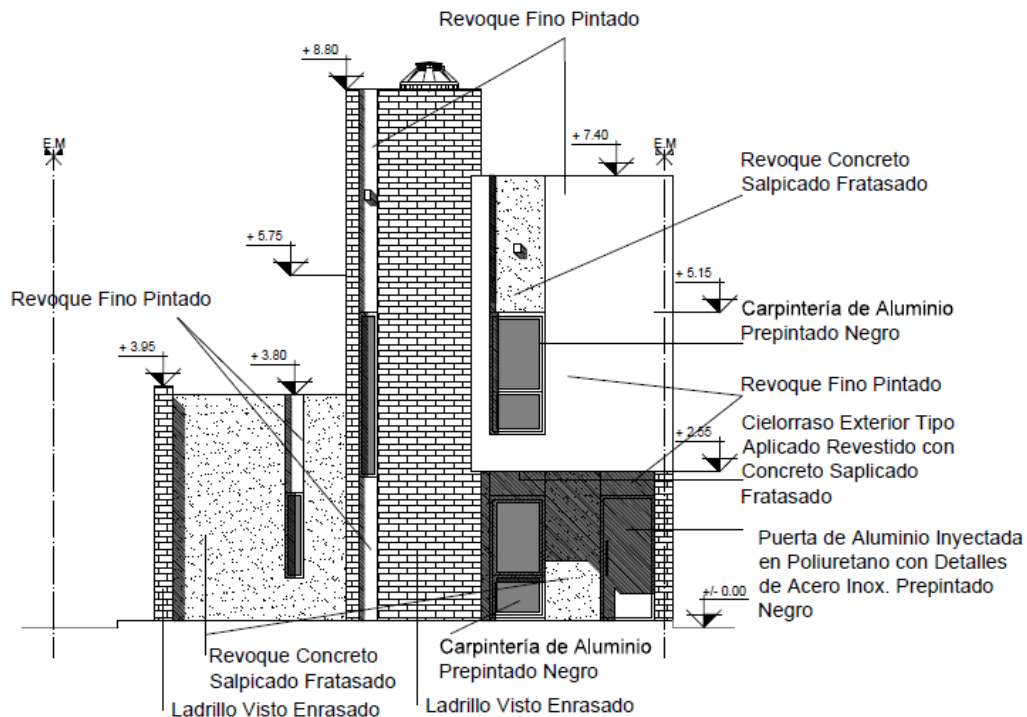


MEMORIA DE CÁLCULO

PROTOTIPO – DUPLEX



COMITENTE:



Cálculo Ing. Ariel Fracalossi
Resistencia – Provincia del Chaco
Abril de 2023

INDICE

1.	Introducción	1
2.	Objetivo	1
3.	Normas y Reglamentos	1
4.	Materiales	1
5.	Descripción de la Obra	1
6.	Memoria de Cálculo	3
6.1.	Dimensionamiento de la Cubierta Metálica	3
6.1.1.	Análisis de cargas	3
6.1.2.	Dimensionado	5
6.1.3.	Verificación deformada en Estado de Servicio	7
6.2.	Viga tanque de reserva	9
6.3.	Ménsula.....	10
6.3.1.	Verificación deformada en Estado de Servicio	11
6.4.	Entrepiso de viguetas.....	12
6.4.1.	Losa de viguetas LV 17	12
6.4.2.	Losa de viguetas LV 17 bajo muro.....	13
6.5.	Dimensionado de vigas	15
6.5.1.	Viga V100 - V101 – V102	15
6.5.1.	Viga 103.....	17
6.5.1.	Viga 104-105	19
6.6.	Refuerzos Verticales.....	22
6.7.	Análisis de mampostería portante de 0,15 m.....	22
6.8.	Dimensionado de la fundación	22
6.8.1.	Dimensionado de platea	22
6.9.	Análisis de dintel en mampostería de 0,15m.....	25
6.10.	Recomendaciones	26
6.10.1.	Capas Aisladoras.....	26
6.10.2.	Mampuestos Armados	26
6.10.3.	Fijación de Correas	26
ANEXO.....		27
	Sobrecarga de Mantenimiento en Correas	28

Carga de Tanque de Agua	28
Cargas de Viento	29

1. Introducción

El presente constituye una memoria de cálculo del proyecto de viviendas de Prototipo Duplex elaboradas a pedido de ILAG Construcciones a realizarse en la localidad de Resistencia, Provincia del Chaco.

2. Objetivo

El objetivo del presente informe es diseñar y proyectar las estructuras que conforman la cubierta, tabiquería portante y las fundaciones para el proyecto; estableciendo conclusiones y recomendaciones constructivas para cada caso particular.

3. Normas y Reglamentos

Son de aplicación las Normas y Reglamentos que a continuación se enumeran:

- Reglamento CIRSOC 101: “Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras” – Julio 2005.
- Reglamento CIRSOC 102: “Acción del Viento sobre las Construcciones” – Julio 2005.
- Reglamento CIRSOC 201: “Estructuras de Hormigón” – Julio 2005.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 301: “Estructuras de Acero para Edificios” – Julio 2005.
- Recomendación CIRSOC 303: “Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformadas en Frío” – Julio 2009

4. Materiales

Los materiales a utilizar son:

- | | |
|--|------------------------------------|
| • Hormigón estructural | H-25 ($f'c = 25 \text{ MPa}$) |
| • Hormigón para fundaciones | H-25 ($f'c = 25 \text{ MPa}$) |
| • Barras de acero para H ^º A ^º | ADN-420 ($Fy = 420 \text{ MPa}$) |
| • Acero estructural de correas | F-24 ($Fy = 240 \text{ MPa}$) |

5. Descripción de la Obra

Las viviendas cuentan con dos dormitorios, cocina-comedor, baño, lavadero y galerías. Todo ello en conjunto suma 70m² aproximadamente. La misma equipada con los servicios de luz, agua y las instalaciones de gas. A continuación, una vista preliminar de la planta tipo.

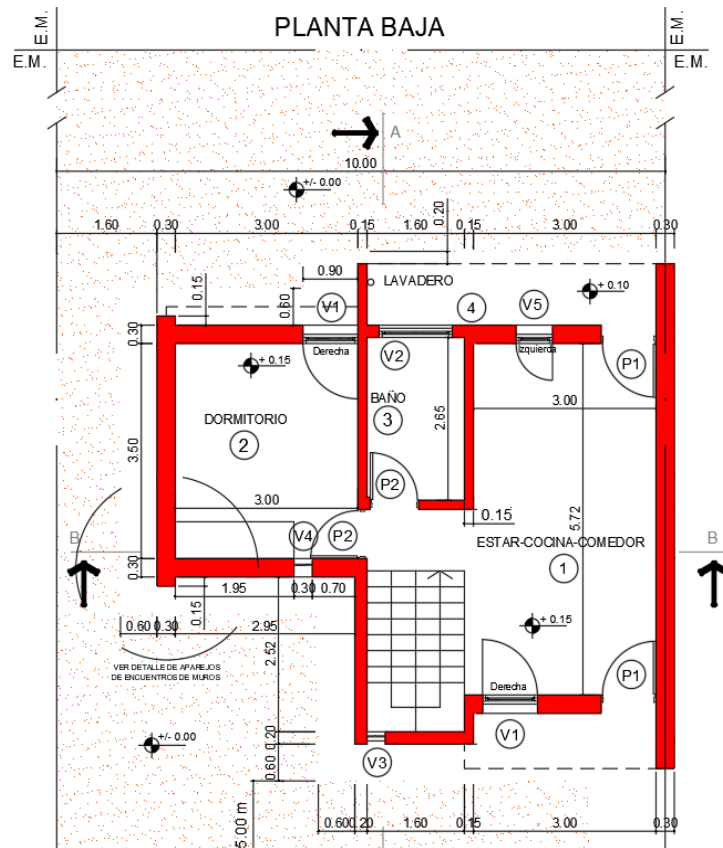


Figura 1. Vista en planta de vivienda tipo.

