

En este apartado cabe recordar los elementos que componen el panel, el cual está formado por una placa de poliestireno expandido comúnmente denominado EPS, de densidad entre 15 y 25 kg/m³. Esta placa de EPS se encuentra en medio de una malla espacial de acero galvanizado de diámetro 3,4 mm, la cual forma una retícula de 75 x 75 mm. Esta malla se encuentra unida mediante conectores de acero de diámetro 3 mm formando una retícula de 75 x 240 mm.

La malla espacial tiene un área de acero **por metro de ancho**, de $A_{s_{panel}} = 120,75 \text{ mm}^2$. Donde (n), es el número de barras en 1000 mm de malla, con un diámetro de 3,4 mm. Dependiendo de la aplicación del panel es adaptable el empleo de armaduras longitudinales de acero corrugado.

$$A_{s_{panel}} = \frac{\pi \phi^2}{4} * n \quad (n = 13,3)$$

In-situ el panel se termina con la aplicación de mortero u hormigón proyectado en ambas caras, en la figura 8.1 se muestra un corte del panel descrito.

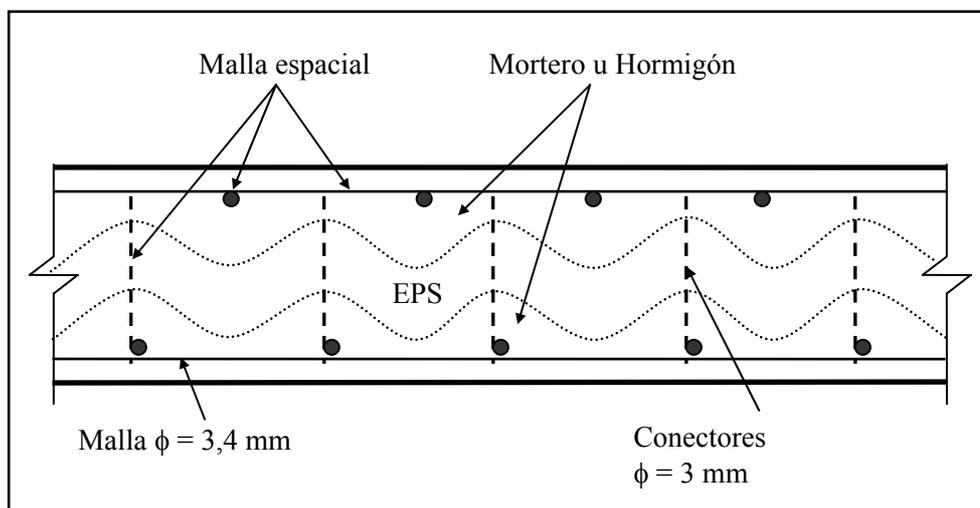


Figura 8.1: Corte del panel aligerado

Ahora bien, dentro de las características geométricas del panel se especifica como primera instancia el **centro de gravedad de la sección** ($h_{c.d.g}$). En este caso se especifica la sección *sin fisurar* tal como se expone en la ecuación 8.1, gráficamente en la figura 8.2 se especifican cada uno de los parámetros de la citada ecuación.

A efectos del cálculo se consideran las características geométricas del elemento **por 1 metro de ancho**. En las capas de mortero (u hormigón) se puede tomar el espesor medio de las mismas, cara a plantear una hipótesis conservadora frente a la inercia de la sección.

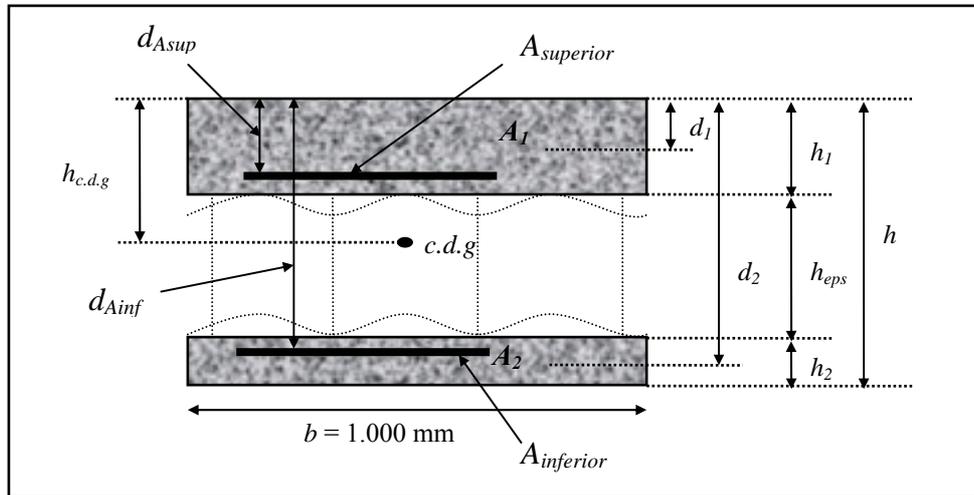


Figura 8.2: Idealización geométrica de la sección

$$A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2 + A_{sup} \cdot n \cdot d_{A_{sup}} + A_{inf} \cdot n \cdot d_{A_{inf}} = (A_1 + A_2 + A_{sup} \cdot n + A_{inf} \cdot n) \cdot h_{c.d.g.}$$

$$h_{c.d.g.} = \frac{A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2 + A_{sup} \cdot d_{A_{sup}} \cdot n + A_{inf} \cdot d_{A_{inf}} \cdot n}{(A_1 + A_2 + (A_{sup} \cdot n) + (A_{inf} \cdot n))} \quad (\text{Ec. 8.1})$$

donde, respectivamente:

- A_1 y A_2 es el área de las capas mortero u hormigón.
- d_1 y d_2 es la distancia del c.d.g de las capas de hormigón a la fibra más comprimida.
- d_{Asup} y d_{Ainf} es la distancia de las armaduras al borde superior.

Para las luces de cálculo se considera la distancia entre ejes de apoyo, según la norma EHE artículo 18.2.2. [EHE, 1999]

Luego de establecer el centro de gravedad de la sección se determina la **inercia de la sección sin fisurar**, determinada como se muestra en la ecuación 8.2:

$$I_{sin\ fisurar} = I_1 + (b \cdot h_1) \cdot (h_{c.d.g.} - d_1)^2 + I_2 + (b \cdot h_2) \cdot (d_2 - h_{c.d.g.})^2 + A_{superior} \cdot n \cdot (h_{c.d.g.} - d_{superior})^2 + A_{inferior} \cdot n \cdot (d_{inferior} - h_{c.d.g.})^2 \quad (\text{Ec. 8.2})$$

donde:

d_1 y d_2 representan las distancias del centro de gravedad de la losa superior (A_1) y la losa inferior (A_2), respectivamente, al centro de gravedad de toda la sección (figura 8.2).

I_1 e I_2 vienen dados por la expresión de la inercia para sección rectangular, así:

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{Ec. 8.3})$$

Ahora bien, para realizar el cálculo de la inercia fisurada, se determina previamente el **centro de gravedad de la sección fisurada** partiendo de la hipótesis de que sección cuando se fisura deja fuera de servicio la capa inferior de hormigón, hipótesis corroborada según los ensayos realizados.

$$A_1 \cdot d_1 + A_{sup} \cdot d_{A_{sup}} \cdot n + A_{inf} \cdot d_{A_{inf}} \cdot n = (A_1 + A_{sup} \cdot n + A_{inf} \cdot n) \cdot h_{c.d.g.}$$

$$h_{c.d.g.} = \frac{A_1 \cdot d_1 + A_{sup} \cdot d_{A_{sup}} \cdot n + A_{inf} \cdot d_{A_{inf}} \cdot n}{(A_1 + (A_{sup} \cdot n) + (A_{inf} \cdot n))} \quad (\text{Ec. 8.4})$$

El valor de la **inercia fisurada** se obtienen según como se muestra en la ecuación 8.5:

$$I_{fisurada} = I_1 + (b \cdot h_1) \cdot (h_{c.d.g.} - d_1)^2 + A_{superior} \cdot n \cdot (h_{c.d.g.} - d_{superior})^2 + A_{inferior} \cdot n \cdot (d_{inferior} - h_{c.d.g.})^2 \quad (\text{Ec. 8.5})$$

8.3. ACCIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los **coeficientes de seguridad** empleados en el cálculo, deben tener en cuenta lo especificado en la vigente normativa de hormigón EHE en su Artículo 12°. Los coeficientes a usar para estados límites últimos son $\gamma_G = 1,35$ para cargas permanentes y $\gamma_Q = 1,5$ en cargas variables.

Las cargas permanentes dependerán de la aplicación que se le quiera dar al panel, asimismo las sobrecargas de uso se emplean según lo especificado en el artículo 3° de la Normativa NBE-AE-88, acciones en la edificación.

Ahora bien, el peso propio del panel por metro lineal, se obtiene según la ecuación 8.6.

$$pp = (\gamma_{\text{hormigón}} \times A_{sup}) + (\text{Peso malla panel}) + (\gamma_{\text{mortero}} \times A_{inf}) + (\gamma_{\text{acero}} \times A_{acero}) \quad (\text{Ec. 8.6})$$

donde:

$\gamma_{\text{hormigón}}$:	Peso específico del hormigón (2400 kg/m ³).
A_{superior} y A_{inferior} :	Áreas de mortero, capa superior e inferior del panel.
Peso malla panel:	0,03 N/mm.
γ_{acero} :	Peso específico del acero (7800 kg/m ³).
A_{acero} :	Área de acero corrugado adicional a la malla del panel.

8.4. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS SOLICITACIONES NORMALES

8.4.1. E.L.U. Solicitaciones Normales (*Muros*)

Los paneles en este caso actuando como muros, inicialmente presentan un comportamiento del panel a compresión simple, esto según el estudio y el análisis realizado en el capítulo 4. Éste comportamiento depende de la longitud de los conectores (L), es decir del canto del panel.

Posteriormente, a medida que se incrementa este canto, se presenta una rotura de la soldadura de unión del conector con la malla, produciéndose una rotura por flexión en una de las caras del panel, específicamente entre los conectores que no han roto.

Debido a lo anterior se plantea una formulación de tipo exponencial (ecuación 8.7), por medio de la cual se realiza la estimación de las cargas de rotura (y) para diferentes paneles en función de su espesor.

$$y = A - (A - B) * \left[1 - e^{-k \left(\frac{x_{\min} - x_{\max}}{C} \right)^p} \right] \quad (\text{Ec. 8.7})$$

donde:

A	El valor máximo en la ordenada.
B	El valor mínimo en la ordenada.
x_{\min}	Valor mínimo fijo en la abscisa correspondiente a A .
x_{\max}	Escala de valores de x en la abscisa, sin superar el valor máximo para el x correspondiente a B .
k	Valor del punto de inflexión en la ordenada.
C	Valor del punto de inflexión en la abscisa.
p	Pendiente en el punto de inflexión.

La estimación de la carga de rotura (Q) correspondiente al valor de A dentro de la función exponencial, se halla por medio de la ecuación 8.8. Dicha ecuación establece una sección con dos áreas de mortero sumadas entre sí (A_{mortero}), sumadas a la armadura de acero que conforma el panel, A_s (malla), todo multiplicado por la resistencia del mortero ($f_{c, \text{mortero}}$).

$$Q = (\sum A_{\text{mortero}} + (A_s * n)) * f_{c, \text{mortero}} \quad (\text{Ec. 8.8})$$

Para la homogeneización del acero en hormigón se adopta un coeficiente de equivalencia dado por $\left(n = \frac{E_s}{E_c} \right)$.

En este caso, no se considera la contribución de la capa de EPS, ya que la relación $n = \frac{E_{EPS}}{E_c}$ es muy pequeña.

Ahora bien, para determinar el valor de B dentro de la función exponencial (ec. 8.7), se establece que la sección trabaja a flexión de acuerdo con el diagrama de la figura 8.3, correspondiente a un **dominio 2 de deformación**, para el cual las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad son:

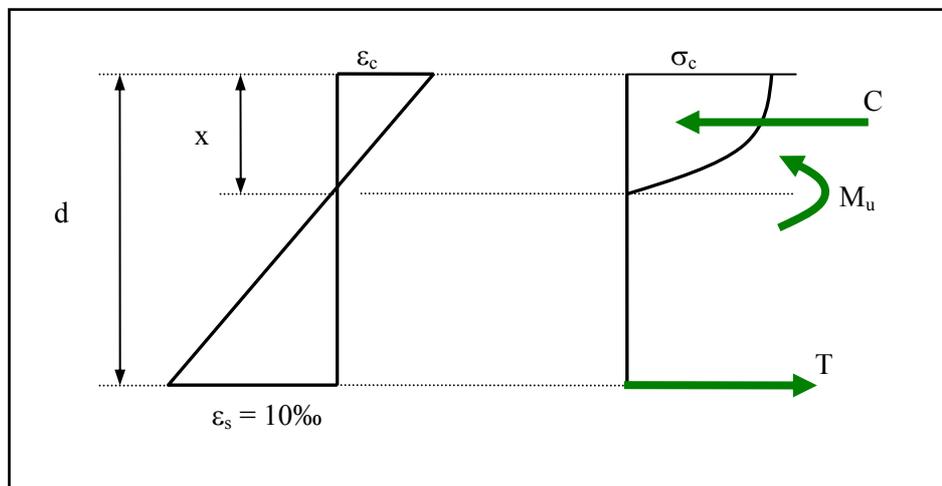


Figura 8.3: Dominio 2 de deformación. Flexión simple

Ecuaciones de equilibrio:

$$0 = \frac{1}{2} x \sigma_c b - A_s f_{yk} \quad (\text{Ec. 8.9})$$

$$M_u = A_c \sigma_c \left(d - \frac{1}{3} x \right) \quad (\text{Ec. 8.10})$$

Ecuación de compatibilidad:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad (\text{Ec. 8.11})$$

8.4.2. E.L.U. Solicitaciones Normales (*Forjados*)

Para elementos sometidos a **flexión simple**, tras los estudios efectuados, se dice que la sección trabaja a flexión de acuerdo con el diagrama de la figura 8.3, correspondiente al **dominio 2** de deformación. Para el cual las *ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones* están dadas por las ecuaciones 8.9, 8.10 y 8.11.

