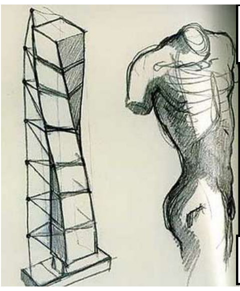


UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO		
DNC TP 5a	Cátedra: **ESTRUCTURAS - NIVEL III**	
	Taller Vertical I: DELALOYE - NICO - CLIVIO (DNC)	
	Trabajo Práctico : Láminas plegadas	
Curso 2019	Elaboró: Ing. H. Delaloye - Ing. Angel Maydana	Fecha: Julio 2019

EJEMPLOS DE RESOLUCION DE LAMINAS PLEGADAS MEDIANTE CALCULOS APROXIMADOS

Ejemplo 2 (Lámina tipo V) ʌ

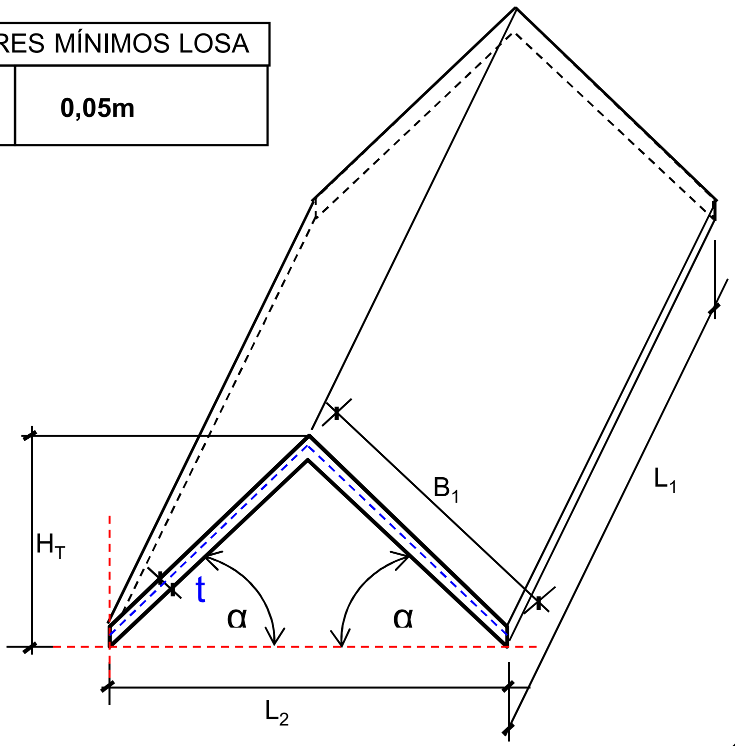
INTRODUCCIÓN

La presente Planilla determina las tensiones máximas y las armaduras para la lámina plegada indicada en la figura, la cual tiene las características de ser una figura que puede asimilarse longitudinalmente a una "casi" rectangular o sección equivalente.
Deben ingresarse los datos indicados en las celdas amarilla.

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION

Alumno:	**Angel Ramirez Teco**	**Ayudante:**	**Arq. Larotonda**

ESPESORES MÍNIMOS LOSA	
Emp-Apoy: h_{min}: $B_1/35$	**0,05m**



	Ingresar datos	
L_1=	**16,60**	en (m)
L_2=	**2,66**	en (m)
α=	**40,0**	en grados
t=	**6,0**	en (cm)

		Resultados
H1=	**7,8**	cm
H2=	**1,12**	m
H_T=	**1,194**	m
B1=	**1,736**	m
Area=	0,208	m2