En este caso se empleará mampostería de ladrillos comunes, la cual cumplirá con la función de cerramiento y la de soporte estructural. Este sistema se fundará sobre una platea que, por su rigidez relativa en relación a los parámetros de suelo, se comporta como fundación flexible.

La estructura de cubierta se resolverá con correas metálicas de chapa galvanizada apoyadas y vinculadas sobre mampostería perimetral o estructura metálica de refuerzo. El encadenado superior se substituyó por mampostería armada a partir de la altura a especificar en los planos correspondientes.

6. Memoria de Cálculo

6.1. Dimensionamiento de la Cubierta Metálica

6.1.1. Análisis de cargas

Para dimensionar la estructura metálica se distinguen cuatro estados de carga a saber:

- 1) Peso propio y sobrecargas de uso y destino (Estado 1).
- 2) Peso propio y carga de montaje (Estado 2).
- 3) Peso propio y succión de viento (Estado 3).
- 4) Peso propio, termotanque y sobrecarga de montaje (Estado 4).

ANÁLISIS DE CARGAS

CARGAS ACTUANTES

Designación	Cargas de Superficie	Distancia entre correas	Carga	
	[kN/m ²]	[m]	[kN]	[kN/m]

D - Cargas permanentes

Cubierta de chapa galvanizada	0,03	0,84	-	0,02
Cielorraso suspendido	0,20	0,84	-	0,17
C 80 x 50 x 15 x 1.60	0,02	-	-	0,03
Total				0,22

L - Sobrecargas de uso y destino	0,43	0,84	-	0,36
Lr - Sobrecarga de montaje	-	-	1,00	-
W - Acción del viento	-0,62	0,84	-	-0,52

COMBINACIÓN DE ACCIONES

Estados de Carga – Límite Último	Carga	
	[kN]	[kN/m]
ELU1 – 1,2 D + 1,6 L	-	0,84
ELU2 – 1,2 D + 1,6 Lr	1,60	0,26
ELU3 – 0,9 D + 1,5 W	-	-0,58
ELU4 – 1,2 D + 1,6 Lr*	2,00	0,26

* Sobrecarga debida a mantenimiento de termotanque

Tabla 1. Análisis de cargas y combinaciones E.L.U. en cubiertas.

En la Figura 2 y 3 se observa la distribución de las correas del techo.

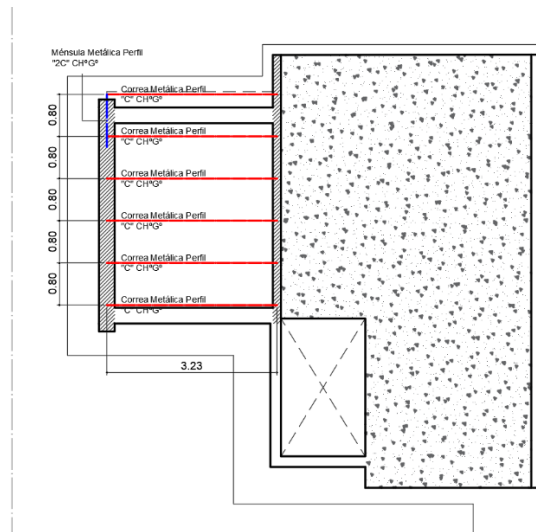


Figura 2. Estructura de cubierta de vivienda tipo.

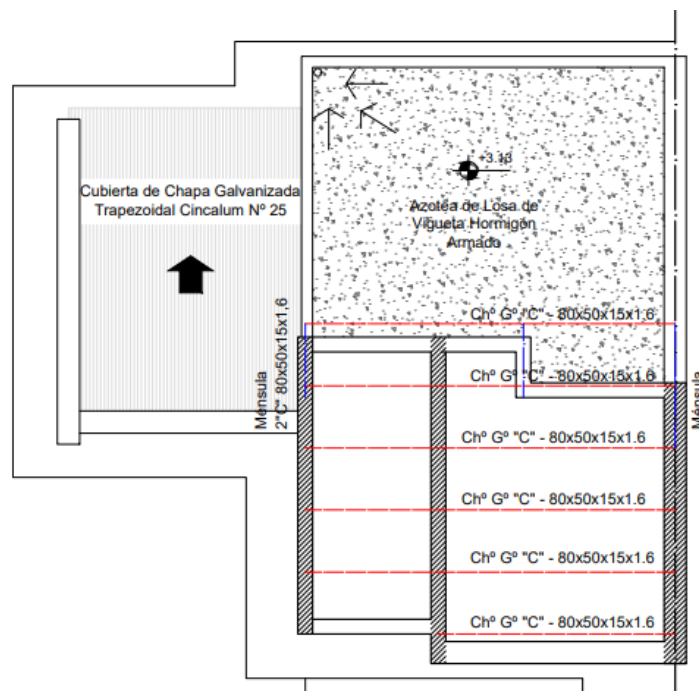


Figura 3. Estructura de cubierta de vivienda tipo.

