

VIGA CONTINUA RECTANGULAR V1 Y V2

1) Datos:

Viga continua de Hormigón Armado. Sección rectangular.

Hormigón H-17

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{bk} = 170 \text{ Kg/cm}^2 = 17 \text{ Mpa} \\ \sigma'_{bc} = 140 \text{ Kg/cm}^2 = 14 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

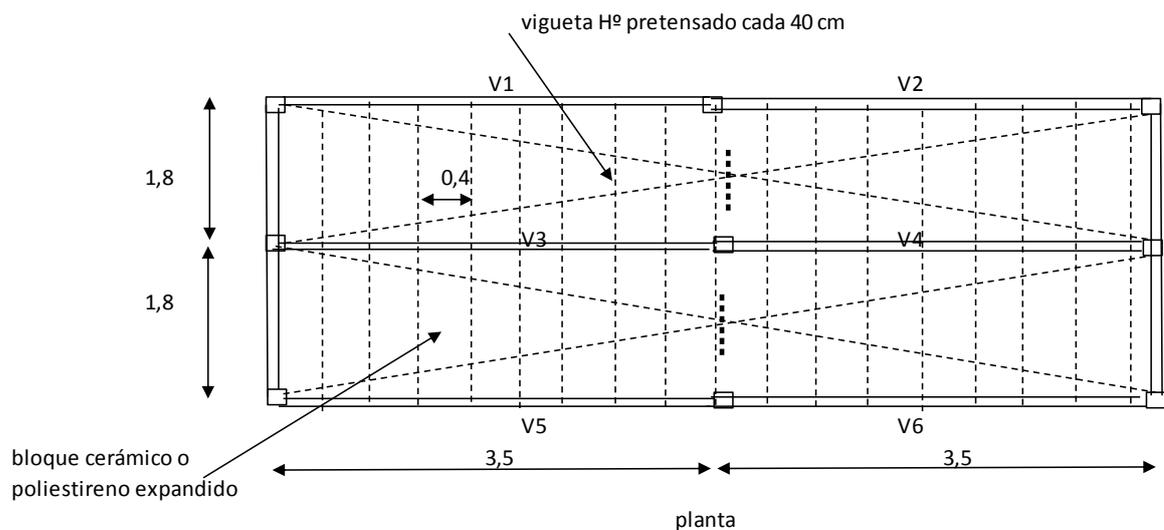
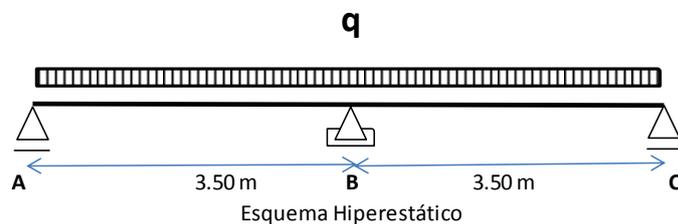
Acero ADN 420: $\sigma_{ek} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 = 42 \text{ Mpa}$

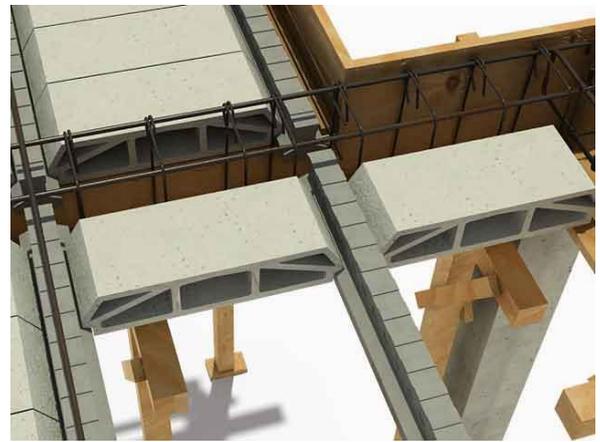
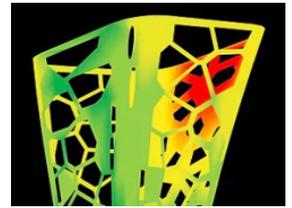
Coefficiente de Seguridad (de acuerdo al uso) $\nu = 1,75$