RECOMENDACIONES

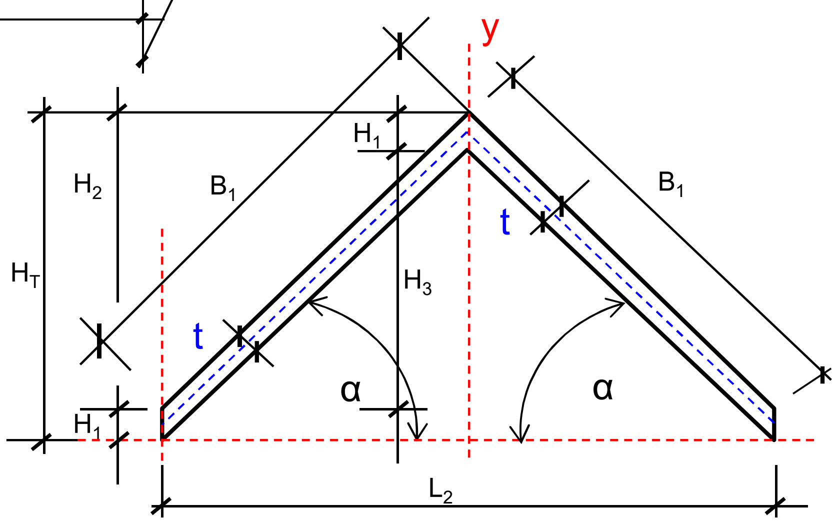
$L_1 > 2\ H_T$

$\alpha \leq 40^o$

RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO

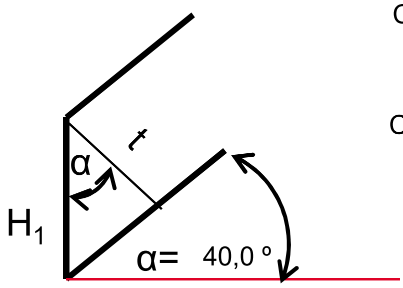
Tramos simples……..$\mathbf{H_T = L_1 / 10}$
Tramos extremos en disposiciones continuas…...$\mathbf{H_T = L_1 / 12}$
Tramos intermedios. $\mathbf{H_T = L_1 / 15}$

Si se aplica pretensado, los valores indicados pueden disminuirse entre un 25% y 50%



$$H_1 = \frac{t}{\text{Cos } \alpha}$$

$$H_1 = \frac{6{,}0 \text{ cm}}{0{,}766} = 7{,}8 \text{ cm}$$



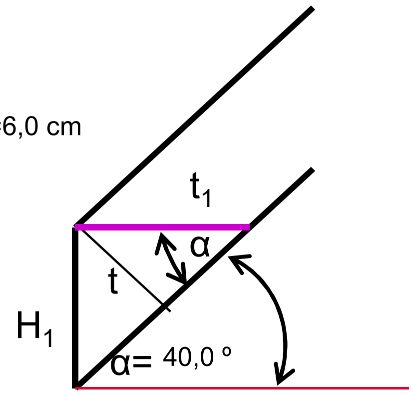
Cos α= 0,766

$$\text{Cos } \alpha = \frac{\text{cateto adyacente}}{\text{hipotenusa}}$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{t}{H_1}$$