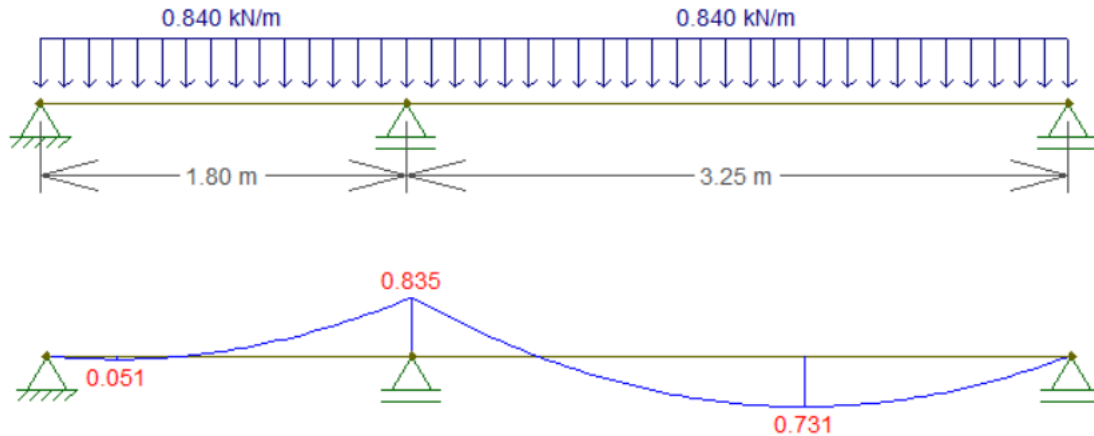
Se considera a las correas como continuas a través de los ambientes correspondientes a las dos viviendas adosadas. Bajo estas consideraciones, los parámetros de cálculo serán los siguientes:

- Luz de Cálculo (Lc) (según corresponda)
- Separación máxima entre correas 0,84 m

6.1.2. Dimensionado

Estado 1:

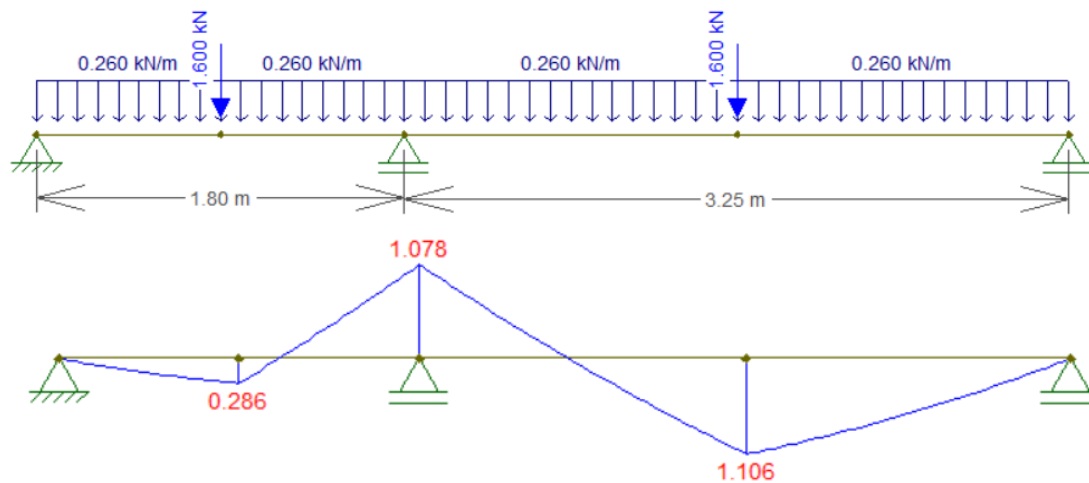
Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + sobrecargas de uso



$$M_{máxE1} = 0,835 \text{ kNm}$$

Estado 2:

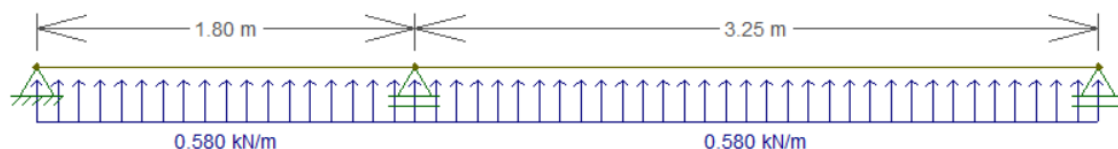
Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + sobrecarga de montaje

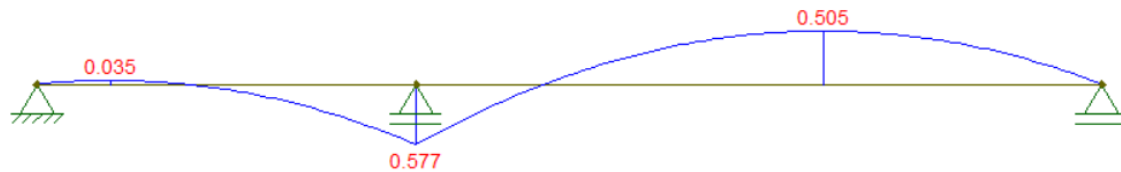


$$M_{máxE2} = 1,106 \text{ kNm}$$

Estado 3:

Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + acción del viento



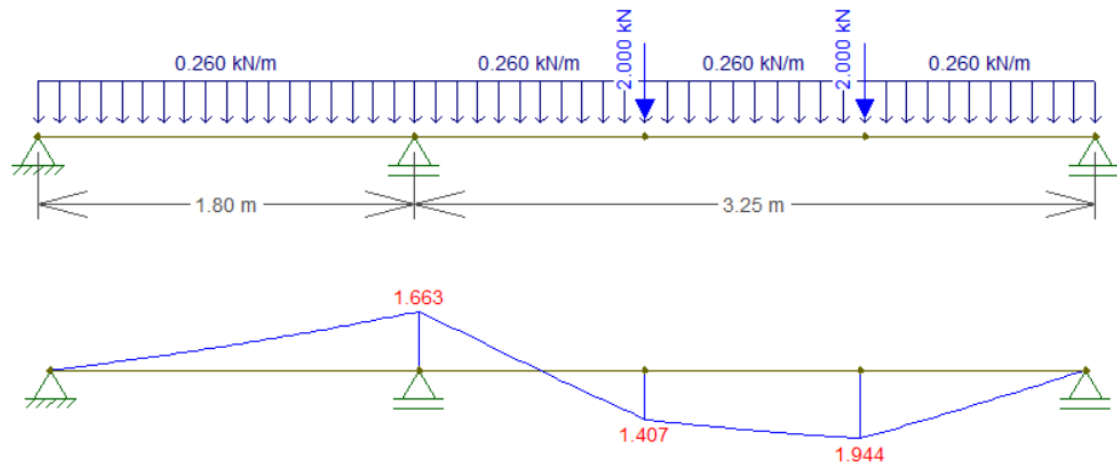


$$M_{m\acute{a}xE3} = 0,577 \text{ kNm}$$

Estado 4:

Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + termotanque + sobrecarga de montaje

NOTA: Para el análisis de esta condición se suponen 2 (dos) operarios realizando los trabajos de mantenimiento del termotanque, que a su vez se lo supone cargado a tope con agua (240 litros). Estos trabajos se realizarán sobre una plataforma metálica, donde se ubicará el artefacto, la misma tendrá cuatro apoyos, dos por correa. Resulta entonces del análisis, cargas concentradas por apoyo de la plataforma de 125,00 kg, incidentes en los tercios de la luz.



$$M_{m\acute{a}xE3} = 1,944 \text{ kNm}$$

Para una tensión de fluencia del acero de $F_y = 235 \text{ MPa}$ y un coeficiente de seguridad $\phi = 0,95$ resultará que las correas deberán tener un módulo resistente igual o mayor a:

$$Md = \phi \cdot S_e \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$S_e = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{1,944 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 8,71 \text{ cm}^3$$

Se adopta la siguiente correa:

- Perfil de chapa de galvanizada: **C – 80 x 50 x 15 x 1,6 mm**

6.1.3. Verificación deformada en Estado de Servicio

Para la luz de cálculo la deformación de las correas puede ser determinante por lo que se procede a verificar.