La capa de compresión del panel al trabajar como forjado, conviene materializarla con un hormigón tipo H-25 (de acuerdo con la normativa vigente) y su espesor deberá ser igual o superior a 50 mm, en función de las condiciones de trabajo del panel. El eje neutro en la sección debe situarse dentro de esta capa de compresión de hormigón, es decir $x \leq h_f$, para que de esta manera las compresiones sean absorbidas completamente por dicho material.

La capa inferior conformada con mortero proyectado o lanzado, de espesor no menor a 30 mm, para tener un recubrimiento mínimo de la armadura de 15 mm. Los esfuerzos de tracción son absorbidos al igual que en los forjados normales por las armaduras activas, que en este caso es la armadura de la malla espacial que conforma el panel.

8.4.3. E.L.U. Inestabilidad (*efectos de segundo orden – Muros*)

Para el E.L.U. de inestabilidad se considera que el muro trabaja como una viga de 1 metro de ancho, lo cual es una hipótesis conservadora del lado de la seguridad.

Para determinar la longitud de pandeo, en este caso el panel trabaja como un pórtico intraslacional empotrado en ambos extremos, tanto en la base del muro como en la unión con el forjado (ecuación 8.12).

$$l_o = 0,5 L \text{ (Longitud de pandeo)} \quad (\text{Ec. 8.12})$$

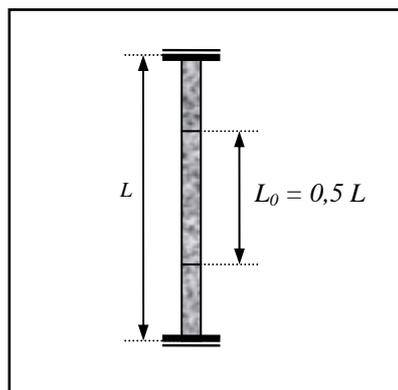


Figura 8.4: Soporte Biempotrado

La comprobación del comportamiento del panel frente a un posible efecto de segundo orden se realiza según la normativa EHE artículo 43.1.2 [EHE, 1999], calculando la esbeltez geométrica (λ_g) y la esbeltez mecánica (λ) del elemento:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h} \quad (\text{Ec. 8.13}) \quad \lambda = \frac{l_0}{i_c} \quad (\text{Ec. 8.14})$$

donde:

h Dimensión de la sección en el plano de pandeo.
 i_c Radio de giro de la sección en el plano de pandeo obtenido según:

$$i_c = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (\text{Ec. 8.15})$$

I Inercia sin fisurar de la sección.
 A Área de la sección.

Según la normativa mencionada, para valores de $\lambda_g < 10$ y $\lambda < 35$, se desprecian los efectos de segundo orden, y en consecuencia no se realiza comprobación alguna en relación con el estado límite de inestabilidad. Debido a lo anterior es indispensable tener en cuenta si el canto del panel en concordancia con su altura, es el suficiente para no presentar efectos de segundo orden que le puedan afectar.

8.4.4. E.L.U. Solicitaciones tangenciales

- Cortante

Frente al estado límite último de solicitaciones tangenciales la correspondiente verificación se realiza según lo expuesto en la normativa EHE artículo 44.2.2, donde se especifica un **agotamiento de la armadura transversal** por el esfuerzo cortante efectivo así:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} \quad (\text{Ec. 8.16})$$

Sin tener en cuenta en este caso el valor de la fuerza del pretensado (V_{pd}) ni el valor de cálculo de la componente paralela a la sección (V_{cd}), se tiene un esfuerzo cortante efectivo (V_{rd}) igual al esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores (V_d).

$$V_{rd} = V_d \quad (\text{Ec. 8.17})$$

Corroborando según la norma citada que el esfuerzo cortante efectivo (V_{rd}) sea menor que el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}). En este caso no se efectúa la corroboración del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{u1}), especificado en la norma, debido a que para la determinación de éste se considera una sección maciza y en este caso se tiene es una sección compuesta.

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Ahora bien, debido a la ubicación de la malla espacial del panel con $\alpha = 90^\circ$ y $\cotg \theta = 1$, según la figura 8.5, las variables de análisis son las siguientes:

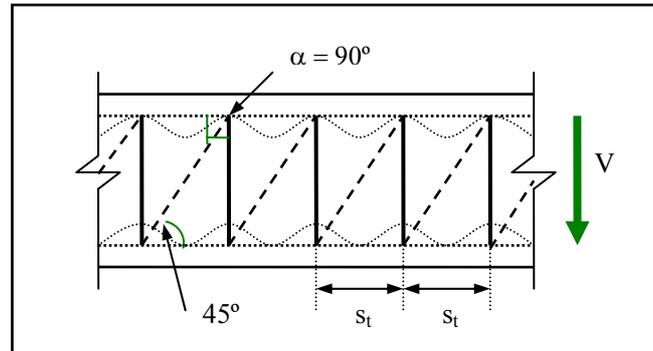


Figura 8.5: Distribución de la malla espacial

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (\text{Ec. 8.18})$$

Donde V_{cu} es la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante. Debido a que el panel está compuesto en su parte central por poliestireno expandido, se asume únicamente la contribución de la armadura de acero transversal de los conectores (V_{su}), despreciando en este caso el aporte de la capa de mortero a compresión y la capa de tracción.

$$V_{su} = A_{90} \cdot f_{y90} \cdot d \cdot 0,90 \quad (\text{Ec. 8.19})$$

A_{90} Área total de armadura transversal

$$A_{90} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot (n) \quad (\text{Ec. 8.20})$$

n Número de conectores en 1000 mm. $n = 5$

Igualmente se pueden presentar tres casos de agotamiento de la armadura transversal que conforma el panel, por eso se corrobora:

- El pandeo de los conectores
- Agotamiento armadura pasante
- Tensiones tangenciales en la soldadura

a) *El pandeo de los conectores*

En este caso, es necesario establecer para una determinada carga soportada por cada conector, cual es el diámetro mínimo que se necesita en cada uno de ellos para evitar el pandeo.

Se establece la longitud de pandeo del conector con ambos extremos empotrados (ecuación 8.12), además de una carga crítica a partir de la formulación de Euler:

$$N_{\text{critico}} = \frac{\pi^2 E_s I_{\text{conector}}}{l^2} \quad (\text{Ec. 8.21})$$

El valor de la carga crítica sobre cada conector se asume como el área de aplicación de carga en cada uno de ellos según la retícula que forman, $240 \times 75 \text{ mm} = 16.125 \text{ mm}^2$ (figura 8.6).

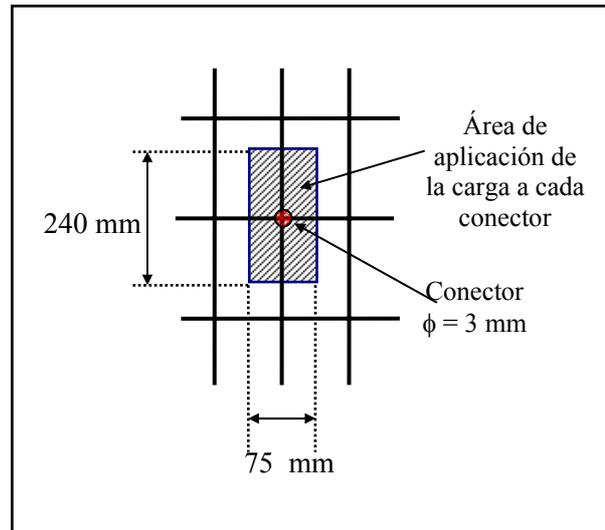


Figura 8.6: *Retícula que forman los conectores de la malla espacial*

Dentro de esta carga crítica de Euler el valor de la inercia del conector (I_{conector}) se obtiene por el momento de inercia para una sección circular:

$$I_{\text{conector}} = \frac{\pi \phi^4}{64} = 0,05 \phi^4 \quad (\text{Ec. 8.22})$$

De esta manera reemplazando el valor del momento de inercia (ecuación 8.22) en la ecuación de Euler (ecuación 8.21), se obtiene el diámetro mínimo necesario en los conectores para que no sufran pandeo.

$$\phi^4 = \frac{N_d * l^2}{\pi^2 * E_s * 0,05} \quad (\text{Ec. 8.23})$$

b) Agotamiento armadura Pasante

La corroboración en este caso debe cumplir que la tensión máxima en el conector no sea mayor a la respuesta del material (f_{yk}), para que de esta manera no se produzca una rotura por tracción del conector. Ahora bien, dicha tensión en los conectores se obtiene por medio de la carga que llega a cada conector sobre su área ($\phi = 3 \text{ mm}$).

$$\sigma_{conector} = \frac{N_{conector}}{A_{s_{conector}}} \leq f_{yk} \quad (500 \text{ N/mm}^2) \quad (\text{Ec. 8.24})$$

c) Tensiones tangenciales en la soldadura del pasador

Al igual que en el caso anterior, la tensión máxima para el conector no debe ser mayor al límite elástico del acero minorizado en un 30% para las soldaduras de unión, según lo enuncia la norma UNE 36739:1995EX ($0,30 f_{yk}$). Evitando así que se produzca un despegue total del nudo de unión del conector con la malla que conforma el panel.

$$\sigma_{conector} \leq 0,30 f_{yk} \quad (150 \text{ N/mm}^2) \quad (\text{Ec. 8.25})$$

• **Rasante**

El estudio del esfuerzo rasante sobre paneles se determinó a nivel numérico mediante 4 casos de carga.

- Caso 1: Carga puntual a 1/3 de la luz.
- Caso 2: Carga horizontal. (aplicada en un extremo)
- Caso 3: Carga inclinada 45°. (aplicada en un extremo)
- Caso 4: Carga inclinada 45° a 1/3 de la luz.

Para cada uno de los casos de carga planteados se estudio el desplazamiento sobre el eje horizontal en la armadura transversal del panel, obteniendo resultados favorables que excluyen a la estructura de cualquier posible efecto de rasante que se pueda presentar.

El caso más desfavorable es el caso de carga aplicado a 45° en uno de los extremos en el panel sin la colaboración del zuncho en los extremos, es aquí donde se supera el 30% del esfuerzo máximo a tracción del acero, produciéndose una rotura de la soldadura de unión del conector con la malla. Los esfuerzos axiales en los conectores son los más altos al igual que en las barras superiores e inferiores. De esta manera se pueden establecer las ventajas que presta el zuncho de borde en el panel, absorbiendo cargas puntuales verticales, horizontales e inclinadas que obligan de una u otra manera a la armadura del

panel a desplazarse sobre su eje horizontal, hasta producir una rotura en los puntos de unión de las mismas. Los resultados obtenidos del estudio del efecto de rasante se detalla y analiza en el *anexo B*.

8.5. ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO - DEFORMABILIDAD

Para el cálculo de flechas instantáneas en le centro del vano, se emplea la formulación exacta de la primera ecuación analítica (Ec. 8.26), producida por las cargas permanentes y de uso.

$$f = \frac{5}{384} \frac{Pl^4}{EI} \quad (\text{Ec. 8.26})$$

Ahora bien, según lo propuesto por la normativa [EHE, 1999] y [Branson, 1980] y posterior al estudio efectuado anteriormente, se define como momento de *inercia equivalente* de una sección, el valor I_e dado por:

$$I_e = \alpha I_{sf} + \beta I_f \leq I_{sf} \quad (\text{Ec. 8.27})$$

donde:

- α Porcentaje de la luz de la losa que está sin fisurar.
- β Porcentaje de la luz de la losa que está fisurada.
- I_{sf} Momento de inercia de la sección homogeneizada y sin fisurar.
- I_f Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras pasivas multiplicadas por n (coeficiente de equivalencia).

Ahora bien, tras el análisis basado en las campañas experimentales, se tiene de manera general un 15% de la sección sin fisurar (I_{sf}) y un 85% del la sección fisurada (I_f). Cada una de estas inercias se obtiene mediante las ecuaciones 8.2 y 8.5 anteriormente expuestas en el apartado 8.2.

Una de las variables que es razonable minorizar, es el valor del *módulo de elasticidad del hormigón proyectado*, en el entorno del 60 al 80 % del valor correspondiente a un hormigón convencional. Realizando la estimación de éste de acuerdo a la Instrucción [EHE, 1999] (ecuación 8.28).

$$E_j = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm,j}} \quad (\text{Ec. 8.28})$$

Además de lo anterior, la flecha total está compuesta por la suma de una flecha instantánea y una flecha diferida debida a las cargas permanentes. Según lo expone la EHE, las flechas diferidas se determinan multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor λ .

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (\text{Ec. 8.29})$$

donde:

ρ' Cuantía geométrica de la armadura de compresión A_s' referida al área de la sección útil, $b_o d$, en la sección de referencia.

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_o d} \quad (\text{Ec. 8.30})$$

ξ Coeficiente función de la duración de la carga que se toma de los valores indicados en la EHE 50.2.2.3

Finalmente, según la [EHE, 1999] en su artículo 50.2.2 y los trabajos de [Branson, 1980], se tiene para el cálculo de flechas instantáneas en elementos fisurados de sección constante:

$$f = \frac{5}{384} \left(\frac{pl^4}{0,75E_c I_e} \right) \quad (\text{Ec. 8.31})$$

donde:

p	Carga total incluido el peso propio de la sección, cargas permanentes y sobrecargas de uso.
l	Longitud entre apoyos del forjado.
$0,75 E_c$	Módulo de elasticidad del hormigón proyectado. Porcentaje del módulo de elasticidad del hormigón convencional.
I_e	Momento de inercia efectivo (sumatoria entre el porcentaje de la inercia fisurada y sin fisurar).