t= 6,0 cm

t=6,0 cm



Sen 40,0 º= 0,643

$$\text{Sen } \alpha = \frac{\text{cateto opuesto}}{\text{hipotenusa}}$$

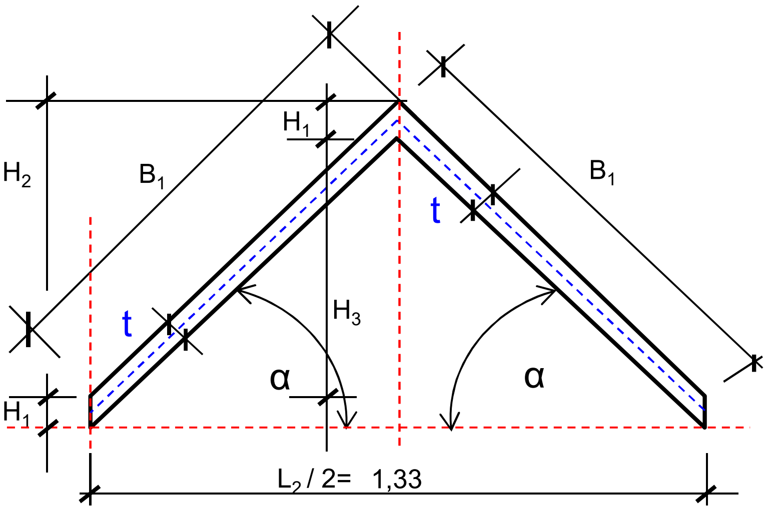
$$\text{Sen } \alpha = \frac{t}{t_1}$$

$$t_1 = \frac{6{,}0 \text{ cm}}{0{,}643} = 9{,}33 \text{ cm}$$

$H_3 = H_T - 2xH_1$

$H_3 =$ 1,194 -2x 0,078m

$H_3 =$ 1,038m



$$\text{tag } \alpha = \frac{H_2}{L_2 / 2}$$

tag α = 40,0 º = 0,839

$H_2 =$ 0,839 x 1,33 = 1,12m

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L_2 / 2}{B_1}$$

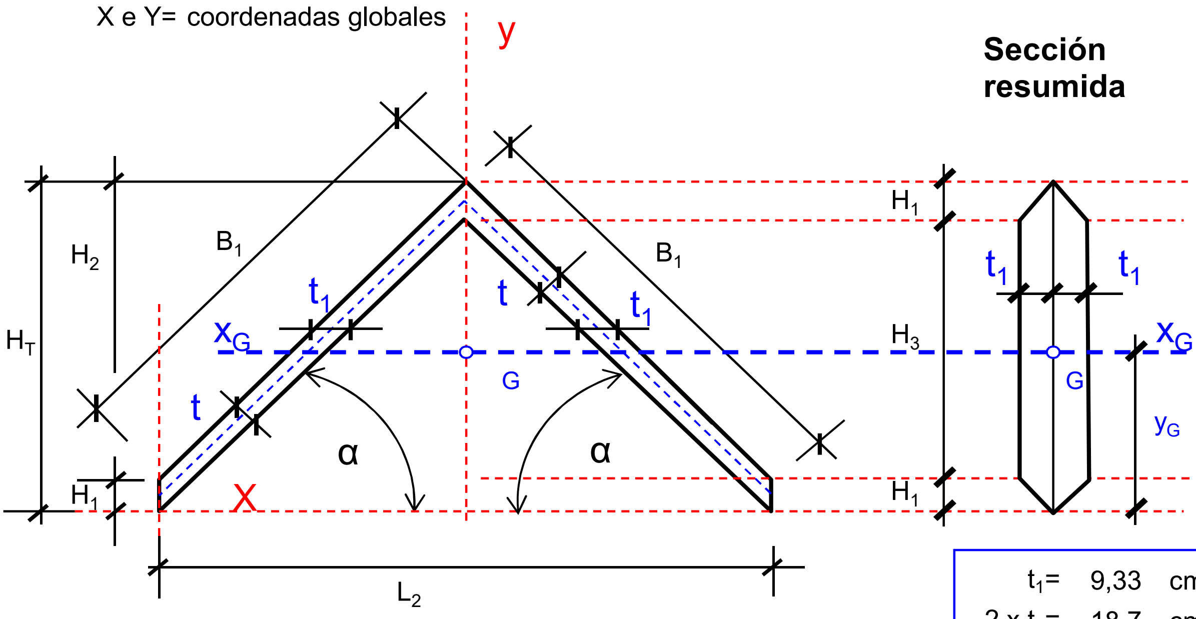
$$B_1 = \frac{L_2 / 2}{\text{Cos } 40{,}0\,º} = \frac{1{,}33}{0{,}766} = 1{,}736\text{m}$$

$H_T = H_1 + H_2 =$ 0,078 + 1,12 = 1,194m

$H_3 = H_T - 2\,H_1 =$ 1,194 - 2 x 0,078 = 1,038 m

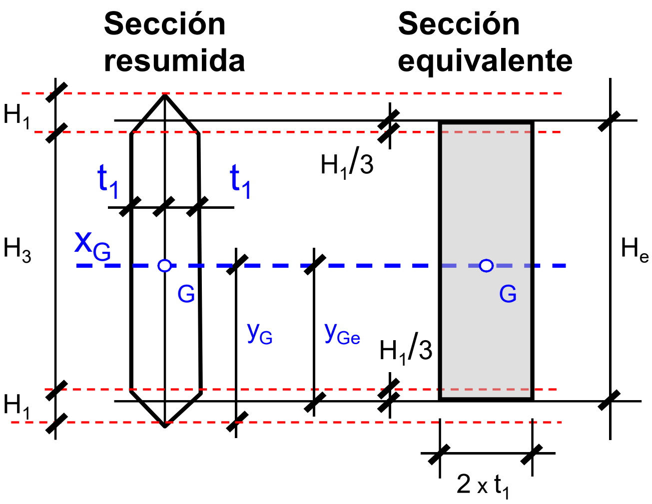
Esta sección tiene un eje de simetría (vertical) y un eje horizontal que pasa por el baricentro y que a su vez son los ejes principales de inercia. Se puede trabajar el ejemplo con una sección equivalente como lo indica la figura:

Debe cumplirse la condición de que la luz transversal $L_1 > 2\ H_T$ Para ello, el ángulo α no debe superar los 40º, lo que ayuda para no utilizar doble encofrado.



Carácterísticas de la sección resumida

t_1=	9,33	cm
2 x t_1=	18,7	cm
H_1=	0,078	m
H_3=	1,038	m
H_T=	1,194	m
y_G=	0,597	m
Jx=	0,022	m^4
W_{sup}=	0,036	m^3
W_{inf}=	0,036	m^3



$$H_e = H_3 + 2 \times \frac{H_1}{3}$$

$$H_e = 1{,}038 + 2 \times \frac{0{,}078}{3} = 1{,}090 \text{ m}$$

A la sección original la hemos transformado en la sección resumida, tomado en proyección horizontal cada ancho que intersecta a una recta horizontal.
Para esta sección resumida, hemos calculado las características mecánicas de la sección, que a su vez representan las mismas que la sección original (siempre con respecto al eje X)

Carácterísticas de la sección equivalente

H_e=	1,090	m
2 x t_1=	18,7	cm
y_{Ge}=	0,545	m
Jx=	0,020	m^4
W_{sup}=	0,037	m^3
W_{inf}=	0,037	m^3

Podemos reemplazar a esta sección resumida por una equivalente rectángular, dándole una altura igual a la distancia entre los centros de gravedad de los triángulos extremos y el mismo ancho (2 t_1), y calcular las características mecánicas de esta sección equivalente. Pueden evaluarse que los resultados son lo suficientemente aproximados para nuestro predimensionado.