Para la condición de apoyo la flecha máxima de “Barras soportando cubiertas flexibles”, según CIRSOC 301 – Tabla A-L.4.1. resulta:

$$f_{adm_1} = \frac{l_c}{150} = \frac{180 \text{ cm}}{150} = 1,20 \text{ cm}$$

$$f_{adm_2} = \frac{l_c}{150} = \frac{325 \text{ cm}}{150} = 2,17 \text{ cm}$$

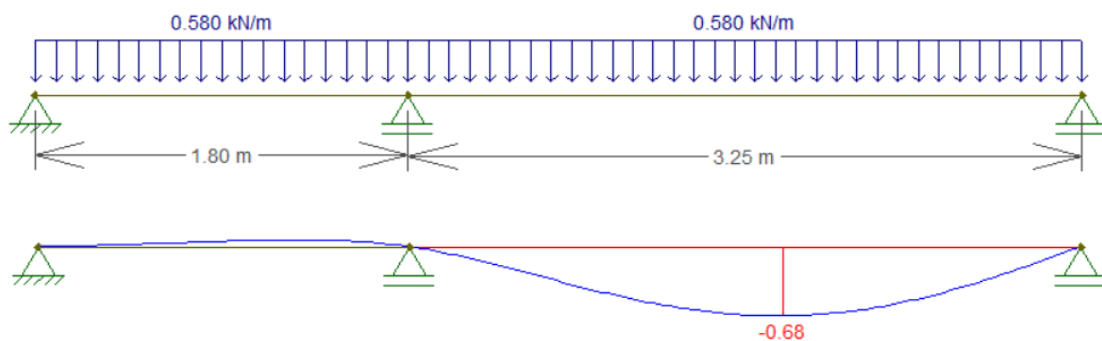
Las combinaciones para esta verificación serán las siguientes:

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELS		
Estados de Carga - Límite de Servicio	Carga	
	[kN]	[kN/m]
ELS 1 - D + L	-	0,58
ELS 2 - D + Lr	1,00	0,22
ELS 3 - D + W	-	-0,30
ELS 4 - D + Lr*	1.25	0.22

* Sobrecarga debida a mantenimiento de termotanque

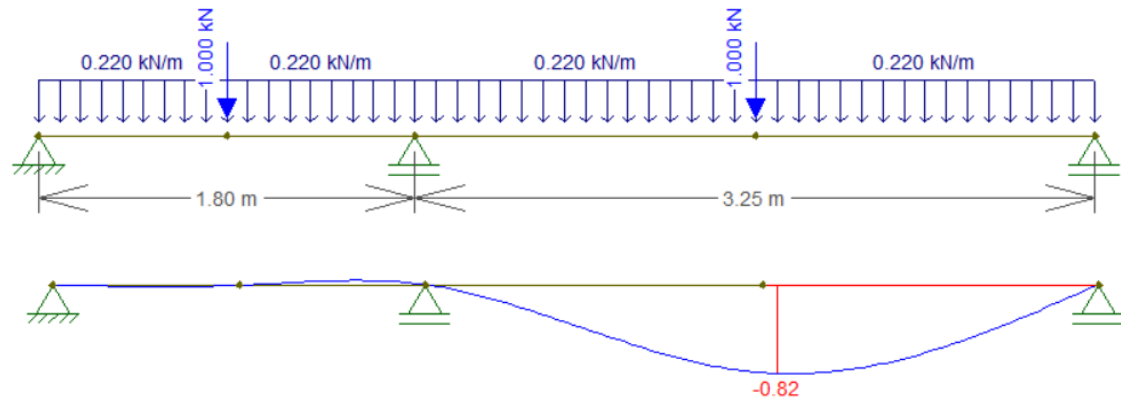
Tabla 2. Análisis de combinaciones E.L.S. en cubierta

Estado 1



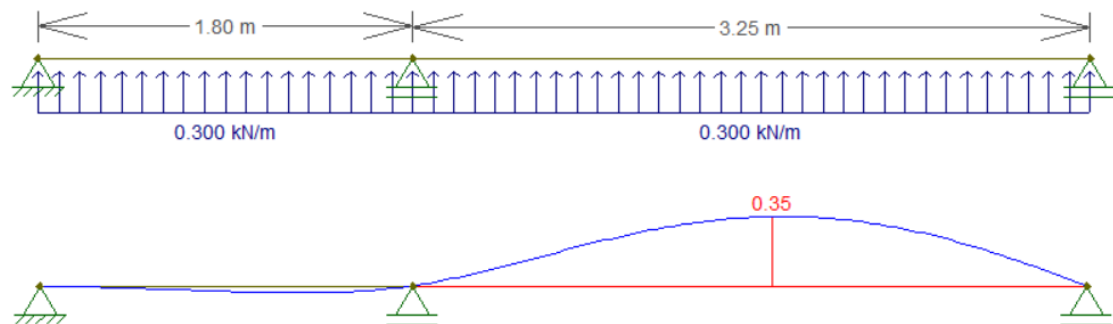
$$f_{\text{máx}} = 0,63 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 2



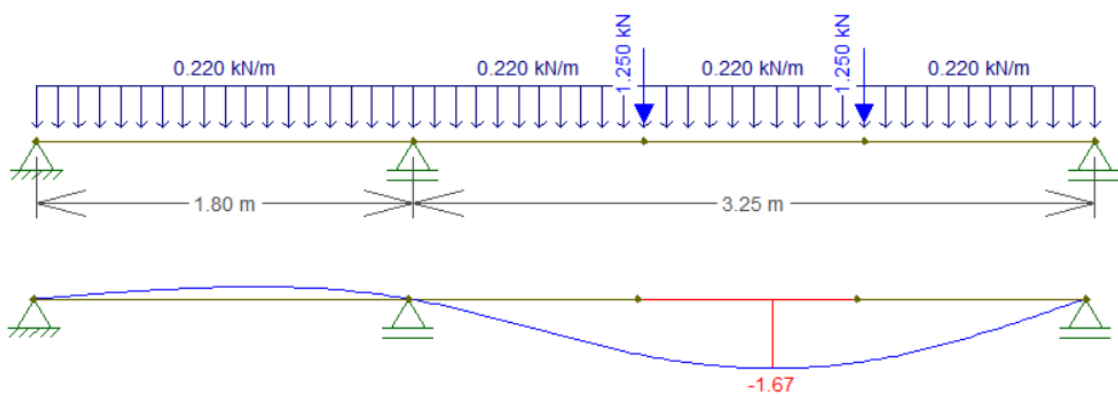
$$f_{\text{máx}} = 0,81 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 3



$$f_{\text{máx}} = 0,35 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 4



$$f_{\text{máx}} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

6.2. Viga tanque de reserva

Se considera para el apoyo de los tanques de reserva 2 (dos) perfiles metálicos tipo IPN. Bajo estas consideraciones, los parámetros de cálculo serán los siguientes:

- Luz de Cálculo (Lc) 1,80 m
- Separación máxima entre correas (necesaria)

CARGAS ACTUANTES

Designación	Carga	
	[kN]	[kN/m]
D - Cargas permanentes		
IPN 80	-	0,06
L - Sobrecargas de uso y destino		
T.R. 500lts	-	3,33
Lr - Sobrecarga de montaje		
Montaje	1.00	-

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELU

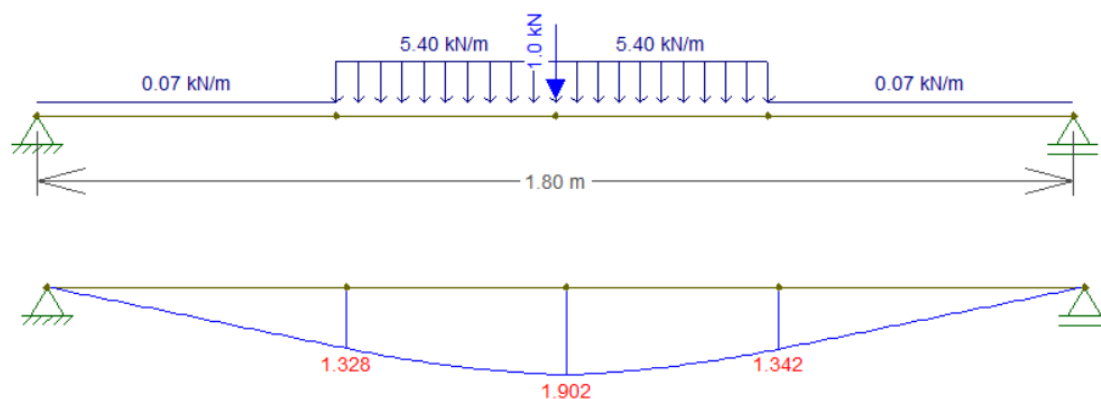
Estados de Carga - Límite Último	Carga	
	[kN]	[kN/m]
ELU 1 – 1,2 D + 1,6 L + f1 Lr	1,00	0,07 ; 5,40

$$f1 = 1,00$$

Tabla 3. Análisis de cargas y combinaciones E.L.U. para viga de tanque de reserva

Estado 1:

Carga actuante sobre perfil: cargas permanentes + peso propio + carga de montaje



$$M_{máxE1} = 1,902 \text{ kNm}$$

Para una tensión de fluencia del acero de $F_y = 235 \text{ MPa}$ y un coeficiente de seguridad $\phi = 0,90$ resultará que las vigas deberán tener un módulo resistente igual o mayor a:

$$Md = \phi \cdot S_e \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$S_e = \frac{M_{\max}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{1,902 \text{ kNm}}{0,90 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 8,99 \text{ cm}^3$$

Se adopta el siguiente perfil:

- 2 (DOS) Perfiles laminados en caliente: **IPN – 80**

6.3. Ménsula

La zona en la que se encuentra dicho elemento estructural presenta solicitaciones críticas debidas a eventos accidentales de viento. Se realiza entonces el análisis considerando a la estructura semi abierta, afectando el coeficiente de presión interna GCpi nulo.

CARGAS ACTUANTES

Designación	Carga de Superficie	Ancho Tributario	Carga
	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
D – Peso propio cubierta	0,03	1,00	0,03
W - Acción del viento	-0,94	1,00	-0,94

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELU

Estados de Carga - Límite Último	Carga
	[kN/m]
ELU 1 - 0,9 D + 1.5 W	-1,38

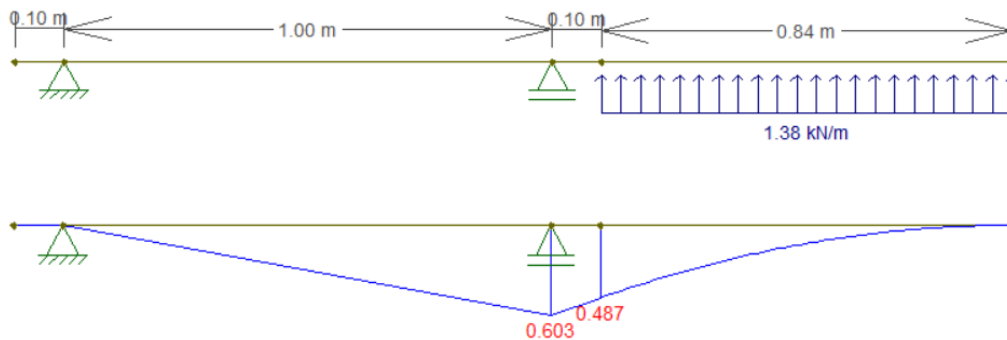
COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELS

Estados de Carga - Límite Último	Carga
	[kN/m]
ELS 1 – D + W	-0,91

Tabla 4. Análisis de carga y combinación para ménsula

Estado 1:

Carga actuante sobre M1: carga debido a la acción del viento



$$M_{máxE1} = 0,603 \text{ kNm}$$

Para una tensión de fluencia del acero de $F_y = 235 \text{ MPa}$ y un coeficiente de seguridad $\phi = 0,95$ resultará que la ménsula deberá tener un módulo resistente igual o mayor a:

$$Md = \phi \cdot S_e \cdot F_y \cdot (10^{-3})$$

$$S_e = \frac{M_{máx}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{0,603 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 2,70 \text{ cm}^3$$

Se adoptan los siguientes perfiles para sección rectangular compuesta

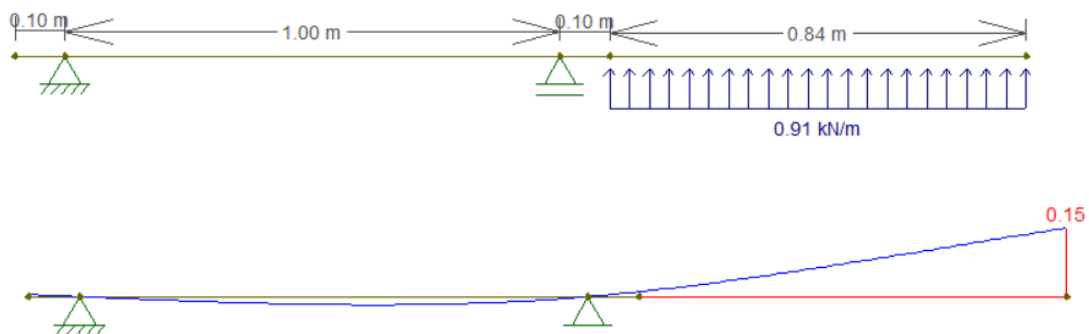
- 2 (DOS) Perfiles de chapa galvanizada: **C – 80 x 50 x 15 x 1,6 mm**

6.3.1. Verificación deformada en Estado de Servicio

Para la luz de cálculo la deformación de las correas puede ser determinante por lo que se procede a verificar.