8.6. EJEMPLO DE APLICACIÓN

8.6.1. Características generales

El ejemplo de cálculo que se muestra a continuación, toma como base la campaña experimental diseñada sobre un pórtico simple, construido tanto los muros como el forjado por paneles con un espesor de poliestireno expandido de 100 mm. Para los muros, cada uno de los paneles tiene una altura de 2.800 mm y 900 mm de ancho, solapados unos con otros hasta lograr un ancho total de 2.700 mm.

El forjado se conformó uniendo igualmente 3 paneles de 900 mm de ancho, con 3.900 mm de largo como lo muestra la figura 8.7.

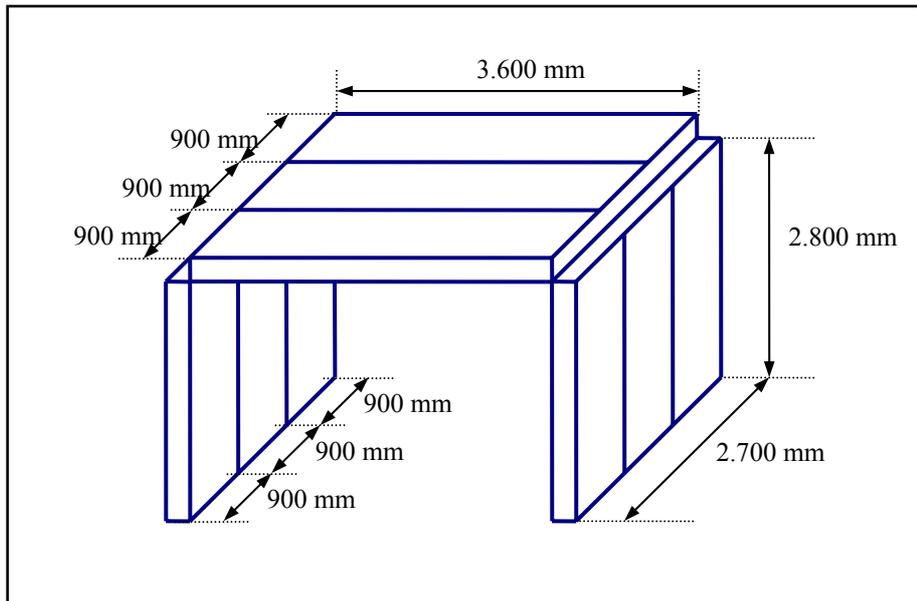


Figura 8.7: Esquema general del pórtico

Para el caso en estudio, el forjado está constituido por una capa superior de 60 mm de espesor fabricada con hormigón H-25 y una capa inferior de 40 mm con mortero de resistencia 16 MPa. El espesor total del EPS es de 100 mm.

Los muros están constituidos por dos capas de mortero de 40 mm de espesor y de resistencia 16 MPa, el espesor del EPS es de 100 mm (figura 8.8).

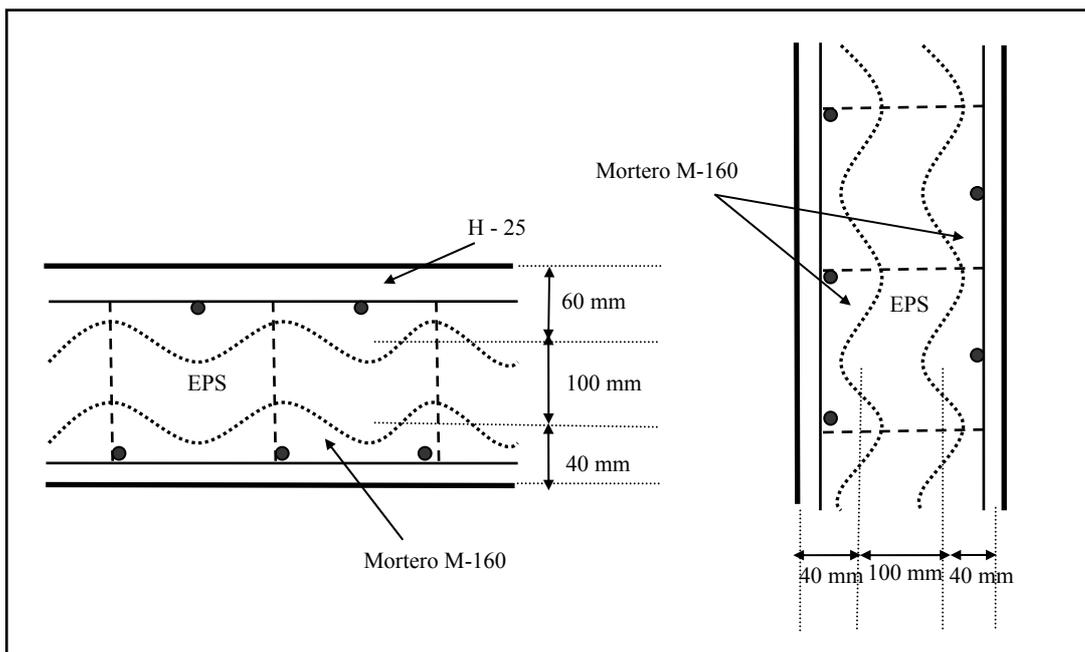


Figura 8.8: Conformación general del forjado y los muros del pórtico

8.6.2. Acciones

Para la determinación de las cargas a aplicar sobre el forjado, se considera un peso propio del panel según la ecuación 8.6 así:

$$pp = (0,000024 \text{ N/mm}^3 \times 60 \text{ mm} \times 1.000 \text{ mm}) + (0,03 \text{ N/mm}) + (0,000022 \text{ N/mm}^3 \times 40 \text{ mm} \times 1.000 \text{ mm})$$

$$pp = 2,35 \text{ N/mm}$$

- Cargas Muertas: Estas dependen de la aplicación que se le quiera dar al forjado, pueden ser:

Acabado terrazo:	1,0 N/mm
Cielo raso:	0,44 N/mm
Tabaquería:	1,5 N/mm

- La sobrecarga de uso asumida fue de 3,0 N/mm.

8.6.3. E.L.U. Solicitaciones Normales en los Muros

Aplicando la función exponencial dada en la ecuación 8.7, se calcula la carga de rotura del panel sometido a compresión.

Para obtener el valor de A (ecuación 8.8), se considera un panel de 500 mm de ancho, conformado con EPS de 80 mm y 40 mm de espesor en cada capa de mortero ($f_c = 16 \text{ MPa}$).

$$Q = ((80*500) + (120,75*10))*16$$

$$Q = 659,36 \text{ kN (A)}$$

Para el valor de B , se calcula el momento último de la sección para un dominio 2 de deformación. Se especifica un panel de 500 mm de ancho, compuesto con un EPS de 240 mm y 40 mm de espesor para cada capa de mortero.

Según la ecuación 8.10, $M_u = 499,22 \text{ kNxmm}$, dando como resultado $p = 177,50 \text{ kN}$ que equivale al valor de B dentro de la ecuación 8.7.

El valor de C , está dado por el promedio entre x_{min} y x_{max} (190) y el valor de k promedio entre A y B (418,4).

La tabla 8.1 muestra los resultados obtenidos a través de la función exponencial, igualmente éstos se muestran de forma grafica en la figura 8.9.

	X (mm)	C	k	p	y (kN)			
x_{min}	110	190,0	418,4	7,80	659,36	A		
	130				659,36			
	150				658,30			
	170				634,89			
	180				582,64			
	190				472,28			
	200				318,13			
	210				206,77			
	230				177,50			
	250				177,50			
x_{max}	270						177,50	B

Tabla 8.1: Resultados obtenidos según la función exponencial “y” (Ec. 8.8)

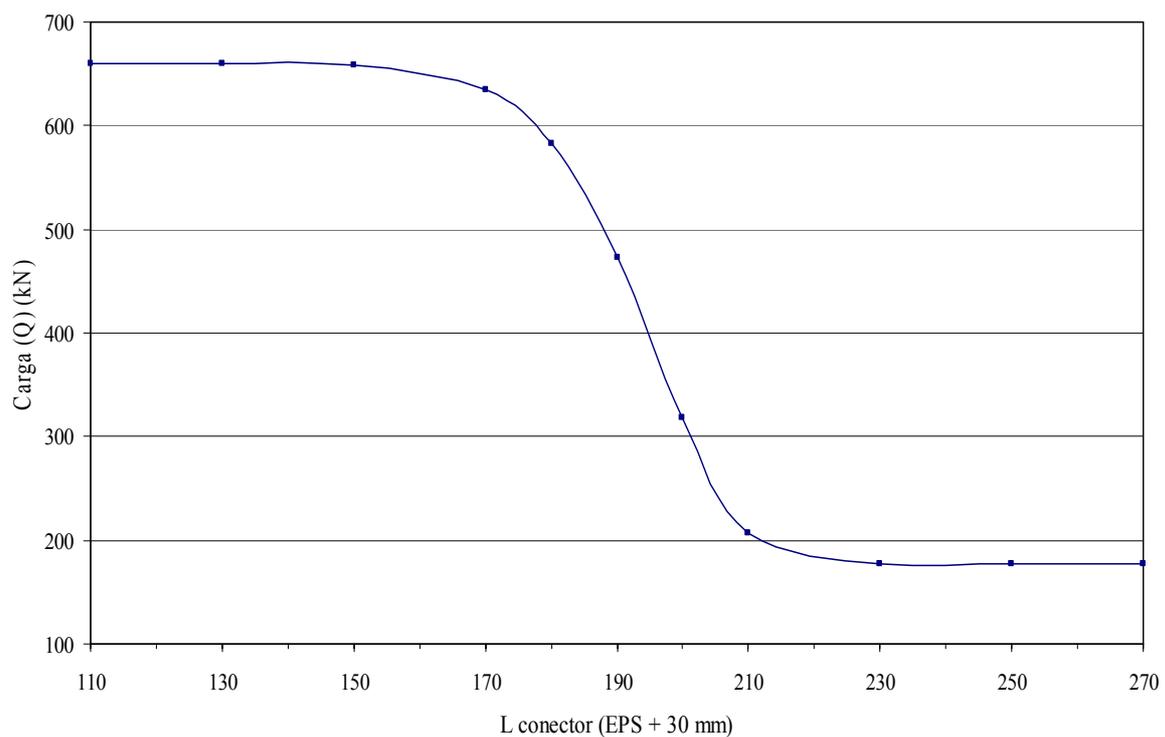


Figura 8.9: Curva de la función exponencial (Ec. 8.8)

Con los resultados anteriores se puede concluir que el panel trabaja a compresión simple a una carga estimada de rotura de **659,36 kN**.

8.6.4. E.L.U. de inestabilidad (efectos de segundo orden)

Para el posible efecto de pandeo que pueda afectar el elemento, se realiza la corroboración según lo expuesto normativa EHE. Se toma una altura del muro de 2.800 mm asumiendo un empotramiento en los extremos del elemento. Según la ecuación 8.12 se tiene:

$$l_0 = 0,5 * 2.800$$

$$l_0 = 1.400 \text{ mm}$$

Luego, la esbeltez geométrica de la sección (ecuación 8.13) es de $\lambda_g = 7,77$, donde $h = 180 \text{ mm}$.

Para calcular la esbeltez mecánica, se obtiene inicialmente el momento de inercia de la sección. El centro de gravedad de ésta se encuentra a 89,8 mm, luego, la inercia de la sección sin fisurar (ecuación 8.2) es de $I_{sin \text{ fisurar}} = 409.176.906,0 \text{ mm}^4$.

El área de la sección (A) (ecuación 8.15) se halla por metro de ancho de muro, de manera que para el panel en este caso de 180 mm de espesor, el área de la sección es de **180.000 mm²**. Dando así, un resultado para el radio de giro (i_c) igual a **47,67**.

Ahora bien, este valor se reemplaza en la ecuación de la esbeltez mecánica (ecuación 8.14), obteniendo como resultado un valor de $\lambda = 29,36$.

Según la normativa EHE, (artículo 43º) para valores de $\lambda_g < 10$ y $\lambda < 35$, se desprecian los efectos de segundo orden, y no es necesario realizar ninguna comprobación en relación con el estado límite de inestabilidad. En este caso según lo anterior, los paneles que conforman el pórtico no presentan ningún efecto de pandeo.

8.6.5. E.L.U. Solicitaciones Normales en el forjado

El estudio del forjado relativo al estado límite último, se plantea tomando las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformación para un dominio 2, con el fin de obtener la armadura adicional a la malla espacial del panel, si es necesaria o no.

Se calcula el momento flector positivo y negativo (M_d), tomando los factores de seguridad para las cargas muertas más peso propio y sobrecargas de uso, 1,35 y 1,5 respectivamente.

$$M_d^+ = 1,35 \cdot \left(\frac{P_{(PP+CM)} l^2}{24} \right) + 1,5 \cdot \left(\frac{P_{(sob.uso)} l^2}{24} \right)$$

$$M_d^+ = 1,35 \cdot \left(\frac{5,29 \times 3.600^2}{24} \right) + 1,5 \cdot \left(\frac{3,0 \times 3.600^2}{24} \right)$$

$$M_d^+ = 6.286,4 \text{ kNxmm}$$

$$M_d^- = 1,35 \cdot \left(\frac{P_{(PP+CM)} l^2}{12} \right) + 1,5 \cdot \left(\frac{P_{(sob.uso)} l^2}{12} \right)$$

$$M_d^- = 1,35 \cdot \left(\frac{5,29 \times 3.600^2}{12} \right) + 1,5 \cdot \left(\frac{3,0 \times 3.600^2}{12} \right)$$

$$M_d^- = 12.572,8 \text{ kNxmm}$$

Ahora bien, el valor de la profundidad del eje neutro (x), se obtiene de la ecuación 8.10 dando como resultado $x = 4,97 \text{ mm}$ para el momento positivo y $x = 10,0 \text{ mm}$, para el momento negativo. El canto útil (d) de la sección es 180 mm y el ancho (b) es 1000 mm.