Acción de L1 sobre V1-V2: $q_l = 360 \text{ Kg/m}$

Carga de muro superior: sobre V1-V2: $q_m = 540 \text{ Kg/m}$

$q = 900 \text{ Kg/m}$





2) Predimensionado

En vigas continuas $d \geq L/15 = 3,50 \text{ m}/15 = 0,23 \text{ m}$

Adoptamos $d=27 \text{ cm}$ y un recubrimiento de 3 cm teniendo:

$h_t = d + \text{rec} = 27 + 3 = 30 \text{ cm}$; suponiendo $h_t = 2 \cdot b \implies b = 15 \text{ cm}$

3) Cálculo de solicitaciones

peso propio: $q_{pp} = \gamma_{HP} \cdot b \cdot h_t = 2.400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} = 108 \text{ Kg/m}$

$q_{total} = q_{pp} + q_L + q_m = 108 \text{ Kg/m} + 360 \text{ Kg/m} + 540 \text{ Kg/m} = 1008 \text{ Kg/m} = 1,01 \text{ Tn/m}$

Se tiene una viga hiperestática de dos tramos. Para calcular solicitaciones es necesario recurrir a soluciones aproximadas mediante el empleo de coeficientes. Para ello utilizaremos las expresiones dadas para vigas continuas de dos tramos del apunte "Tablas"

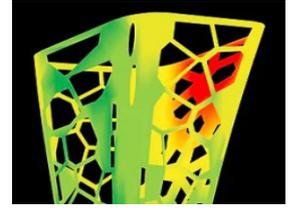
Reacciones

$$R = \frac{q_{total} \cdot L}{\gamma}$$

$$R_A = \frac{101,1 \text{ T/m} \cdot 3,50 \text{ m}}{2,7} = 1,3 \text{ Tn}$$

$$R_B = \frac{101,1 \text{ T/m} \cdot 3,50 \text{ m}}{0,8} = 4,4 \text{ Tn}$$

$$R_C = \frac{101,1 \text{ T/m} \cdot 3,50 \text{ m}}{2,7} = 1,3 \text{ Tn}$$



Momentos

$$M_{\max \text{ tramo}} = \frac{q_{\text{total}} \cdot L^2}{\beta} \quad M_{\text{apoyo}} = \frac{q_{\text{total}} \cdot L^2}{\alpha}$$

$$M_A = 0$$

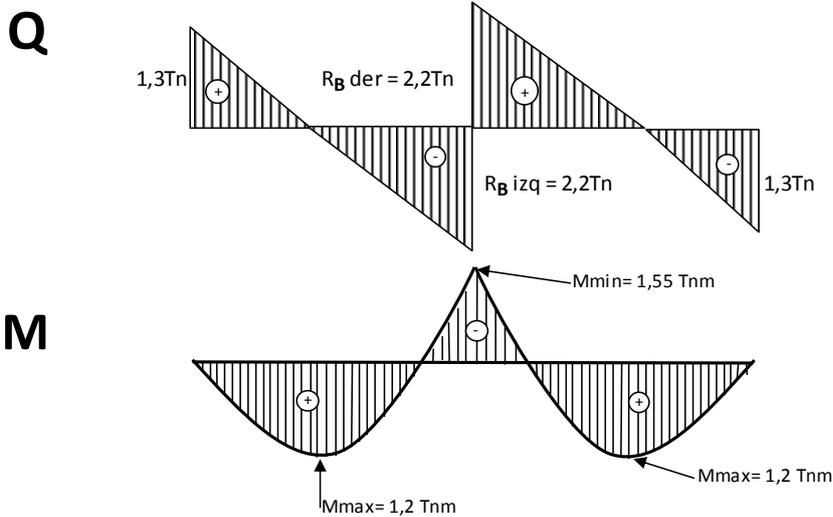
$$M_{\max T_1} = \frac{1,01 \text{ Tn/m} \cdot (3,50\text{m})^2}{11} = 1,12 \text{ Tnm}$$