Para la condición de apoyo la flecha máxima de “Barras soportando cubiertas flexibles”, según CIRSOC 301 – Tabla A-L.4.1. resulta:

$$f_{adm} = \frac{l_c}{150} = \frac{84 \text{ cm}}{150} = 0,56 \text{ cm}$$



$$f_{máx} = 0,15 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Por otra parte, debido a las reacciones que se presentan, es de suma importancia el correcto anclaje a la mampostería. Se presenta a continuación detalle de anclaje recomendado.

DETALLE DE MÉNSULA
Anclaje en mampostería

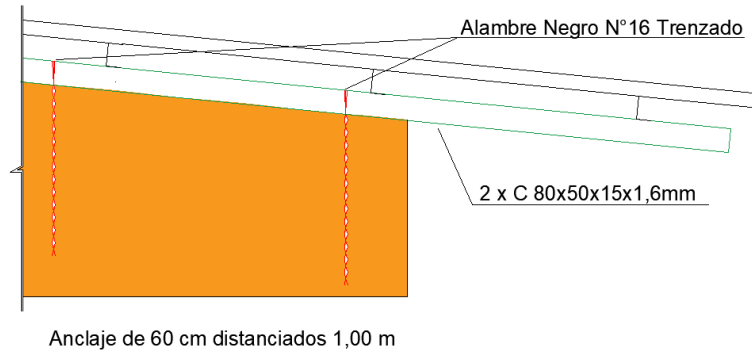


Figura 4. Estructura de cubierta de vivienda tipo.

6.4. Entrepiso de viguetas

6.4.1. Losa de viguetas LV 17

LV 17			
Características		Destino	
Luz	3,15 m	A eje de viga	Residencial
Ancho de calc.	1,00 m		Sobrecarga de uso
Peso propio	178,00 kg/m ²	s/catálogo	2,00 kN/m ²
f'c	25,00 MPa		Simplemente apoyada
Análisis de Carga			
Designación	Dimensión	Peso	Carga
Peso propio	-	-	1,78 kN/m ²
Contrapiso HºPº	0,05 m	16,00 KN/m ³	0,80 kN/m ²
Carpeta de Nivelación	0,02 m	21,00 KN/m ³	0,42 kN/m ²
Pegamento			0,00 kN/m ²
Piso Cerámico			0,28 kN/m ²
Paredes internas	0,00 m ³	17,00 KN/m ³	0,00 kN/m ²
Total Cargas Permanentes			3,28 kN/m²
Total Sobrecargas			2,00 kN/m²

Dimensionado a flexión

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(3,28 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2) * (3,15 \text{ m})^2}{8} = 6,55 \text{ kNm/m} = 655 \text{ kgm/m}$$

Se adopta:

VIGUETAS VIGUETEC	
Serie	1 SIMPLE
Longitud	3,15 m
Bovedilla	0,13 m
Capa de compresión	0,05 m
Momento Admisible	845,00 kgm/m → S/ catálogo

Armadura en capa de compresión: *Malla Electrosoldada* Ø6 mm 0,15 m x 0,15 m

Verificación al corte

$$V_u = \frac{1}{2} * (1,2 * 3,28 \text{ kN/m}^2 + 1,6 * 2 \text{ kN/m}^2) * 3,20 \text{ m} = 11,42 \text{ kN/m}$$

$$d = 0,13 \text{ m} + 0,05 \text{ m} - 0,03 \text{ m} = 0,15 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 125 \text{ kNm}$$

No es necesaria armadura de corte.

6.4.2. Losa de viguetas LV 17 bajo muro

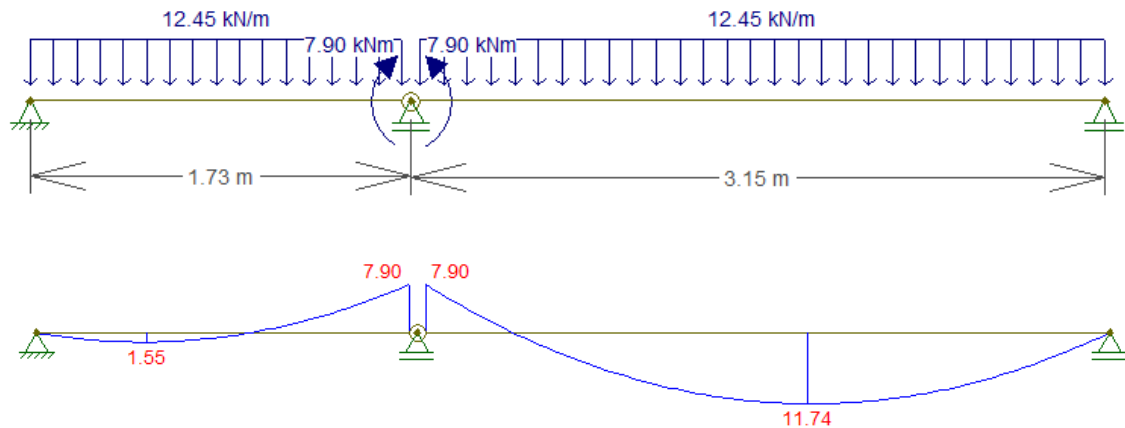
LV 17 - BAJO MURO DE 0,20 m			
Características		Destino	
Luz	3,20 m	A eje de viga	Residencial
Ancho de calc.	1,00 m	Sobrecarga de uso	
Peso propio	215,00 kg/m²	s/catálogo	2,00 kN/m²
f'c	25,00 MPa	Continua	
Análisis de Carga			
Designación	Dimensión	Peso	Carga
Peso propio	-	-	2,15 kN/m²
Contrapiso HºPº	0,05 m	16,00 KN/m³	0,80 kN/m²
Carpeta de Nivelación	0,02 m	21,00 KN/m³	0,42 kN/m²
Pegamento			0,00 kN/m²
Piso Cerámico			0,28 kN/m²
Paredes internas	0,40 m²	17,00 KN/m³	6,80 kN/m²
Total Cargas Permanentes			10,45 kN/m²
Total Sobrecargas			2,00 kN/m²

Dimensionado a flexión

El Momento Resistente Nominal de la *Malla Electrosoldada* $\varnothing 6 \text{ mm}$ $0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$ será:

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot d \cdot 10^{-1} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 280 \text{ MPa} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 10^{-1} = 7,90 \text{ kNm/m}$$



$$M_{\text{máx tramo}} = 11,74 \text{ kNm/m} = 1174 \text{ kgm/m}$$

Se adopta:

VIGUETAS VIGUETEC	
Serie Adoptada	1 DOBLE
Longitud	3,15 m
Bovedilla	0,13 m
Capa de compresión	0,05 m
Momento Admisible	1254,00 kgm/m → S/ catálogo

Armadura en capa de compresión: *Malla Electrosoldada* $\varnothing 6 \text{ mm}$ $0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$.