Alumno: Angel Ramirez Teco

MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN EQUIVALENTE

$Jx = \frac{b \times h^3}{12}$ $b = 2xt_1 =$ 18,7 cm = 0,187m $h_e =$ 1,090m $Jx = \frac{0,187 \times (1,090)^3}{12} =$ 0,020m4

MODULO RESISTENTE (superior = inferior)

$Wx = \frac{b \times h^2}{6}$ $b = 2xt_1 =$ 18,67 = 0,187m $h_e =$ 1,090m $Wx = \frac{0,187 \times (1,090)^2}{6} =$ 0,037m3

Análisis de cargas

Area de la sección en m2: Area= 2x B_1 x t = 2 x 1,736m x 0,06m = 0,208 m^2

Peso propio:

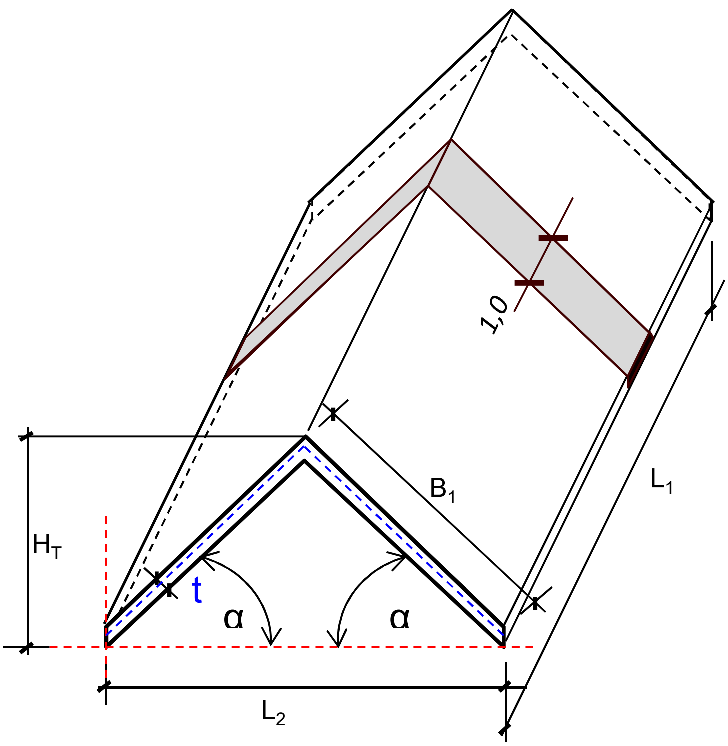
Area x peso del hormigón= 0,208 x 2400 = 500,0 kg/m

Impermeabilización e= 2,00 cm *(e(cm)/100 x 2200kg/m^3 x 2 x B_1 (m)/ L_2)*

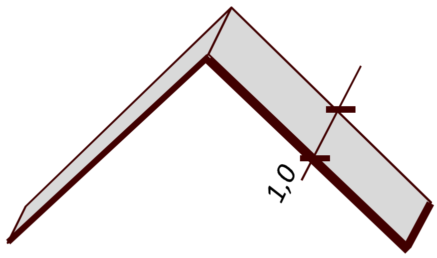
Peso específico de la impermeabilización cementicia: 2200 kg/m^3

Peso impermeabilización = (0,02m x 2200 x 2 x 1,736) = 152,8 kg/m

Ancho total del plegado **L_2=** 2,66 m



Por cada m de ancho



500,0 kg Peso propio

152,8 kg Peso imperm.

g= 652,8 kg

Alumno:	Angel Ramirez Teco

Toda la sección en 1 metro de profundidad

	500,0	kg
	152,8	kg
Otras cargas, aberturas, c. raso, etc.	0,0	kg
g =	**652,8**	**kg**

Sobrecarga

Sobrecarga p= **15,0kg/m²** x L_2 = 15,0 x 2,66 = **p = 40 kg**

q = 692,7 kg

Cubierta inaccesible, ángulo > 30º , según tabla adjunta de CIRSOC 101

Según CIRSOC 101 (1982), art. 4.1.7.1.2 para otro tipo de cubierta (que no son livianas) accesibles solo con fines de mantenimiento, corresponde aplicar, según las pendientes de las mismas, los siguientes valores:

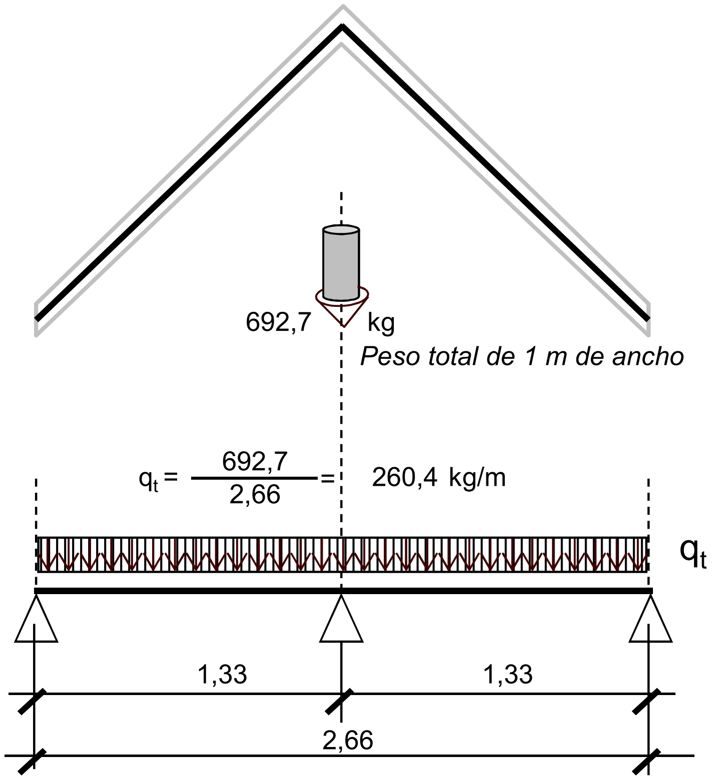
Tabla de sobrecargas en kg/m2

		α	≤	***3***	100	Kg/m2
3	<	α	≤	***10***	45	Kg/m2
10	<	α	≤	***15***	33	Kg/m2
15	<	α	≤	***20***	23	Kg/m2
20	<	α	≤	***30***	18	Kg/m2
30	<	α			15	Kg/m2

Análisis en el plano transversal

Para este análisis es necesario considerar una franja o rebanada de 1.00 m de ancho. Los quiebres en las aristas entre placas se suponen, en primera instancia como apoyos rígidos (en realidad son apoyos elásticos)

La carga uniformemente repartida (q_t)en todo el largo (L_2) se obtiene dividiendo la carga total (**q**) de toda la sección (de 1 metro de profundidad) por ese largo (L_2).

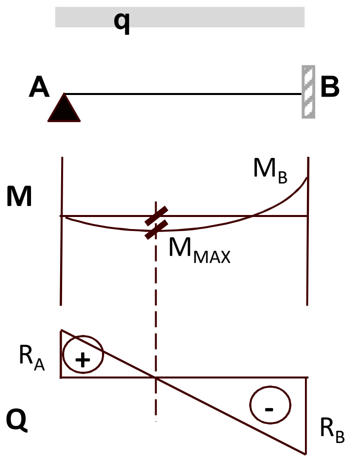


CARGAS Y LUCES

q =	692,7	**kg**
L_2=	2,66	m
q_t =	**260,4**	**kg/m**
L_{tramo1}=	1,33	m
L_{tramo2}=	1,33	m

Alumno: Angel Ramirez Teco

BARRA APOYADA - EMPOTRADA



$M_B = -q \times L^2 / 8$

$M_{MAX} = q \times L^2 / 14{,}22$

$R_A = 3/8 \times q \times L$

$R_B = 5/8 \times q \times L$

NUESTRO CASO:

$M_B = \dfrac{-260{,}4 \times 1{,}33^2}{8} = -57{,}58$ kgm

$M_B = \dfrac{260{,}4 \times 1{,}33^2}{14{,}22} = 32{,}39$ kgm

$R_A = 3/8 \times 260{,}4 \times 1{,}33 = 129{,}9$ kg

$R_B = 5/8 \times 260{,}4 \times 1{,}33 = 216{,}5$ kg

Todo para 1 m de ancho de la plegada

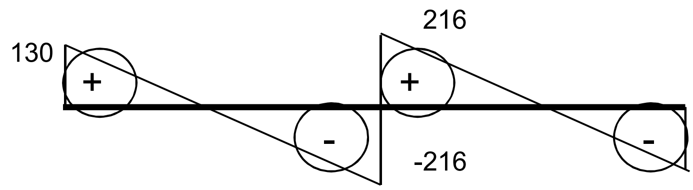


Diagrama de Corte

Solicitaciones:

Corte a la izquierda del tramo 1:	$Q1_{izq}$=	130	Kg/m
Corte a la derecha del tramo 1:	$Q1_{der}$=	-216	Kg/m
Corte a la izquierda del tramo 2:	$Q2_{izq}$=	216	Kg/m
Corte a la derecha del tramo 2:	$Q2_{der}$=	-130	Kg/m
Posición en el tramo donde M es máximo:	Xizq=	0,499	m

Momento flector en el apoyo $Map = -q_t \cdot (L_{tramo})^2/8 =$ **Mv=** $\boxed{\mathbf{-57{,}58}}$ **kgm/m**

Momento de tramo: $Mt = Q1_{izq} \times X_{izq} - q_t \times X_{izq}^2 / 2 =$ **Mt=** $\boxed{\mathbf{32{,}39}}$ **kgm/m**

Materiales		CIRSOC	
Hormigón H21	$\sigma'_{bk} = 210$ kg/cm²	β_R	= 175 kg/cm²
Acero	$\sigma_{ek} = 4200$ kg/cm²	β_{St}	= 4200 kg/cm²

Armadura:

$$A = \frac{M}{z \times \sigma e_{adm}}$$

z = 0,85 x hc hc= altura de cálculo= t-2 cm

hc= 4,0 cm

$$A_{MIN} = 0{,}03 \times \frac{\beta_R}{\beta_{St}} \times b \times h$$

Apoyo

M = 5758 kgcm

z = 0,85 x hc= 3,4 cm

σe_{adm}= 2400 kg/cm²

$$A_{MIN} = 0{,}03 \times \frac{175}{4200} \times 100 \times 4{,}0 = 0{,}50 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{5758}{3{,}4 \times 2400} = 0{,}71 \text{ cm}^2$$

Por cálculo, se necesitan 3 Ø6 por metro. Por razones constructivas y de control de fisuración conviene colocar como mínimo 4 Ø6 por metro.

Alumno:	Angel Ramirez Teco

Tramo

M = 3239 kgcm

z = 0,85 x hc= 3,4 cm

σe_{adm}= 2400 kg/cm²

$$A_{MIN} = 0{,}03 \times \frac{175}{4200} \times 100 \times 4{,}0 = 0{,}50 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{3239}{3{,}4 \times 2400} = 0{,}40 \text{ cm}^2$$

En este caso, por cálculo nos da menos armadura que la mínima. Deberíamos adoptar la mínima pero como se dijo anteriormente, por razones constructivas y de control de fisuración colocamos 4Ø6 por metro.

Separación (cm)	cm² por metro			
	Ø 6	Ø 8	Ø 10	Ø 12
8	3,53	6,28	9,82	14,14
10	2,83	5,03	7,85	11,31
12	2,36	4,19	6,54	9,42
14	2,02	3,59	5,61	8,08
15	1,88	3,35	5,24	7,54
16	1,77	3,14	4,91	7,07
18	1,57	2,79	4,36	6,28
20	1,41	2,51	3,93	5,65
22	1,29	2,28	3,57	5,14
24	1,18	2,09	3,27	4,71
25	1,13	2,01	3,14	4,52

Armadura mínima flexión

$$\omega = \mu o \times \frac{\beta_{St}}{\beta_R} > 0{,}03$$

$$\mu o = A / (b \times h)$$

b=	100	cm
h=	0	cm
β_{St}=	4200	kg/cm2
β_R=	175	kg/cm2

Nuestro caso: 4Ø6 por metro 1Ø6 = 0,28 cm² Si coloco 4 por metro = 100 cm/4 = 25 cm

4Ø6 por metro = Ø6 c/ 25 cm = 1,13 cm² por cada metro

También debo colocar armadura de distribución en el otro sentido. Nuevamente conviene colocar Ø6 c/25 cm

Análisis en el plano longitudinal

Solicitaciones, se analizan en sentido longitudinal (global)

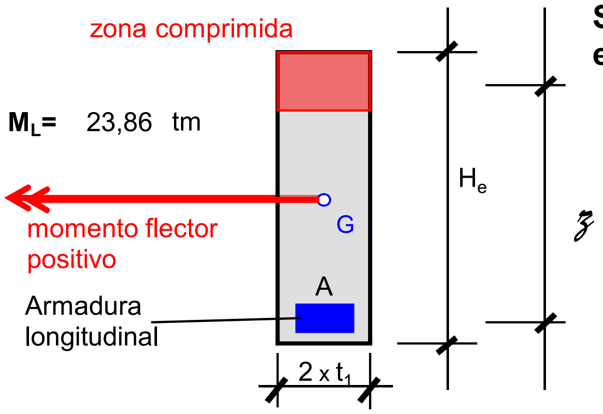
$M = q.l^2/8 =$

$$M_L = \frac{692{,}7 \times 16{,}6^2}{8} = \boxed{23860} \text{ kgm} = \mathbf{23{,}86} \text{ tm}$$