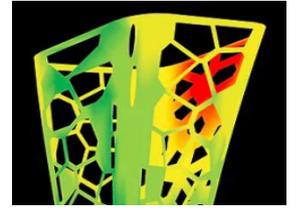
$$M_B = \frac{1,01 \text{ Tn/m} \cdot (3,5\text{m})^2}{8} = 1,55 \text{ Tnm}$$

$$M_{\max T_2} = \frac{1,01 \text{ Tn/m} \cdot (3,50\text{m})^2}{11} = 1,12 \text{ Tnm}$$

$$M_C = 0$$

DIAGRAMAS





4) Cálculo de la armadura a flexión

En secciones rectangulares el brazo de palanca $Z = 0,9 \times d = 0,9 \times 27 \text{ cm} = 24,3 \text{ cm}$

Tramos

$$A^0 \text{ nec } T_1 = A^0 \text{ nec } T_2 = \frac{M_{\max} \times \gamma}{Z \times \sigma_{ek}} = \frac{1.120 \text{ Kg.m} \times 1,75}{0,243 \text{ cm} \times 4.200 \text{ Kg/cm}^2} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 4 $\Phi 8$ ($A = 2 \text{ cm}^2$), de los cuales se levantan en apoyos 2 $\Phi 8$ (1 cm^2)

Apoyo

$$M_{\text{calc}} = 0,9 \times M_{\text{apoyo}} = 0,9 \times 1.550 \text{ Kg.m} = 1.395 \text{ Kg.m}$$

$$A^0 \text{ nec } \text{apoyo} = \frac{M_{\max} \times \gamma}{Z \times \sigma_{ek}} = \frac{1.395 \text{ Kg.m} \times 1,75}{0,243 \text{ cm} \times 4.200 \text{ Kg/cm}^2} = 2,39 \text{ cm}^2$$

En el apoyo intermedio hay 2 $\Phi 8$ ($A=1 \text{ cm}^2$) provenientes del tramo 1 y 2 $\Phi 8$ ($A=1 \text{ cm}^2$) provenientes del tramo 2, que hacen un total de 4 $\Phi 8$ ($A=2 \text{ cm}^2$), pero según el cálculo necesito 2,39 cm^2 por lo que me falta una sección de acero de 0,39 cm^2 . Para cubrir la sección faltante coloco 1 caballete de 1 $\Phi 8$ ($A=0,5 \text{ cm}^2$). En total en el apoyo quedan 1 $\Phi 8$ ($A=0,5 \text{ cm}^2$) que cubren los 2,39 cm^2 necesarios según cálculo.

5) Verificación de la armadura mínima

$$A^0 \text{ min} = 0,05 \times b \times d \times \sigma'_{bc} / \sigma_{ek} = 0,05 \times 20 \text{ cm} \times 27 \text{ cm} \times 140 \text{ Kg/cm}^2 / 4.200 \text{ Kg/cm}^2 = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A^0 \text{ adop } T_1 = A^0 \text{ adop } T_2 = 2 \text{ cm}^2 > A^0 \text{ min} = 0,68 \text{ cm}^2 \quad \text{verifica}$$

$$A^0 \text{ adop } \text{apoyo} = 2,5 \text{ cm}^2 > A^0 \text{ min} = 0,68 \text{ cm}^2 \quad \text{verifica}$$

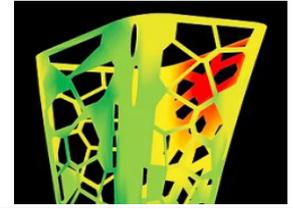
6) Verificación de la profundidad del eje neutro

conozco $z = 0,90 d \implies x < 0,2 d$

$$x = \frac{A^0 \text{ nec} \times \sigma_{ek}}{b \times \sigma'_{bc}} < 0,2 d$$

$$\text{apoyo } x = \frac{2,39 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2}{15 \text{ cm} \times 140 \text{ Kg/cm}^2} = 4,78 \text{ cm} < 0,02 \times 27 = 5,4 \text{ cm} \quad \text{verifica}$$

Como la profundidad verifica en el tramo central donde la armadura es mayor, se deduce que también verifica en los tramos. Nótese que la profundidad del eje neutro se mide desde el borde superior hacia abajo en los tramos y desde el borde inferior hacia arriba en el apoyo.