Verificación al corte

$$V_u = \frac{1}{2} * (1,2 * 10,45 \text{ kN/m}^2 + 1,6 * 2 \text{ kN/m}^2) * 3,20 \text{ m} = 24,79 \text{ kN/m}$$

$$d = 0,13 \text{ m} + 0,05 \text{ m} - 0,03 \text{ m} = 0,15 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 125 \text{ kNm}$$

No es necesaria armadura de corte.

6.5. Dimensionado de vigas

Para el dimensionado de las vigas de hormigón armado y viga encadenado adoptamos un hormigón H25.

El encadenado entrepiso, tendrá el espesor de mampostería y se dimensionará según cuantía mínima para evitar fisuras por contracción y fragüe. Las mismas están apoyadas sobre mampostería portante que descarga a la fundación como carga lineal.

6.5.1. Viga V100 - V101 – V102

Análisis de Cargas

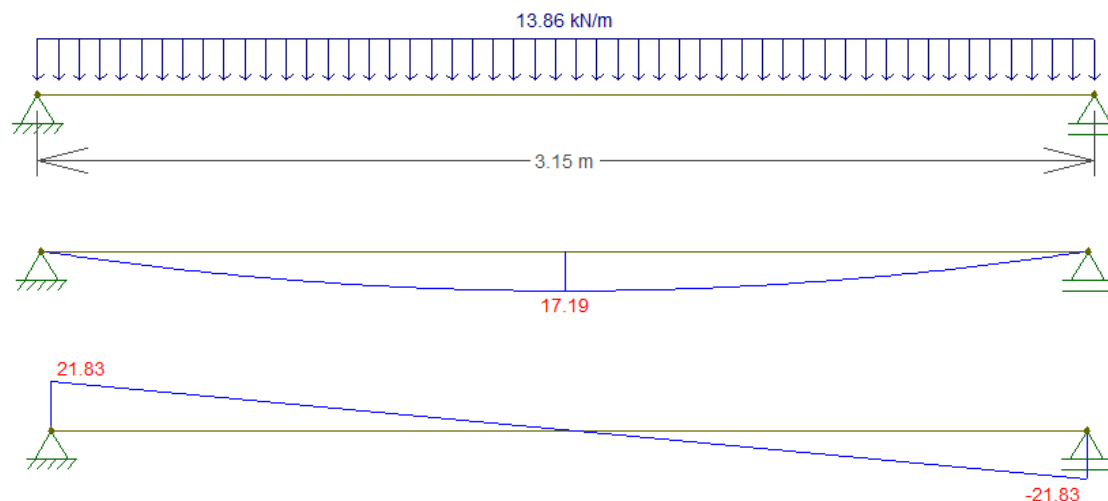
	Dimensión	Peso	Carga
Peso propio viga	0,06 m ²	25,00 KN/m ³	1,50 KN/m
Carga de mampostería	0,40 m ²	17,00 KN/m ³	6,80 KN/m
Total Cargas Permanentes			8,30 KN/m

	Ancho	Peso	Carga
Carga de losa D	0,50 m	3,20 KN/m ²	1,60 KN/m
Carga de losa L	0,50 m	2,00 KN/m ²	1,00 KN/m

Carga última: 1,4D

q_u

13,86 KN/m



Características

h	0,30 m	f'c	25 MPa
b	0,20 m	Fy	420 MPa

Solicitaciones

Mu	17,19 kNm
Vu	21,83 kN

Dimensionado por Flexión

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_b} = 0,0191 \text{ MNm} \quad \text{con } \phi_b = 0,90$$

$$\begin{aligned} Cc &= 25 \text{ mm} \\ db \text{ Long} &= 10 \text{ mm} \\ db \text{ Estr} &= 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = h - Cc - d_{b \text{ estr}} - \frac{1}{2} d_{b \text{ long}} = 0,26 \text{ m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = 0,841$$

$$\begin{aligned} k_d \text{ Tabla} &= 0,796 \\ k_e &= 24,766 \text{ cm}^2/\text{MN} \end{aligned}$$

$$A_s = k_e \frac{M_n}{d} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ nec}} = 1,820 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal

2	Ø 8	1,00 cm ²
1	Ø 12	1,13 cm ²
	B.C.	2,13 cm²

Dimensionado por Corte

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} = 29,11 \text{ kN} \quad \text{con } \phi_v = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 43,33 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ nec}} = -14,22 \text{ kN} \quad \text{NO ES NECESARIA ARM. DE CORTE}$$

Armadura transversal

Estribos cerrados en 2 ramas

1	Ø 6	c/20 cm
---	-----	---------

$$V_{s \text{ real}} = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{s} = 30,88 \text{ kN} \quad \text{B.C.}$$

6.5.1. Viga 103

Análisis de Cargas

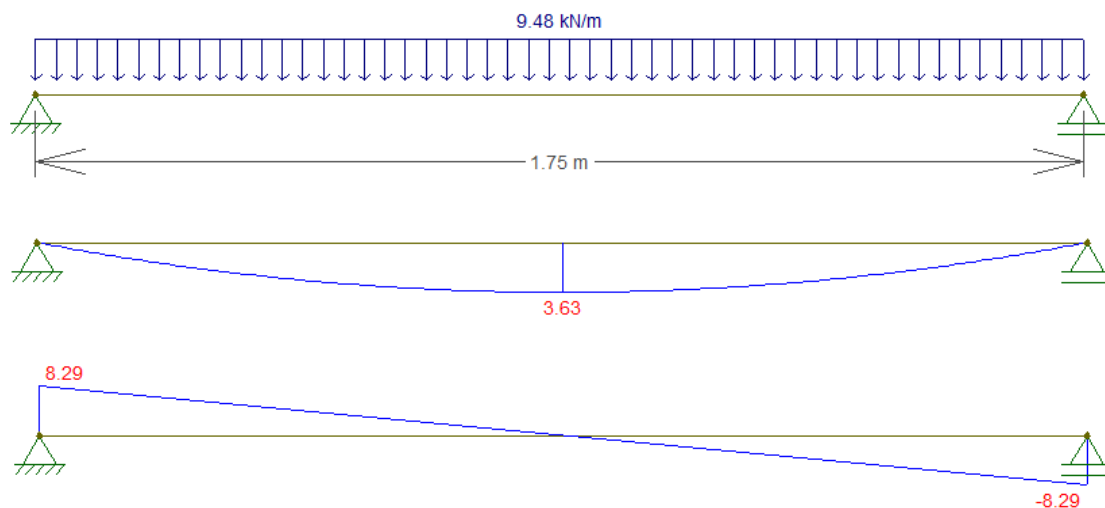
	Dimensión	Peso	Carga
Peso propio viga	0,03 m ²	25,00 KN/m ³	0,85 KN/m
Carga de escalera	-	-	0,00 KN/m
Total Cargas Permanentes			0,85 KN/m