Luz a cubrir L_1= 16,6m

Carga **q=** 692,7 kg/m

He=	1,09	m
2 x t1=	18,7	cm
h=	0,92	m
z=	0,79	m
A=	12,66	cm2
Amín=	2,16	cm2



Sección equivalente

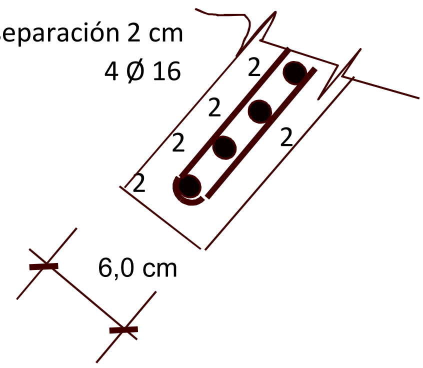
Se adopta para: 12,66 cm2

8 Ø 16 = 16,08 cm²
Por simetría, 4 a cada lado

Alumno: Angel Ramirez Teco

Cantidad	Sección de los hierros en cm^2					
	Ø 6	**Ø 8**	**Ø 10**	**Ø 12**	**Ø 16**	**Ø 20**
1	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14
2	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28
3	0,85	1,51	2,36	3,39	6,03	9,42
4	1,13	2,01	3,14	4,52	8,04	12,57
5	1,41	2,51	3,93	5,65	10,05	15,71
6	1,70	3,02	4,71	6,79	12,06	18,85
7	1,98	3,52	5,50	7,92	14,07	21,99
8	2,26	4,02	6,28	9,05	16,08	25,13
9	2,54	4,52	7,07	10,18	18,10	28,27
10	2,83	5,03	7,85	11,31	20,11	31,42

Necesitamos cubrir 12,66 cm^2 Podría elegir Ø 16, por ejemplo



1 Ø 16 = 2,01 cm^2

Cant.: $\dfrac{12{,}66\ cm^2}{2{,}01} = 6{,}3$ Necesitamos 7 Ø 16 = 14,07 cm^2

Adoptamos 8 Ø 16

Otra opción

Podría elegir Ø 12, por ejemplo

1 Ø 12 = 1,13 cm^2

Cant.: $\dfrac{12{,}66\ cm^2}{1{,}13} = 11{,}2$ Necesitamos 11 Ø 12 = 12,43 cm^2

Adoptamos 12 Ø 12 ,
por razones de simetría

Si bien es conveniente elegir hierros de menor diámetro porque tienen mejor adherencia con el hormigón, además de menor precio por kilo,a veces no es posible porque se complica el armado de la viga si no hay mucho lugar para verter el hormigón. La separación mínima entre hierros y tambien de recubrimientos es de 2 cm. Para hierros de mayor diámetro a 20 mm, la separación mínima entre hierros es igual al Ø del hierro.