Luego, de la ecuación 8.9 resultan un valor de la armadura inferior de $A_s^+ = 81,11 \text{ mm}^2$, **1 ϕ 8 cada 500 mm** y la armadura superior $A_s^- = 163,77 \text{ mm}^2$, **1 ϕ 8 cada 300 mm**. Para el cálculo se utilizaron las resistencias de cálculo de cada material, minorando el hormigón por 1,5 y el acero por 1,15, según la normativa EHE 15.3.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

8.6.6. E.L.U. Solicitaciones tangenciales

El esfuerzo cortante de cálculo del panel (V_{rd}) para una viga simplemente apoyada con carga repartida es:

$$p = (1,35) * 5,29 + (1,5) * 3,0$$

$$p = 11,64 \text{ N/mm}$$

$$V_{rd} = \frac{pl}{2} = \frac{(11,64)(3.600)}{2} = 20,95 \text{ kN}$$

Ahora bien, la contribución de la armadura a la resistencia del esfuerzo cortante es de $V_{su} = 2489,15 \text{ kN}$ (Ec. 8.19), tomando según la ecuación 8.20, un valor del área de los conectores de $35,34 \text{ mm}^2$ ($n = 5$). Este resultado corresponde a un valor mayor que el esfuerzo cortante de cálculo, con lo cual el panel no presenta un agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}).

$$V_{rd} = 20,95 \text{ kN} < V_{u2} = 2489,15 \text{ kN}$$

Luego, continuando con la corroboración de la armadura transversal, se analizan los diferentes casos planteados en el apartado 8.3.4 así:

a) *El pandeo de los conectores*

Se tiene inicialmente una longitud real del conector correspondiente a 120 mm, luego la longitud de pandeo considerando un empotramiento en ambos extremos (ecuación 8.12) es de $l_o = 60 \text{ mm}$.

Ahora bien, para un área de 16.125 mm^2 y una carga mayorada de $11,64 \text{ N/mm}$, la carga que llega a cada conector es de $187,70 \text{ N}$, luego, reemplazando éste valor en la ecuación 8.23, se tiene:

$$\phi^4 = \frac{187,70 * 60^2}{\pi^2 * 210.000 * 0,05}$$

Obteniendo como resultado un diámetro de $\phi = 1,60 \text{ mm}$, inferior al diámetro usado en los conectores de la malla espacial (3 mm), por esto no existe pandeo en ellos. El resultado obtenido es el diámetro mínimo a usar en los conectores para que no se produzcan efectos de segundo orden.

d) *Agotamiento armadura Pasante*

Por medio de la ecuación 8.14 se tiene una tensión en el conector de $26,57 \text{ MPa}$, para una carga mayorada de $187,70 \text{ N}$ y un área del conector de $7,063 \text{ mm}^2$. Si se compara con el límite elástico característico del acero ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$), éste es mucho mayor a la tensión producida en el conector, por esto no se produce una rotura por tracción en el mismo y la probabilidad de que se provoque es muy baja

$$\sigma_{conector} = 26,57 \text{ MPa} \lll f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

e) *Tensiones tangenciales en la soldadura del pasador*

Al igual que en el caso anterior, la tensión en el conector es de $26,57 \text{ MPa}$, menor al establecido en la norma como el 30 % del límite elástico del acero, para las soldaduras de unión. Así que en este caso igualmente no se produce una rotura de la soldadura de unión del conector con la malla que conforma el panel.

$$\sigma_{conector} = 26,57 \text{ MPa} \leq 0,30 f_{yk} = 150 \text{ MPa}$$

8.6.7. E.L.S. Deformabilidad

Como primera instancia para el cálculo de la deformabilidad del forjado, se calcula el centro de gravedad de la sección sin fisurar según la ecuación 8.1, obteniendo como resultado $h_{c.d.g} = 90,4 \text{ mm}$.

La *inercia de la sección sin fisurar* es de $I_{sf} = 572.276.758,9 \text{ mm}^4$ según la ecuación 8.2 y la figura 8.2, donde:

- $d_1 = 30 \text{ mm}$.
- $d_2 = 180 \text{ mm}$.
- $A_1 = 60 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 60000 \text{ mm}^2$.
- $A_2 = 40 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 40000 \text{ mm}^2$.
- $d_{Asup} = 45 \text{ mm}$.
- $d_{Ainf} = 175 \text{ mm}$.
- $I_1 = 18.000.000 \text{ mm}^4$.
- $I_2 = 53.33.333 \text{ mm}^4$.

Ahora bien, de la misma forma se obtiene el centro de gravedad de la sección fisurada a una altura de 32,50 mm según la ecuación 8.4. Así la *inercia fisurada* de la sección es de $I_f = 38.191.873,0 \text{ mm}^4$ (ecuación 8.5).

Con los valores de la inercia se la sección fisurada y sin fisurar se tiene la *inercia efectiva* de la sección $I_e = 118.304.605,9 \text{ mm}^4$ (ecuación 8.27). Tomando un 15% de la sección sin fisurar y un 85% de la sección fisurada.

Finalmente, la flecha instantánea del forjado para las cargas establecidas en el apartado 8.5.2 y según la ecuación 8.31 es:

$$y = \frac{5}{384} * \left(\frac{(8,29)(3.600)^4}{0,75.(24.854,15)(118.304.605,9)} \right) = 8,22 \text{ mm}$$

Cabe aclarar que esta flecha instantánea es para una viga simplemente apoyada lo que corresponde a una situación bastante conservadora con respecto al comportamiento del forjado. Si se toma la flecha instantánea para una viga empotrada en sus extremos, que es el caso del pórtico ensayado, se obtiene una flecha de **1,64 mm**, conviene en este caso tomar un valor intermedio, *un empotramiento parcial del entorno de 1/16, se obtiene una flecha instantánea de 4,93 mm*.

8.7. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

8.7.1. Características del ensayo

Para la medición de las deformaciones en el pórtico, se instalaron 7 transductores de medición en diferentes puntos, tal como se muestra en la figura 8.10:

- Transductores 1, 2 y 3 para ver deformación vertical en la sección central, definiendo la deformación transversal.
- Transductores 4 y 6 para ver los movimientos verticales de los apoyos en el eje de simetría del panel. Junto al transductor nº 2, definen la deformación longitudinal.

- Transductores 5 y 7 para ver los movimientos horizontales de los apoyos en el eje de simetría del panel, ubicados en la parte central de cada uno de los muros, con el fin de analizar el comportamiento de estos a efectos de segundo orden (pandeo).

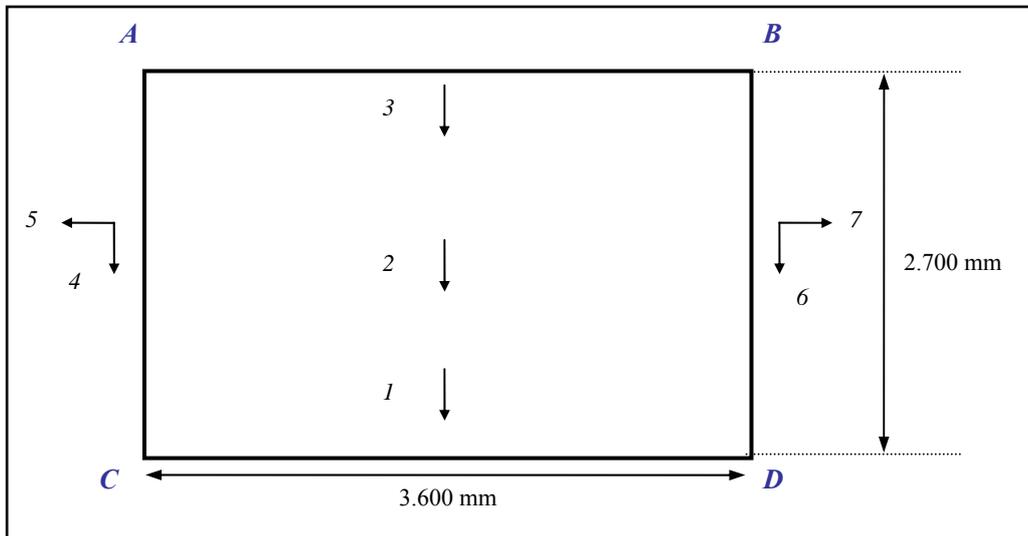


Figura 8.10: Ubicación de los transductores en el pórtico ensayado

La carga se efectuó mediante sacos de mortero de peso 250 N, el orden de colocación de los sacos fue de forma simétrica, una hilada en el eje A-B, pasando al eje C-D, hasta llegar a la parte central. En definitiva se dispusieron de 48 sacos por escalón de carga para toda el área del forjado (2.700 mm x 3.900 mm). La carga total aplicada al

La tabla 8.3 muestra las deformaciones en los transductores 5 y 7, corresponden a las deformaciones producidas horizontalmente.

Escalón Nº	Transductores Horizontales (mm)	
	5	7
1	0.000	-0.150
2	-0.050	-0.300
3	-0.040	-0.420
4	-0.090	-0.470
17-02-04 6:00 p.m	-0.090	-0.580
18-02-04 10:00 a.m	-0.350	0.330
Descarga 18-02-04	-0.410	0.120
Descarga 18-02-04	-0.310	-0.020
Descarga 18-02-04	-0.350	-0.130
Descarga 18-02-04	-0.260	-0.210
Recuperada 19-02-04	-0.190	0.020

Tabla 8.3: Resultados obtenidos en los transductores horizontales

El signo negativo representa que la deformación se efectuó hacia la parte exterior, como era de esperar por la posición de estos en la parte central del muro. Los resultados positivos representados en el transductor N° 7, se pueden deducir a las vibraciones presentadas en el momento de la carga.

8.8. COMPARACIÓN RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CÁLCULO

La carga total aplicada durante el ensayo fue de 7,67 N/mm, en el ejemplo de aplicación se contempla una carga de 8,29 N/mm, teniendo en cuenta el terrazo, cielo raso y la tabaquería. Ahora bien, si se compraran los resultados obtenidos en ambos casos, se tiene:

- Por medio del cálculo la carga de rotura de los paneles es de **659,36 kN**. Durante el ensayo no se llegó a aplicar esta carga, ya que el pórtico no se ensayo hasta rotura, se aplicó una carga de servicio dada por una sobrecarga de uso de 3,0 N/mm. No se presentó un pandeo del elemento, confirmando la corroboración realizada según la Norma EHE en el apartado 8.5.4, en el cual según las dimensiones del panel se desprecian los posibles efectos de segundo orden.
- A lo largo del ensayo no se presentaron fisuraciones por cortante, lo que confirma el análisis efectuado para la armadura transversal en estados límites últimos solicitaciones tangenciales.

- En cuanto al forjado, la armadura obtenida mediante el cálculo para la parte inferior de $1 \phi 8$ cada 500 mm y la armadura superior $1 \phi 8$ cada 300 mm . Sin embargo la armadura inferior colocada en el ensayo, por razones de comodidad con respecto a las dimensiones del panel, aprovechando las ondas del EPS (figura 8.12) fue de $1 \phi 8$ cada 300 mm .



Figura 8.12: Armadura inferior del forjado

- La armadura superior se distribuyó con unos ganchos en forma de “u” actuando como negativos, igual que la armadura anterior $1 \phi 8$ cada 300 mm , tal como se muestra en la figura 8.13. Conformando por medio de un gancho en vertical en el muro, el zuncho en los extremos del forjado. La ubicación de estas armaduras facilitó el armado y la continuidad del pórtico en la unión del muro-forjado.

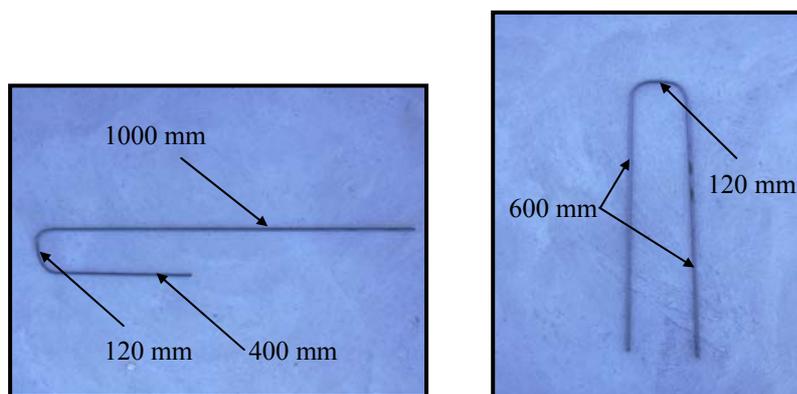


Figura 8.13: Ganchos en “u” armadura negativa para el forjado y unión con el muro

- Por razones de comodidad con respecto a las dimensiones del panel, la distribución utilizada para las armaduras tanto superior como inferior, facilita el armado de la estructura, aprovechando las ondas del EPS (figura 8.12).
- En los estados límites de servicio en cuanto a la deformabilidad, se obtuvo una flecha bastante pequeña, $f = 0,70 \text{ mm}$, cumpliendo con la flecha máxima permitida según la norma [EHE, 1999], $L/400$ igual a 9 mm .

- La predicción por medio de la formulación propuesta ($f = 1,64 \text{ mm}$), es superior a la obtenida, la diferencia es favorable ya que la predicción deja un margen de seguridad positivo para el comportamiento a flexión del elemento. Conviene utilizar un valor intermedio para la obtención de la flecha instantánea, un empotramiento parcial del orden de 1/16.

8.9. PÓRTICO CONTINUO - APLICACIONES DEL SISTEMA

Dentro de los diferentes aspectos a estudiar para el desarrollo del panel como elemento de tipo estructural, está el establecer su comportamiento en conjunto (pórtico), muro y losa sometidos a una carga repartida que es como en su momento tendrá aplicación, además de estudiar parámetros como espesores, luces máximas, deformaciones y demás aspectos que darían una mayor visión acerca del elemento estudiado.

La construcción y el análisis de un pórtico, proporciona la posibilidad de estudiar y profundizar en diferentes aspectos necesarios para la buena aplicación del panel como sistema constructivo estructural.