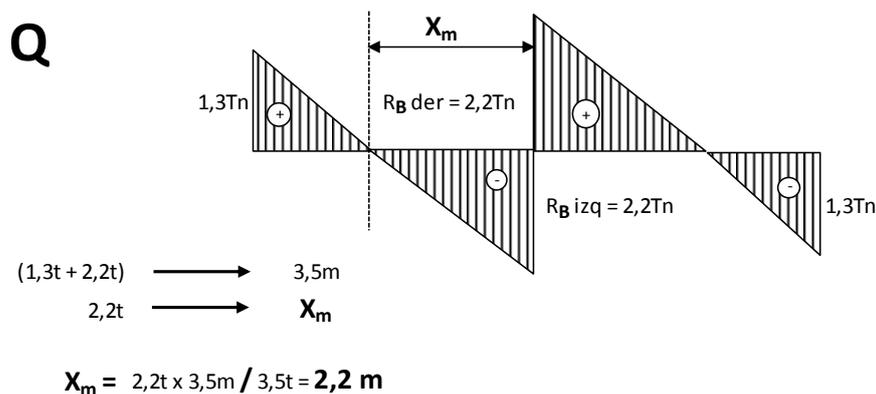
7) Cálculo de la armadura de Corte

Tensión de Corte máxima: $\tau_{\max} = Q_{\max} / b \times z = 2,200 \text{ Kg} / 15 \text{ cm} \times 24,3 \text{ cm} = 6 \text{ Kg/cm}^2$

En el apoyo intermedio doblamos a 45°, 2 Φ 8, ($A = 1 \text{ cm}^2$), a izquierda y derecha, para que colaboren tomando parte del corte solicitante. Esta contribución la cuantificamos mediante la Tabla de T_s

Entrando a la tabla correspondiente al acero $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$, con el diámetro de la barra de 8 mm y ubicándonos en el nº de barras, en nuestro caso 2, encontramos que la fuerza que pueden tomar las barras dobladas resulta de 3.450 Kg.

En el caso de viga continua con carga uniformemente distribuida el Corte nulo ya no se da en la semiluz de cada tramo (centro del tramo) debido a la continuidad estructural. En este caso aplicativo debemos calcular la distancia x_m del siguiente modo:



La Tensión absorbida por las barras dobladas resultará:

$$\tau_s = \sqrt{\frac{2 T_{\max} T_s}{x m b}} = \sqrt{\frac{2,6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 3.405 \text{ Kg}}{220 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}}} = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión que deberá ser absorbida por los estribos será la restante hasta cubrir los 6 Kg/cm^2 , es decir

$$T_{\max} = \tau_s + \tau_b = \quad \tau_b = T_{\max} - \tau_s = 6 \text{ Kg/cm}^2 - 3,5 \text{ Kg/cm}^2 = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado se debe cumplir:

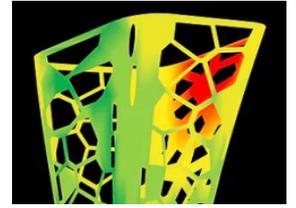
$$\tau_{b \min} = T_{\max} / 2 = 6 \text{ Kg/cm}^2 / 2 = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

De la tabla correspondiente a t_b para estribos de F 6 entrando con un ancho de viga de 15 cm para cubrir los 3 Kg/cm^2 (mayor valor obtenido entre t_b y $t_{b \min}$), necesito una separación entre estribos de 30cm.