Verificación de las tensiones del hormigón

$\sigma'_{bk} = 175$ kg/cm^2 $\sigma'_{b\,adm} = 80$ kg/cm^2

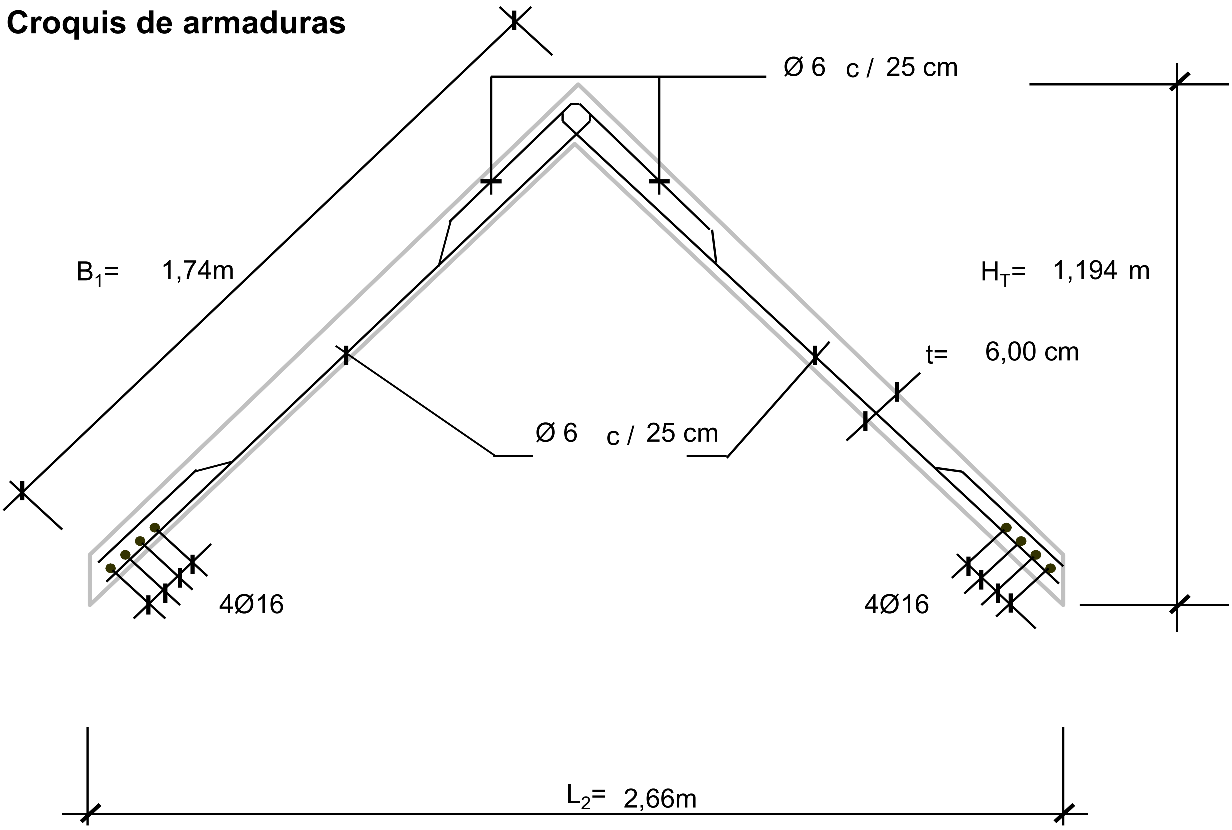
$W_{sup} = W_{inf} =$ 0,037 m^3 $M_L =$ 23,86 tm

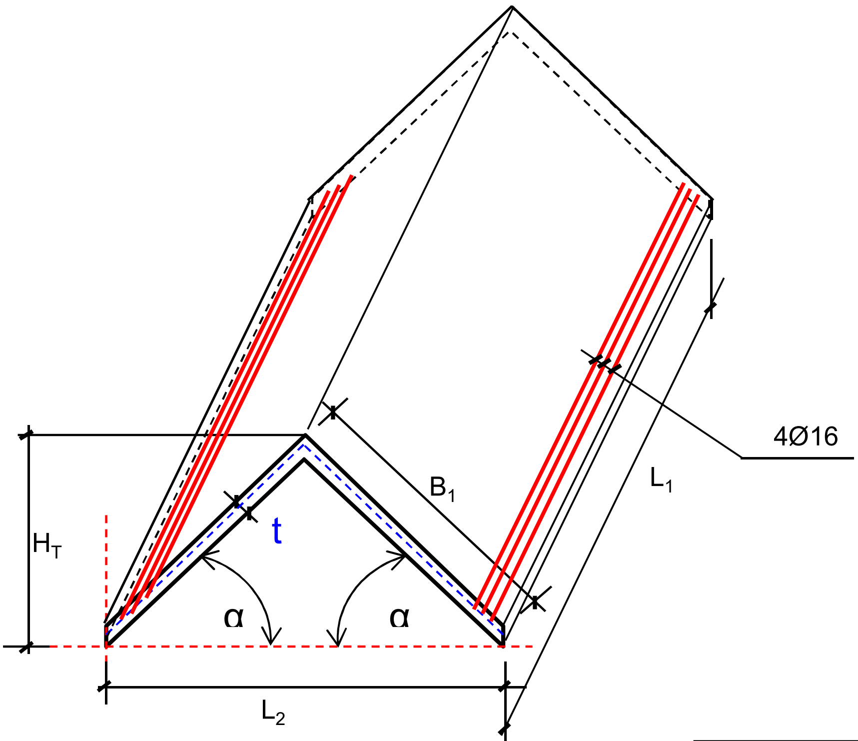
$$\sigma'_b = \frac{M_L}{W_{sup}} = \frac{23{,}86}{0{,}037} = 645{,}6\ t/m^2 = 64{,}56\ kg/cm^2$$

Debe cumplirse que: $\boxed{\sigma'_b \leq \sigma'_b = 80\ kg/cm^2}$

Alumno: Angel Ramirez Teco

Croquis de armaduras





Planilla de cálculo de uso didáctico, exclusivamente