Los **objetivos** que se persiguen son:

- Establecer el comportamiento del sistema en conjunto, determinando la deformación máxima en la losa y el comportamiento de los muros frente a efectos de segundo orden (pandeo)
- Establecer a efectos de puesta en obra, el comportamiento de uniones en forjado, muros y cimentación.

8.9.1. Características y preparación del ensayo

Se construyó un pórtico continuo, utilizando tanto para los muros como para el forjado un mismo elemento, paneles conformados con poliestireno expandido de espesor 100 mm. El forjado del pórtico se realizó con tres paneles de 900 mm de ancho, alcanzando un ancho total de 2.700 mm y un largo de 3.600 mm de luz libre para el primer vano y 4.500 mm para el segundo. Para los muros se utilizaron tres paneles de 900 mm de ancho, con una altura de 2.800 mm como lo muestra la figura 8.14.

Las armaduras colocadas dentro del pórtico se calcularon según lo expuesto anteriormente en el apartado 8.5.5, son de acero corrugado de diámetro 8 mm tanto arriba como abajo. La armadura inferior **1 ϕ 8 mm cada 300 mm** y la armadura superior se distribuyó con unos ganchos en forma de “u” actuando como negativos, **1 ϕ 8 cada 300 mm**.

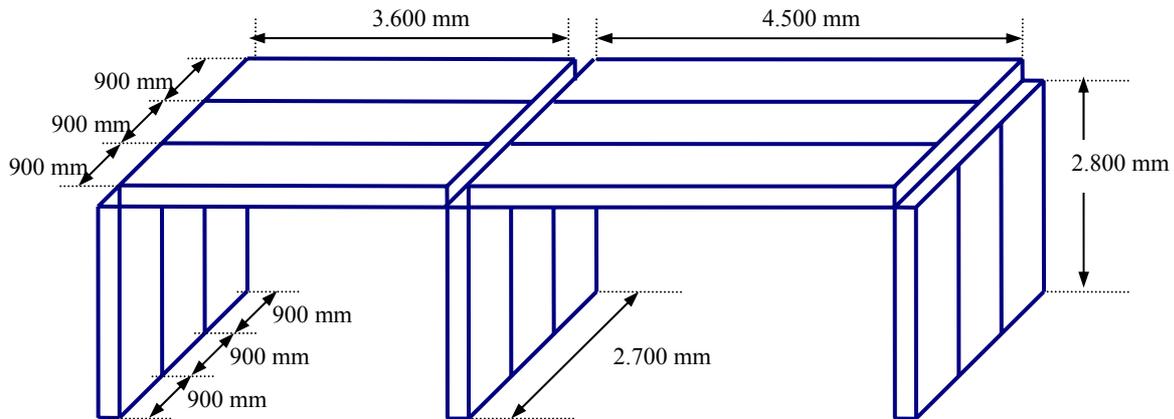


Figura 8.14: Pórtico continuo – Esquema general

8.9.2. Sistema de medida

Para la medición de las deformaciones se instalaron 12 transductores (LVDT) en diferentes puntos y por distintas razones, tal como muestra la figura 8.15, una foto del ensayo con esta distribución de los transductores se muestra en la figura 8.16:

- Transductores 1, 2, 3, 4, 5 y 6 para ver deformación vertical en sección central y analizar el funcionamiento del reparto transversal, definiendo la deformación transversal en cada uno de los vanos.
- Transductores 7, 8 y 9 para ver los movimientos verticales de los apoyos en el eje de simetría del panel. Estos, junto a los transductores 2 y 5 permitirán definir la deformación longitudinal para cada uno de los vanos.
- Transductores 10, 11 y 13 para ver los movimientos horizontales de los apoyos en el eje de simetría del panel. Estos fueron ubicados en la parte central de cada uno de los muros, para así analizar el comportamiento de estos a efectos de segundo orden (pandeo).

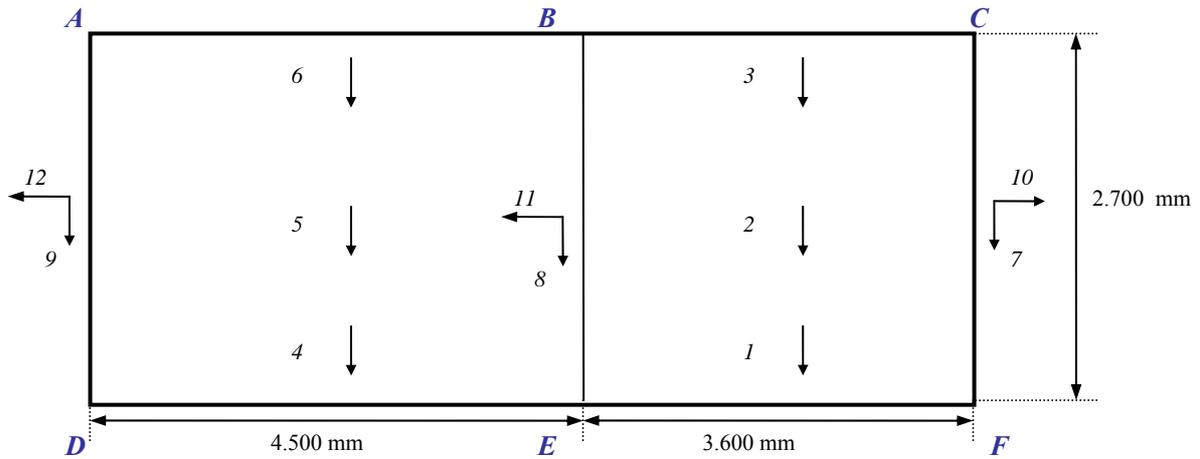


Figura 8.15: Ubicación de transductores en planta – Pórtico continuo.

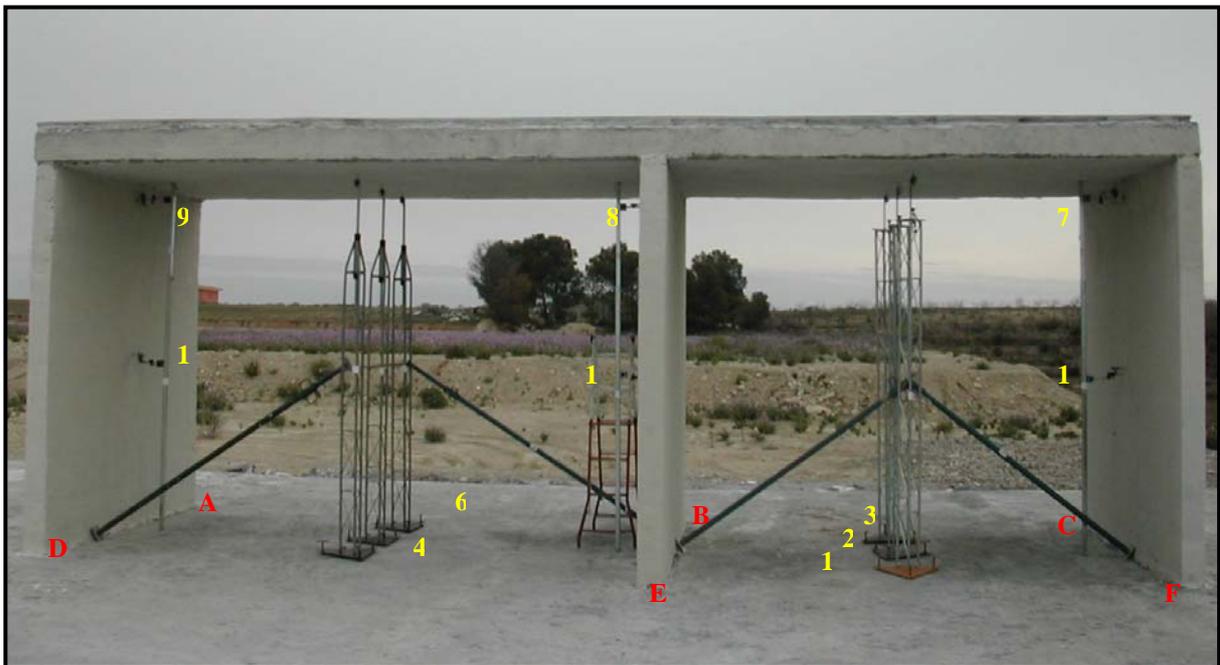


Figura 8.16: Vista general del montaje de los transductores – Pórtico Continuo.

8.9.3. Sistema de carga

La carga se efectuó mediante sacos de mortero de peso 250 N. La carga teórica considerada fue de 3,0 N/mm., como sobrecarga de uso en viviendas (NBE-AE-88, acciones en la edificación, capítulo III, sobrecargas de uso). El orden de colocación de los sacos fue de forma simétrica, una hilada en el eje A-B pasando al eje C-D, hasta llegar a la parte central. Se consideró esta carga con el fin de observar el comportamiento del pórtico sin llegar a la rotura, es decir trabajar en el periodo elástico del elemento.

Para alcanzar dicha carga se plantearon 3 escalones de carga, cada uno de 1,0 N/mm, 4 sacos de mortero por metro cuadrado para cada escalón. En definitiva se dispusieron de 48 sacos por escalón de carga, en toda el área del forjado, cada saco mide aproximadamente 500 mm x 300 mm.

Luego de alcanzar la carga teórica se cargó un escalón más de 40 sacos (4°), 1,0 N/mm. Alcanzando una carga total de 7,67 N/mm considerando el peso propio del elemento, el detalle cada una de estas cargas se puede observar en apartado 8.5.2.

Así se mantuvo durante 24 horas y luego se inicio el proceso de descarga, siguiendo los mismos escalones de carga con los que se realizó el proceso inicial (carga) y tomando las lecturas correspondientes a cada escalón. Igualmente se tomaron registros de la recuperada después de 24 horas de la descarga.

8.9.4. Resultados obtenidos y análisis

- *Deformaciones Verticales*

Las deformaciones verticales presentadas en el pórtico se recogen en la tabla 8.4, igualmente cada uno de los resultados luego de la descarga y la recuperada total. En dicha tabla se observa para el vano más pequeño (3.600 mm) una deformada máxima de **0,38 mm**, un 55% menor que en pórtico simple (apartado 8.7.2) deduciéndose el buen comportamiento en conjunto del pórtico.

La luz mayor (4.500 mm) tiene una deformación máxima de 1 mm, las deformaciones en este caso cumplen con los valores límites admisibles para flechas según la Normativa (EHE) ($L/400 = 11,25$ mm).

Las lecturas registradas en la tabla citada corresponden a la lectura final después de la carga, a la espera de 5 a 10 minutos de estabilización. Se tomó una lectura luego del desencofrado de la losa, colocando en la parte central de esta, un transductor que tomase la deformada por peso propio, este valor fue de 0,11 mm, para la luz de 3.600 m. y 0,28 mm para la luz de 4.500 mm

Los resultados expuestos en la tabla 8.4, al igual que en el pórtico simple, corresponden a las deformadas por cada escalón de carga, despreciando la deformada por peso propio, es decir, partiendo desde cero ya que estos valores son mínimos.

	Escalón Nº	Transductores Verticales (mm)					Flecha (mm)	
		1	2	3	7	8	Long.	Transv.
Luz 3.600 mm		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	1	0,080	0,050	0,100	0,010	0,050	0,020	-0,040
	2	0,200	0,190	0,210	0,030	0,090	0,130	-0,015
	3	0,370	0,340	0,380	0,060	0,110	0,255	-0,035
	4	0,530	0,490	0,550	0,100	0,190	0,345	-0,050
	25/02/2004 5:10 p.m.	0,630	0,580	0,600	0,130	0,280	0,375	-0,035
	Descarga 25-02-04 17:20	0,540	0,500	0,520	0,140	0,280	0,290	-0,030
	Descarga 25-02-04	0,430	0,390	0,410	0,140	0,280	0,180	-0,030
	Descarga 25-02-04	0,320	0,280	0,300	0,090	0,250	0,110	-0,030
	Descarga 25-02-04	0,210	0,180	0,210	0,080	0,210	0,035	-0,030
Recuperada 26-02-04	0,140	0,120	0,170	0,020	0,180	0,020	-0,035	

	Escalón Nº	Transductores Verticales (mm)					Flecha (mm)	
		4	5	6	8	9	Long.	Transv.
Luz 4.500 mm		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	1	0,180	0,200	0,200	0,050	0,150	0,100	0,010
	2	0,400	0,440	0,430	0,090	0,200	0,295	0,025
	3	0,650	0,730	0,760	0,110	0,250	0,550	0,025
	4	0,920	1,010	1,050	0,190	0,310	0,760	0,025
	25/02/2004 5:10 p.m.	1,300	1,320	1,400	0,280	0,380	0,990	-0,030
	Descarga 25-02-04 17:20	1,080	1,120	1,160	0,280	0,380	0,790	0,000
	Descarga 25-02-04	0,820	0,870	0,920	0,280	0,360	0,550	0,000
	Descarga 25-02-04	0,580	0,600	0,330	0,250	0,310	0,320	0,145
	Descarga 25-02-04	0,290	0,330	0,400	0,210	0,260	0,095	-0,015
Recuperada 26-02-04	0,230	0,230	0,300	0,180	0,200	0,040	-0,035	

Tabla 8.4: Resultados obtenidos – Pórtico continuo – Transductores verticales

Los transductores verticales 2, 7 y 8 representan la flecha longitudinal y los transductores 1, 2 y 3 la flecha transversal. Para la luz de 4.500 mm los transductores 5, 8 y 9 representan la flecha longitudinal y los transductores 4, 5 y 6 la flecha transversal. Las flechas obtenidas tanto longitudinal como transversalmente, se tienen en el centro de la losa, transductor N° 2 y N° 5 respectivamente tal como se muestra en la figura 8.17.

$$f_{longitudinal} = y_{2;5} - \frac{y_{7;9} + y_8}{2}$$

$$f_{transversal} = y_{2;5} - \frac{y_{1;4} + y_{3;6}}{2}$$

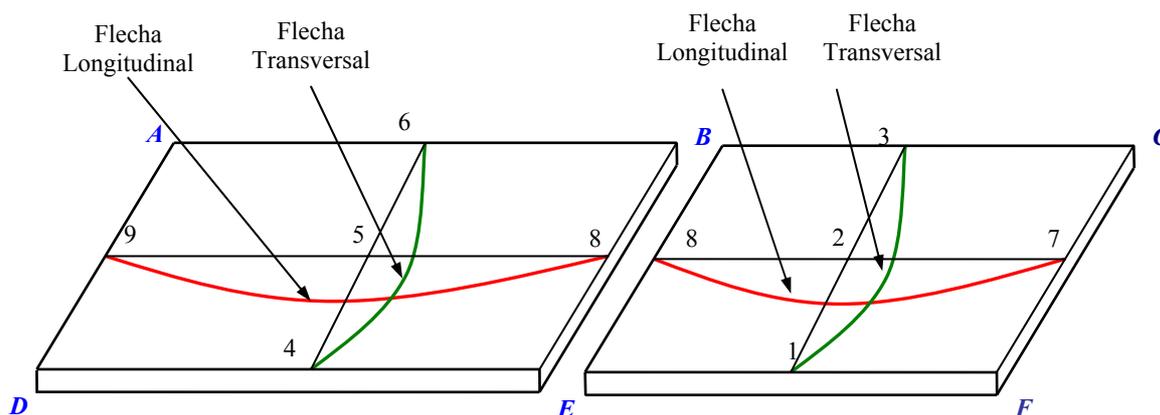


Figura 8.17: Esquema flecha longitudinal y transversal – Pórtico Continuo

Los resultados del ensayo son apreciablemente más pequeños, dando un margen de holgura para la previsión del comportamiento a flexión del forjado y concluyendo igualmente el buen comportamiento en conjunto de la estructura. De la misma manera respecto a las restricciones de flecha máxima según la normativa ($L/400$) se tiene un comportamiento excelente.