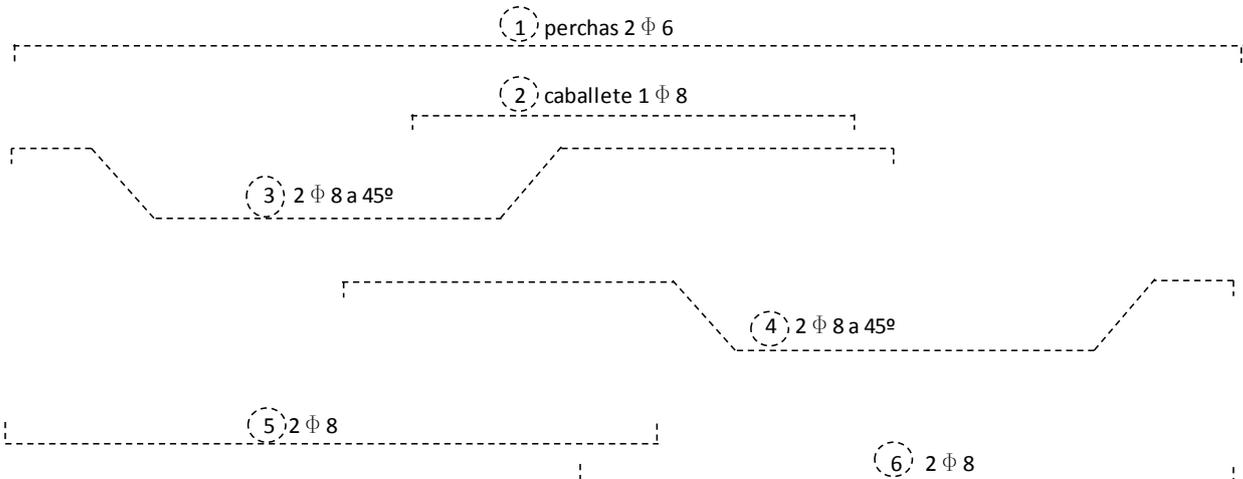
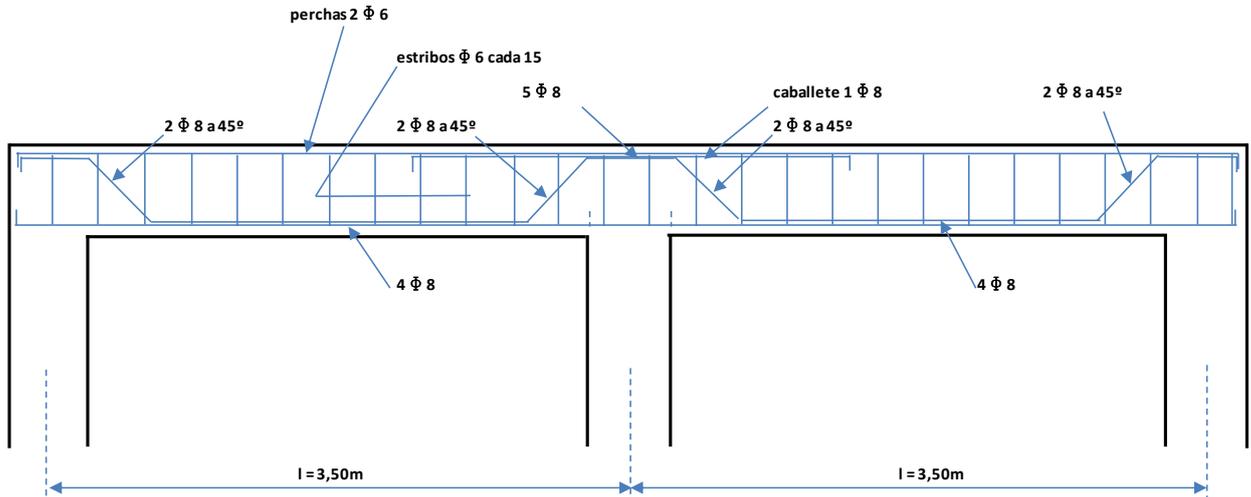
Debe verificarse además que la separación adoptada entre estribos resulte como máximo:

$$s_{\max} < ht/2 = 30 \text{ cm} / 2 = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto adoptamos un estribo F 6 con separación de 15 cm.



8) Armado y Despiece de las armaduras



Detalle transversal