La figura 8.18 muestra los desplazamientos de los transductores 1, 2, 3, 4, 5 y 6, los cuales representan la deformación transversal en el centro del vano, manteniendo una tendencia común entre ellos. La carga actúa en sentido transversal a los apoyos, confirmando así que la curvatura presentada esta en función de los momentos.

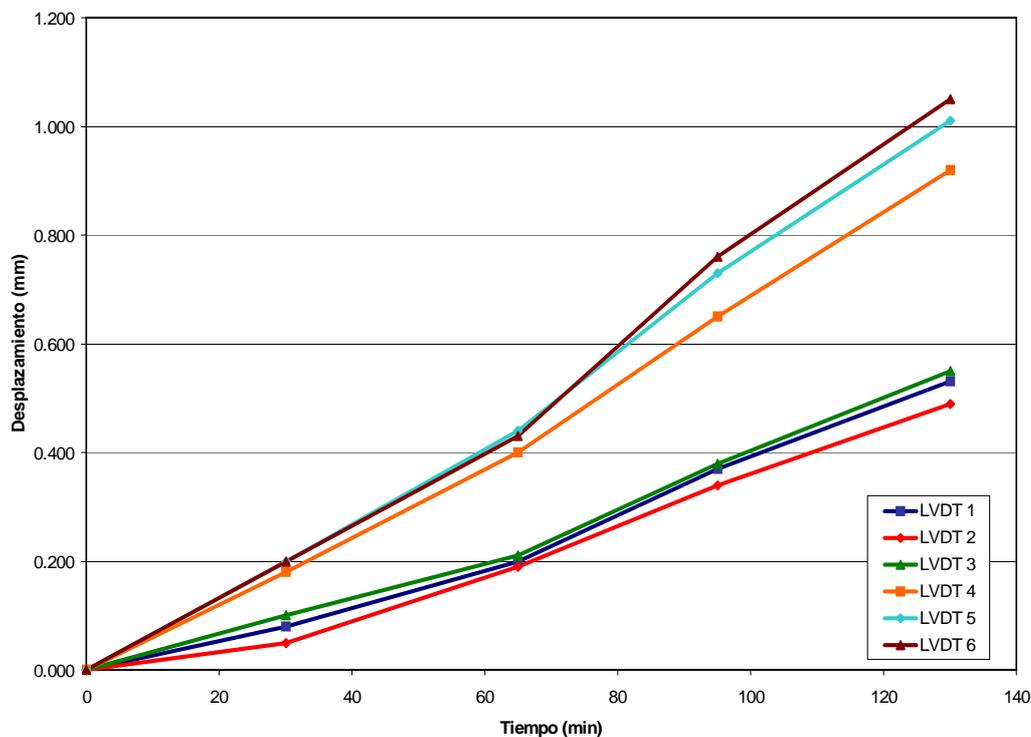


Figura 8.18: Deformación Transversal – Transductores 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

La flecha recuperada está dentro de un 95% de la flecha máxima obtenida para ambos vanos (3.600 mm y 4.500 mm). La figura 8.19, muestra el pórtico con la totalidad de la carga, a simple vista se puede observar que la deformación es pequeña, de la misma forma la estructura no presentó ningún tipo de fisuras ya sea por flexión o por cortante.



Figura 8.19: Pórtico Continuo - Carga total.

La flecha máxima obtenida mediante el cálculo, según la formulación propuesta en el apartado 8.4 del presente capítulo y las tablas de apoyo, apartado 8.10, para una longitud de 3600 mm la flecha máxima para un empotramiento del 100% es de **1,64 mm** y para la luz de 4.500 mm es de **4,01 mm**.

La predicción por medio de la formulación propuesta es superior a la obtenida, sin la diferencia es favorable ya que la predicción deja un margen de seguridad positivo para el comportamiento a flexión del elemento.

- ***Deformaciones horizontales, muros de apoyo***

Como se menciona anteriormente se ubicaron 3 transductores de manera horizontal para observar el comportamiento de los apoyos a posibles efectos de segundo orden (pandeo), representados con los transductores 10, 11 y 12. Estos transductores fueron ubicados en la parte central del elemento, como se muestra en la figura 8.20 para casa uno de ellos.

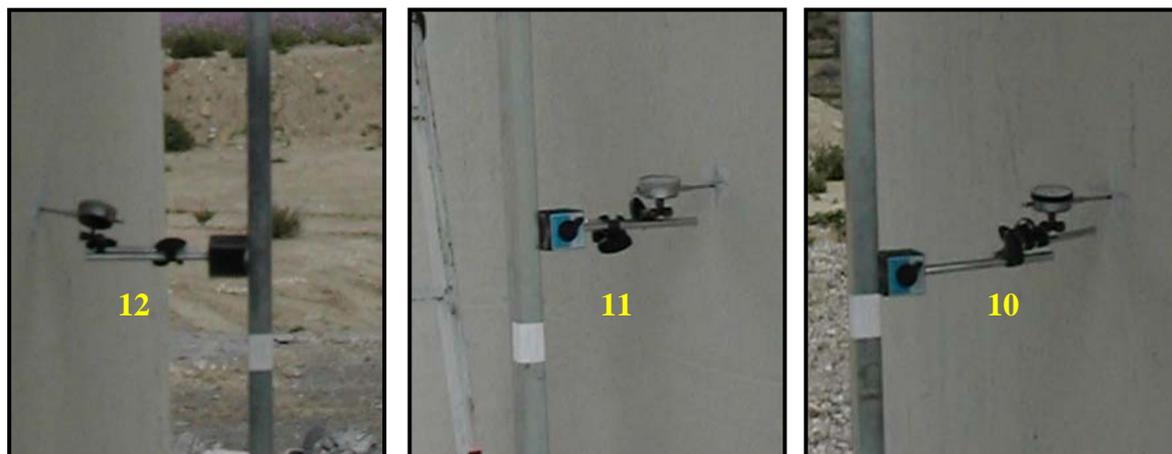


Figura 8.20: Transductores horizontales (N° 10, 11 y 12)

La tabla 8.5 muestra las deformaciones en los transductores horizontales, el signo negativo representa que la deformación se efectuó hacia la parte exterior, como era de esperar por la posición de los transductores.

El transductor N° 11 ubicado en el apoyo central, tiene una variación de sus resultados, ya que inicialmente el movimiento del muro es hacia adentro, es decir hacia la luz de 4.500 mm y en la descarga su comportamiento es contrario. Esto se puede deber a las vibraciones en el momento de la carga y a la sensibilidad del medidor.

En los apoyos también se ubicaron dos transductores N° 7, 8 y 9, para observar el movimiento vertical de cada uno de los muros. Teóricamente estos desplazamientos debían ser prácticamente nulos y así fue como se presentaron en el ensayo. Los resultados de estos dos transductores se recogen en la tabla 8.5.

Escalón N°	Transductores Horizontales (mm)		
	10	11	12
1	0,000	0,000	0,000
2	-0,080	0,000	-0,100
3	-0,100	0,010	-0,180
4	-0,150	0,020	-0,270
17-02-04 18:00	-0,200	0,050	-0,360
18-02-04 10:00	-0,230	0,040	-0,440
Descarga 18-02-04	-0,220	-0,040	-0,420
Descarga 18-02-04	-0,200	-0,080	-0,360
Descarga 18-02-04	-0,150	-0,120	-0,320
Descarga 18-02-04	-0,130	-0,140	-0,250
Recuperada 19-02-04	-0,050	-0,220	-0,240

Tabla 8.5: Resultados Obtenidos – Transductores horizontales

La figura 8.21 muestra los desplazamientos en los 4 transductores ubicados en los apoyos (muros), transductores 7, 8, 9, 10, 11 y 12.

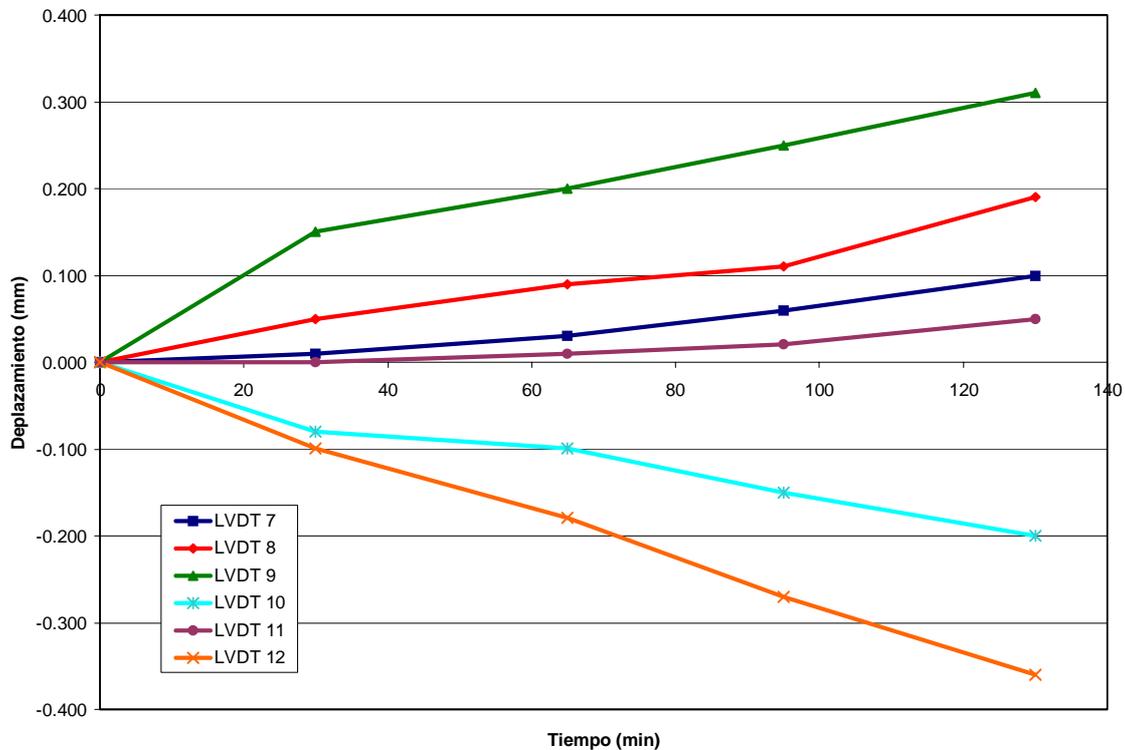


Figura 8.21: Desplazamientos transductores horizontales y verticales en los apoyos

Con respecto al efecto de pandeo de los apoyos que conforman el pórtico, dichos muros tienen las mismas características geométricas que los apoyos del pórtico simple analizado en el apartado 8.5.4, comprobando igualmente que:

Según la normativa EHE, para valores de $\lambda_g < 10$ y $\lambda < 35$, se desprecian los efectos de segundo orden, no siendo necesaria ninguna comprobación a efectos de pandeo. Esto se corrobora igualmente con los resultados obtenidos experimentalmente ya que estos fueron relativamente pequeños y no mostraron ninguna influencia en el momento del ensayo.

8.10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE LAS CAMPAÑAS EXPERIMENTALES – Pórtico simple y continuo

- El comportamiento de los forjados ensayados a flexión son favorables en cuanto a deflexiones admitidas por la Normativa Española, estando dentro de un rango mucho menor, sin producirse un incremento significativo de la flecha después de la carga mantenida durante 24 horas.

- No se presentaron ningún tipo de fisuras ya sea por flexión o por cortante, en los forjados y apoyos. Confirmando que las dos capas de hormigón o mortero trabajan solidariamente de manera conjunta bajo la acción de cargas repartidas.
- La carga aplicada durante el ensayo fue de 7,67 N/mm, incluyendo una sobre carga de uso de 3,0 N/mm para viviendas, escaleras y accesos públicos, según la Normativa, más un incremento del 46% de ésta. Absorbiendo dicha sobrecarga sin ningún inconveniente y presentando un comportamiento satisfactorio a nivel estructural.
- Los muros de apoyo que conforman los pórticos tiene un espesor de 180 mm y una altura de 2.800 mm, sin que se presenten ningún efecto de segundo orden. De la misma manera para muros de apoyo de 3.000 a 3.300 mm de altura, teóricamente no presentarían ningún efecto de pandeo, cumpliendo con los parámetros de esbeltez geométrica y mecánica que establece la norma.

De la misma manera, se proponen las siguientes recomendaciones:

- Las uniones ente muro y forjado funcionaron de manera ideal, proporcionando al pórtico un grado de empotramiento tal que no se provocaron elevados valores de deflexión. Para el armado de estos se recomienda seguir con los parámetros establecidos para estos ensayos, utilizando una armadura negativa en forma de “u” que conforma junto al muro un zuncho de borde.

El procedimiento de armado para este tipo de paneles se especifica en el *anexo C*, en el cual además se exponen algunos detalles de unión para la construcción y puesta en obra del panel.

8.11. TABLAS Y FIGURAS

- **Panel vertical - muro**

Como elemento de apoyo, de forma gráfica se muestran las figuras 8.22, 8.23 y 8.24, para la predicción de la carga de rotura del panel actuando como muro. Para cada una de las figuras citadas se tomaron tres tipos de separaciones entre conectores, $S = 50, 75$ y 100 mm, y 3 espesores de mortero diferentes (30, 40 y 50 mm). Por medio de éstas según la longitud del conector (EPS + 30 mm), se obtiene la carga de rotura del panel según el espesor de mortero de las capas que lo conforman.

Cada una de las figuras anteriores se acompaña de una tabla con los valores de carga de rotura según cada espesor de mortero.

Por ejemplo si se tiene una separación de $S = 75$ mm para un panel con 30 mm de espesor en sus capas de mortero y una longitud del conector de $L = 170$ mm, es decir de espesor de EPS 140 mm, según la figura 8.23 éste tiene una carga de rotura igual a **485,16 kN**.

Carga de rotura (Q) (kN) para $S = 50$ mm			
L (mm)	Espesor del mortero		
	30 - 30	40 - 40	50 - 50
110	499,32	659,36	819,32
130	499,32	659,36	819,32
150	498,90	658,64	818,22
170	489,54	642,77	794,25
180	468,57	608,14	743,29
190	423,83	538,99	648,00
200	359,83	454,11	547,29
210	311,30	406,88	505,67
230	297,25	399,37	501,86
250	297,25	399,37	501,86
270	297,25	399,37	501,86

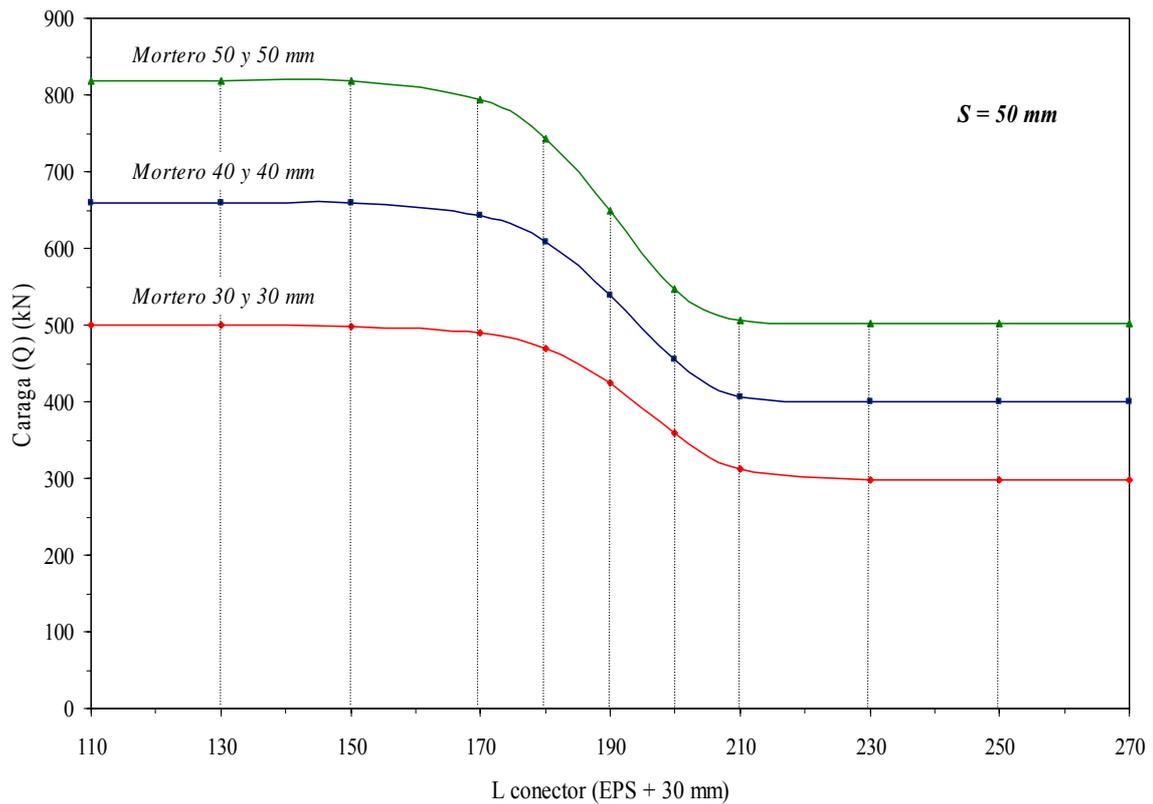


Figura 8.22: Carga de rotura (Q) en kN para $S = 50$ mm

<i>Carga de rotura (Q) (kN) para S = 75 mm</i>			
<i>L</i> (mm)	<i>Espesor del mortero</i>		
	<i>30 - 30</i>	<i>40 - 40</i>	<i>50 - 50</i>
110	499,32	659,36	819,32
130	499,32	659,36	819,31
150	498,71	658,30	817,68
170	485,16	634,89	781,85
180	454,28	582,64	703,48
190	385,56	472,28	546,36
200	277,11	318,13	351,66
210	176,47	206,77	241,25
230	132,17	177,50	223,05
250	132,11	177,50	223,05
270	132,11	177,50	223,05

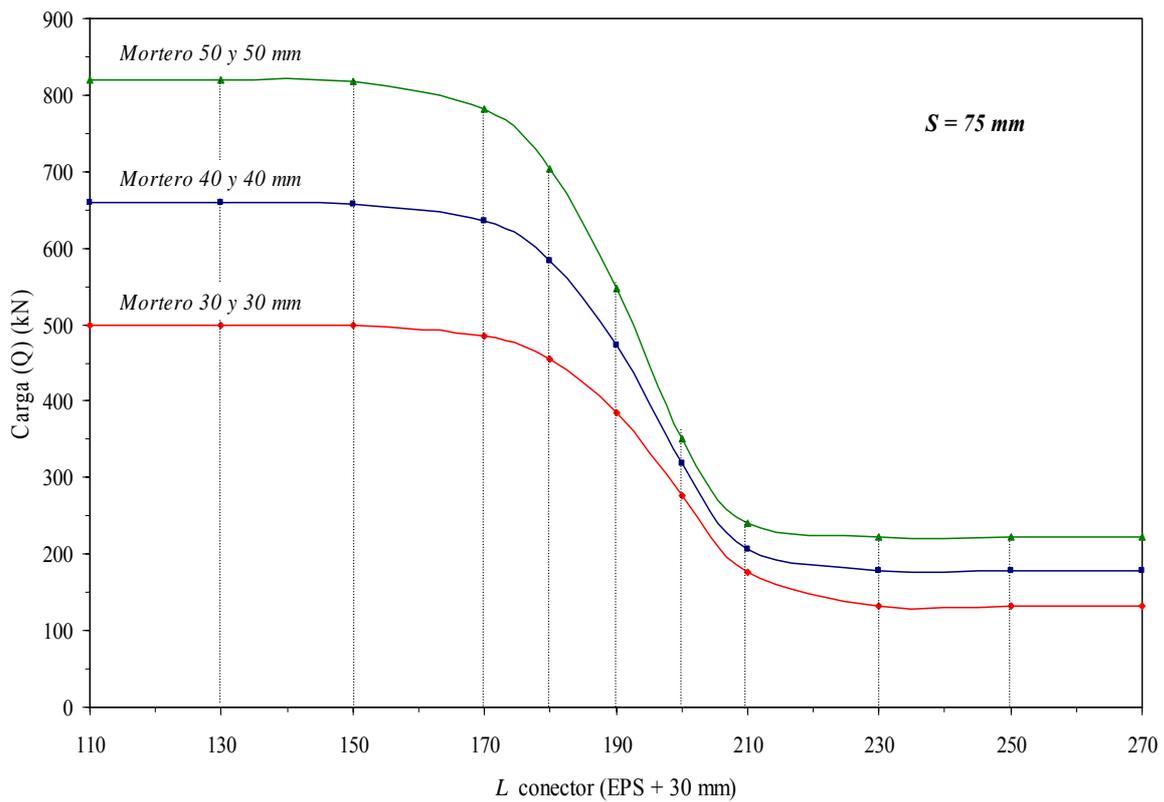


Figura 8.23: Carga de rotura (Q) en kN para S = 75 mm

<i>Carga de rotura (Q) (kN) para S = 100 mm</i>			
<i>L</i> (mm)	<i>Espesor del mortero</i>		
	<i>30 - 30</i>	<i>40 - 40</i>	<i>50 - 50</i>
110	499,32	659,36	819,32
130	499,32	659,35	819,31
150	498,68	658,24	817,59
170	484,41	633,52	779,68
180	451,68	577,91	695,94
190	377,78	458,10	523,87
200	257,03	282,91	298,23
210	136,61	143,91	154,83
230	74,46	99,85	125,46
250	74,31	99,84	125,46
270	74,31	99,84	125,46

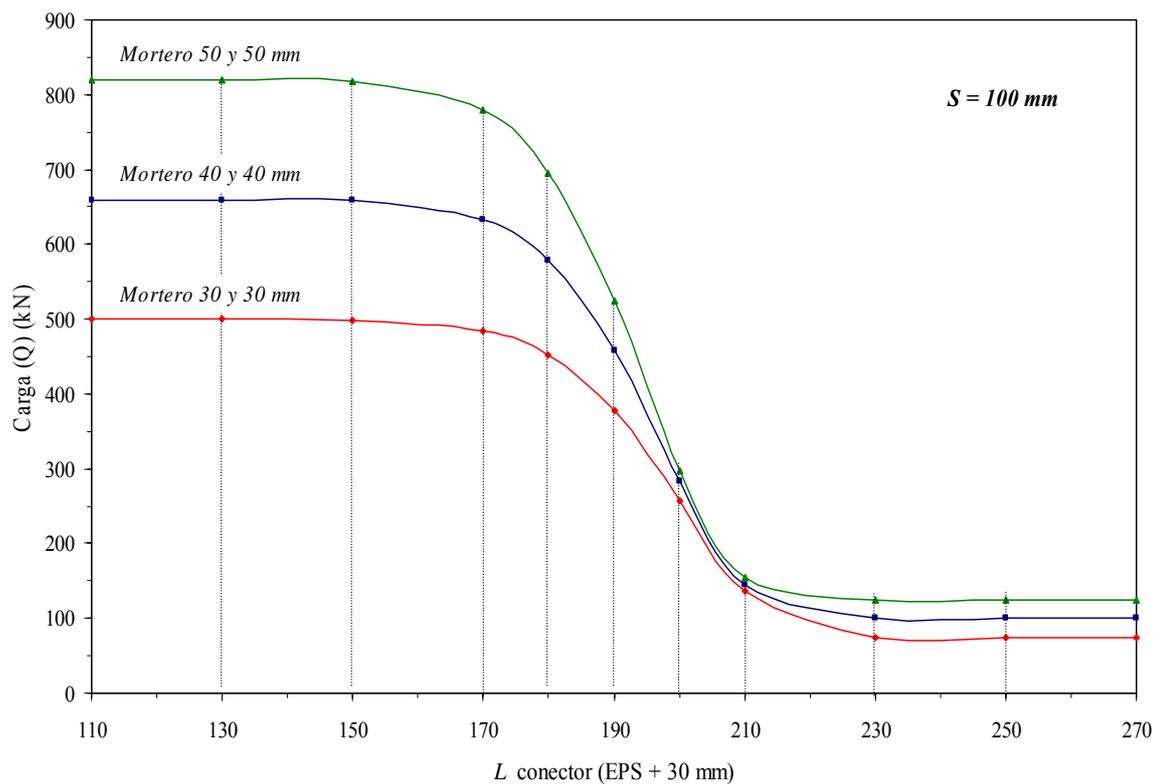


Figura 8.24: Carga de rotura (Q) en kN para S = 100 mm

En las figuras anteriores se puede observar como a medida que aumenta la longitud del conector (espesor del panel) disminuye la carga de rotura, esto depende igualmente de la separación existente entre conectores. Se puede afirmar que para llegar a espesores mayores del panel, es indispensable tener una separación pequeña entre conectores.

Gráficamente en la figura 8.25, se comparan las curvas para las tres separaciones utilizadas, para un panel conformado con 30 mm de espesor en sus capas de mortero.

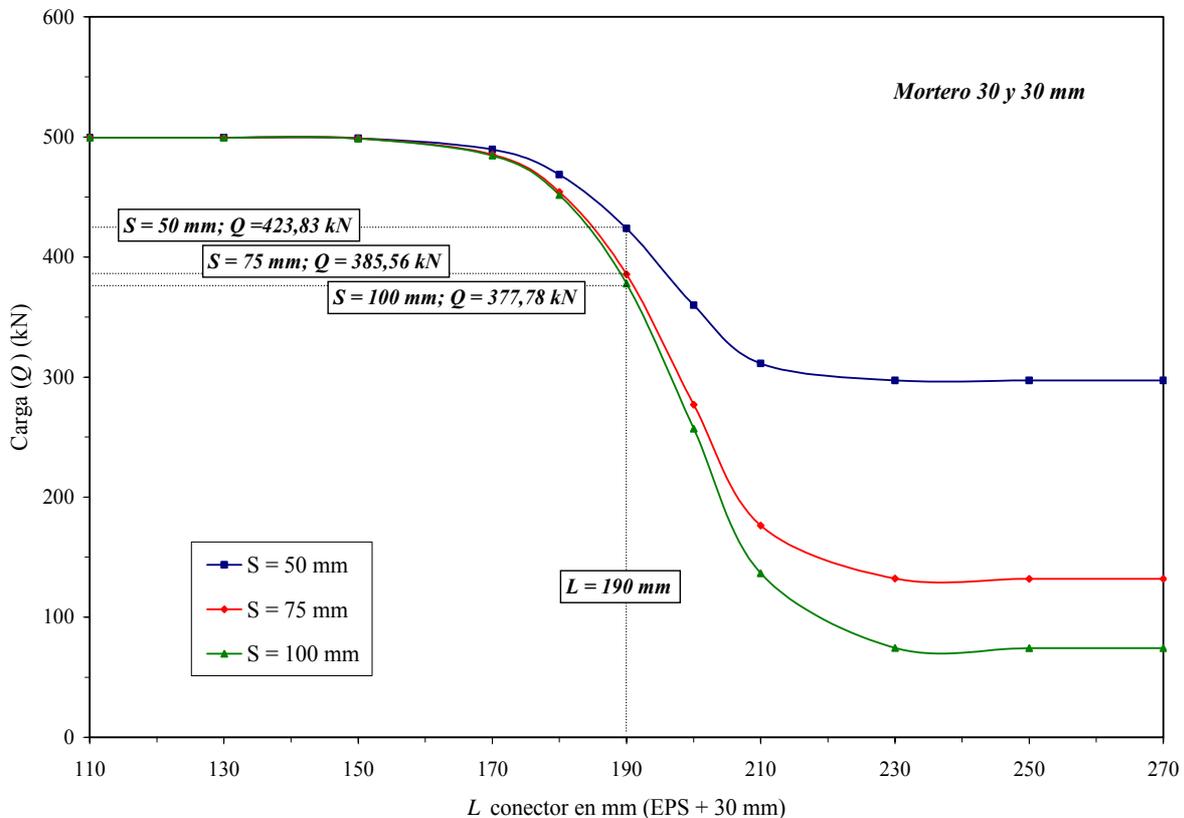


Figura 8.25: Carga de rotura (Q) en kN

En la citada figura se puede apreciar como las diferencias más representativas entre cargas de rotura se tienen pasando de una separación de 50 mm a 75 mm, a modo de ejemplo para un panel de $L = 190$ mm, existe una disminución de la carga en un 10 %.

- **Panel horizontal - forjado**

Para dar aplicación al panel como forjado, a continuación se presentan una serie de tablas como elementos de apoyo, por medio de las cuales se puede diseñar el elemento, teniendo en cuenta el momento actuante, la armadura y la flecha máxima en el centro del vano, según su longitud.

En la tabla 8.6, se muestra inicialmente las características generales de un forjado tipo, para el cual es aplicable cada una de las tablas siguientes. A continuación la tabla 8.7 muestra los momentos actuantes en el forjado para diferentes grados de empotramiento, como puntos intermedios donde puede trabajar el panel, esto dependiendo de las diferentes longitudes (L) que se proponen.

<i>Cargas (N/mm)</i>	<i>Caract. geométricas</i>	<i>Materiales</i>
Peso propio = 2,35 (pp)	$h = 200$ mm	$f_{ck} = 25$ MPa.
<i>Cargas permanentes (C.P)</i>	$h_1 = 60$ mm	$f_{yk} = 500$ MPa.
Terrazo = 1,0	$h_2 = 40$ mm	$\gamma_{hormigón} = 2.400$ kg/m ³
Tabiquería = 1,5	$h_{eps} = 100$ mm	$\gamma_{acero} = 7.800$ kg/m ³
Cielo raso = 0, 44	$d = 180$ mm	$E_c = 24.854,15$ MPa
Sobrecargas de uso = 3,0 (S.U)	$d_{Asup} = 4,5$ mm	<i>Factores de minoración</i>
	$d_{Ainf} = 17,5$ mm	$\gamma_{hormigón} = 1,5$
<i>Carga total: 8,29 N/mm</i>	$b = 1.000$ mm	$\gamma_{acero} = 1,15$

Tabla 8.6: Características del forjado

Momentos flectores M^- y M^+ (en kNxmm)

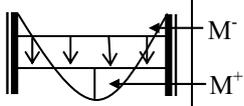
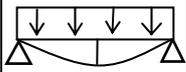
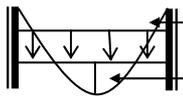
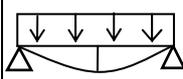
$M = 1,35 (pp + C.P) + 1,5 (S.U)$						
L (mm)						
	$\frac{pl^2}{24}$	$\frac{pl^2}{20}$	$\frac{pl^2}{16}$	$\frac{pl^2}{12}$	$\frac{pl^2}{8}$	
3.000	8.731,13	7.858,01	6.548,34	4.365,56		M^-
	4.365,56	5.238,68	6.548,34	8.731,13	13.096,69	M^+
3.600	12.572,82	11.315,54	9.429,62	6.286,41		M^-
	6.286,41	7.543,69	9.429,62	12.572,82	18.859,23	M^+
4.000	15.522,00	13.969,80	11.641,50	7.761,00		M^-
	7.761,00	9.313,20	11.641,50	15.522,00	23.283,00	M^+
4.500	19.645,03	17.680,53	14.733,77	9.822,52		M^-
	9.822,52	11.787,02	14.733,77	19.645,03	29.467,55	M^+
5.000	24.253,13	21.827,81	18.189,84	12.126,56		M^-
	12.126,56	14.551,88	18.189,84	24.253,13	36.379,69	M^+
5.500	29.346,28	26.411,65	22.009,71	14.673,14		M^-
	14.673,14	17.607,77	22.009,71	29.346,28	44.019,42	M^+

Tabla 8.7: Momentos flectores superiores e inferiores

Con los momentos flectores anteriores, se obtienen las áreas de acero para las armaduras del forjado, en la tabla 8.8 se considera la malla espacial del panel como *no colaborante*. Teniendo en cuenta esta armadura del panel como *colaborante* se establece la tabla 8.9.

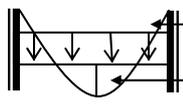
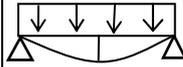
Áreas de acero (A_s) (en mm^2)
Malla espacial del panel - NO colaborante

L (mm)		$A_{S_{superior}}$					
		$\frac{pl^2}{24}$	$\frac{pl^2}{20}$	$\frac{pl^2}{16}$	$\frac{pl^2}{12}$	$\frac{pl^2}{8}$	
3.000		113,06 φ8 c/500 mm	101,62 φ8 c/500 mm	84,52 φ8 c/500 mm	56,16 φ8 c/1000 mm		$A_{S_{superior}}$
		56,16 φ8 c/1000 mm	67,48 φ8 c/1000 mm	84,52 φ8 c/500 mm	113,06 φ8 c/500 mm	170,73 φ8 c/300 mm	$A_{S_{inferior}}$
3.600		163,77 φ8 c/300 mm	147,11 φ8 c/300 mm	122,24 φ8 c/300 mm	81,11 φ8 c/500 mm		$A_{S_{superior}}$
		81,11 φ8 c/500 mm	97,51 φ8 c/500 mm	122,24 φ8 c/300 mm	163,77 φ8 c/300 mm	248,07 φ8 c/200 mm	$A_{S_{inferior}}$
4.000		203,11 φ8 c/250 mm	182,35 φ8 c/250 mm	151,42 φ8 c/300 mm	100,35 φ8 c/500 mm		$A_{S_{superior}}$
		100,35 φ8 c/500 mm	120,71 φ8 c/500 mm	151,42 φ8 c/300 mm	203,11 φ8 c/250 mm	308,44 φ8 c/150 mm	$A_{S_{inferior}}$
4.500		258,73 φ8 c/200 mm	232,13 φ8 c/200 mm	192,55 φ8 c/250 mm	127,41 φ8 c/300 mm		$A_{S_{superior}}$
		127,41 φ8 c/300 mm	153,35 φ8 c/300 mm	192,55 φ8 c/250 mm	258,73 φ8 c/200 mm	394,36 φ8 c/100 mm	$A_{S_{inferior}}$
5.000		321,80 φ8 c/150 mm	288,48 φ8 c/150 mm	239,01 φ8 c/200 mm	157,84 φ8 c/300 mm		$A_{S_{superior}}$
		157,84 φ8 c/300 mm	190,12 φ8 c/250 mm	239,01 φ8 c/200 mm	321,80 φ8 c/150 mm	492,62 φ8 c/100 mm	$A_{S_{inferior}}$
5.500		392,66 φ8 c/150 mm	351,68 φ8 c/150 mm	290,97 φ8 c/150 mm	191,74 φ8 c/250 mm		$A_{S_{superior}}$
		191,74 φ8 c/250 mm	231,15 φ8 c/200 mm	290,97 φ8 c/150 mm	392,66 φ8 c/150 mm	604,19 φ8 c/80 mm	$A_{S_{inferior}}$

Áreas de armadura sin despiece.

Tabla 8.8: Áreas de acero superior e inferior para el forjado

Áreas de acero (A_s) (en mm^2)
Malla espacial del panel - Colaborante

L (mm)		$A_{S_{\text{superior}}}$				
	$\frac{pl^2}{24}$	$\frac{pl^2}{20}$	$\frac{pl^2}{16}$	$\frac{pl^2}{12}$	$\frac{pl^2}{8}$	
3.000	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm		$A_{S_{\text{superior}}}$
	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	$A_{S_{\text{inferior}}}$
3.600	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm		$A_{S_{\text{superior}}}$
	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	127,01 $\phi 8$ c/300 mm	$A_{S_{\text{inferior}}}$
4.000	82,05 $\phi 8$ c/500 mm	61,30 $\phi 8$ c/1000 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm		$A_{S_{\text{superior}}}$
	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	82,05 $\phi 8$ c/500 mm	187,38 $\phi 8$ c/250 mm	$A_{S_{\text{inferior}}}$
4.500	137,67 $\phi 8$ c/300 mm	11,08 $\phi 8$ c/500 mm	$\phi 8$ c/1000 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm		$A_{S_{\text{superior}}}$
	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	$\phi 8$ c/1000 mm	137,67 $\phi 8$ c/300 mm	273,30 $\phi 8$ c/200 mm	$A_{S_{\text{inferior}}}$
5.000	200,74 $\phi 8$ c/250 mm	167,43 $\phi 8$ c/300 mm	$\phi 8$ c/500 mm	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm		$A_{S_{\text{superior}}}$
	Malla panel $\phi 3,4$ c/75 mm	$\phi 8$ c/1000 mm	$\phi 8$ c/500 mm	200,74 $\phi 8$ c/250 mm	371,57 $\phi 8$ c/150 mm	$A_{S_{\text{inferior}}}$
5.500	271,60 $\phi 8$ c/200 mm	230,62 $\phi 8$ c/200 mm	$\phi 8$ c/300 mm	$\phi 8$ c/1000 mm		$A_{S_{\text{superior}}}$
	70,69 $\phi 8$ c/1000 mm	110,10 $\phi 8$ c/500 mm	$\phi 8$ c/300 mm	271,60 $\phi 8$ c/200 mm	483,13 $\phi 8$ c/100 mm	$A_{S_{\text{inferior}}}$

Áreas de armadura sin despiece.

Tabla 8.9: Áreas de acero superior e inferior para el forjado con la malla espacial del panel colaborante

Por último, en la tabla 8.10 se determina la flecha máxima instantánea para las diferentes longitudes planteadas anteriormente. Teniendo presente los parámetros señalados por la norma EHE 50.2.1 en cuanto a la deformabilidad del elemento, en la

columna final de la tabla citada se muestran los límites de flecha máxima instantánea, $L/400$.

Flecha máxima instantánea (f) (en mm)

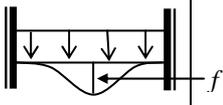
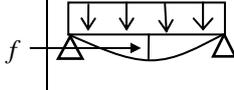
$f = k_1 \left(\frac{pl^4}{0,75E_c I_e} \right)$						
L (mm)						$\frac{L}{400}$
	$\left(k_1 = \frac{1}{384} \right)$	$\left(k_1 = \frac{2}{384} \right)$	$\left(k_1 = \frac{3}{384} \right)$	$\left(k_1 = \frac{4}{384} \right)$	$\left(k_1 = \frac{5}{384} \right)$	(EHE)
3.000	0,79	1,59	2,38	3,17	3,96	7,50
3.600	1,64	3,29	4,93	6,58	8,22	9,00
4.000	2,51	5,01	7,52	10,02	12,53	10,00
4.500	4,01	8,03	12,04	16,06	20,07	11,25
5.000	6,12	12,24	18,36	24,47	30,59	12,50
5.500	8,96	17,92	26,87	35,83	44,79	13,75

Tabla 8.10: Flechas máximas instantáneas en el centro del vano

Como un ejemplo de aplicación de cada una de estas tablas de diseño del panel como forjado, si se tiene una losa con una longitud de 4.000 mm, con un empotramiento del 100%, el momento flector positivo es de $M^+ = 7.761,0 \text{ kNxmm}$ y el negativo es de $M^- = 15.522,0 \text{ kNxmm}$, según la tabla 8.7.

Luego según la tabla 8.8 las armaduras de acero, sin tener en cuenta la malla del panel como colaborante se tiene $A_{s \text{ superior}} = 258,73 \text{ mm}^2$, $1 \phi 8$ cada 200 mm y un $A_{s \text{ inferior}} = 127,41 \text{ mm}^2$, $1 \phi 8$ cada 300 mm. Si se tiene la armadura del panel colaborante, según la tabla 8.9, $A_{s \text{ superior}} = 82,05 \text{ mm}^2$, $1 \phi 8$ cada 500 mm y en la armadura inferior es suficiente con el área de acero de la malla del panel.

La flecha máxima en el centro del vano para este forjado es de $f = 2,51 \text{ mm}$ (tabla 8.10), que en comparación con la normativa EHE, $L/400 = 10 \text{ mm}$, se encuentra dentro del parámetro establecido en ella.