	Ancho	Peso	Carga
Carga de losa D	0,50 m	3,20 KN/m ²	1,60 KN/m
Carga de losa L	0,50 m	2,00 KN/m ²	1,00 KN/m
Carga escalera D	1,30 m	0,50 KN/m ²	0,65 KN/m
Carga escalera L	1,30 m	2,00 KN/m ²	2,60 KN/m

Carga última: 1,2D + 1,6L

q_u

9,48 KN/m



Características

h	0,17 m	f'c	25 MPa
b	0,20 m	Fy	420 MPa

Solicitaciones

Mu	3,63 kNm
Vu	8,29 kN

Dimensionado por Flexión

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_b} = 0,0040 \text{ MNm} \quad \text{con } \phi_b = 0,90$$

$$C_c = 25 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ Long} = 10 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ Estr} = 6 \text{ mm}$$

$$d = h - C_c - d_{b \text{ estr}} - \frac{1}{2} d_{b \text{ long}} = 0,13 \text{ m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = 0,915$$

$$k_d \text{ Tabla} = 0,796$$

$$k_e = 24,766 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$A_s = k_e \frac{M_n}{d} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ nec}} = 0,867 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal

2	Ø 8	1,00 cm ²
0	Ø 12	0,00 cm ²
	B.C.	1,00 cm²

Dimensionado por Corte

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} = 11,05 \text{ kN} \quad \text{con } \phi_v = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 21,67 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ nec}} = -10,61 \text{ kN} \quad \text{NO ES NECESARIA ARM. DE CORTE}$$

Armadura transversal

Estribos cerrados en 2 ramas

1	Ø 6	c/20 cm
---	-----	---------

$$V_{s \text{ real}} = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{s} = 15,29 \text{ kN} \quad \text{B.C.}$$

6.5.1. Viga 104-105

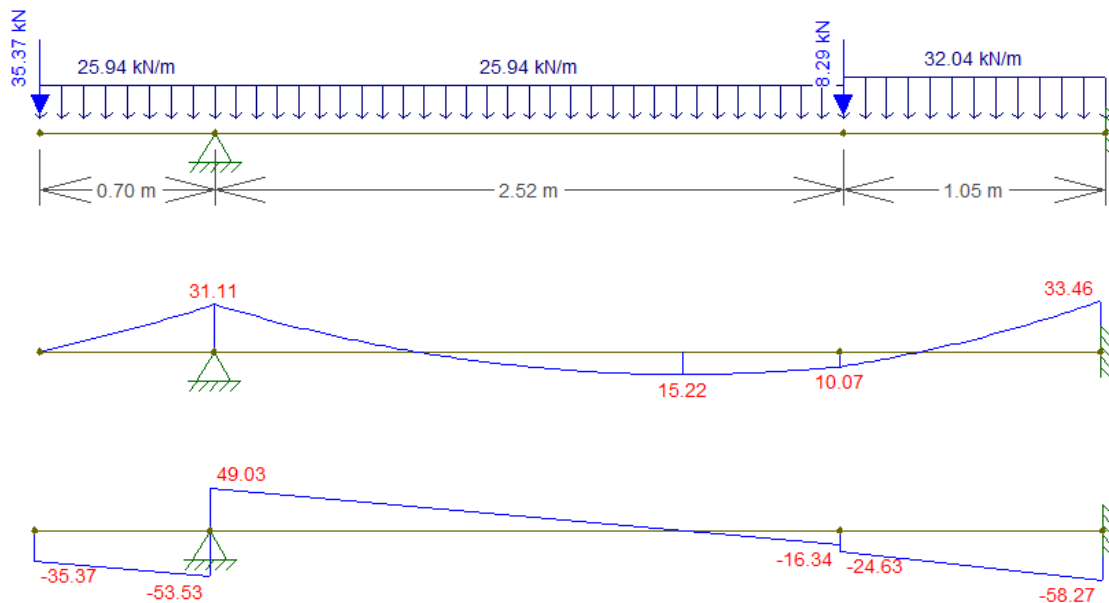
Análisis de Cargas

	Dimensión	Peso	Carga
Peso propio viga	0,06 m ²	25,00 KN/m ³	1,50 KN/m
Carga de mampostería	0,64 m ²	17,00 KN/m ³	10,88 KN/m
Total Cargas Permanentes			12,38 KN/m

	Ancho	Peso	Carga
Carga de losa D1	1,58 m	3,20 KN/m ²	5,04 KN/m
Carga de losa D2	2,44 m	3,20 KN/m ²	7,81 KN/m
Carga de losa L1	1,58 m	2,00 KN/m ²	3,15 KN/m
Carga de losa L2	2,44 m	2,00 KN/m ²	4,88 KN/m

Carga última: 1,2D + 1,6L

q_{u1}	25,94 KN/m
q_{u2}	32,04 KN/m
R_{uV102}	35,37 KN
R_{uV103}	8,29 KN



Características

h	0,40 m	f' _c	25 MPa
b	0,15 m	F _y	420 MPa

Tramo

Solicitaciones	
Mu	15,22 kNm
Vu	30,00 kN

Dimensionado por Flexión

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_b} = 0,0169 \text{ MNm} \quad \text{con } \phi_b = 0,90$$

$$C_c = 25 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ Long} = 10 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ Estr} = 6 \text{ mm}$$

$$d = h - C_c - d_{b \text{ estr}} - \frac{1}{2} d_{b \text{ long}} = 0,36 \text{ m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = 1,072$$

$$k_d \text{ Tabla} = 0,796$$

$$k_e = 24,766 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$A_s = k_e \frac{M_n}{d} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ nec}} = 1,800 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal	2	Ø 8	1,00 cm²
	1	Ø 12	1,13 cm²
		B.C.	2,13 cm²

Dimensionado por Corte

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} = 40,00 \text{ kN} \quad \text{con } \phi_v = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 45,00 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ nec}} = -5,00 \text{ kN} \quad \text{NO ES NECESARIA ARM. DE CORTE}$$

Armadura transversal	Estribos cerrados en 2 ramas		
	1	Ø 6	c/20 cm

$$V_{s \text{ real}} = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{s} = 42,34 \text{ kN} \quad \text{B.C.}$$

Apoyo

Solicitaciones	
----------------	--

Mu	33,46 kNm
Vu	58,27 kN

Dimensionado por Flexión	
--------------------------	--

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_b} = 0,0372 \text{ MNm} \quad \text{con } \phi_b = 0,90$$

Cc	25 mm
db Long	10 mm
db Estr	6 mm

$$d = h - Cc - d_{b \text{ estr}} - \frac{1}{2} d_{b \text{ long}} = 0,36 \text{ m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = 0,723$$

$$k_d \text{ Tabla} = 0,67$$

$$k_e = 25,207 \text{ cm}^2/\text{MN}$$

$$A_s = k_e \frac{M_n}{d} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ nec}} = 2,604 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal	2	Ø 8	1,00 cm²
	2	Ø 12	2,26 cm²
		B.C.	3,26 cm²

Dimensionado por Corte	
------------------------	--

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} = 77,69 \text{ kN} \quad \text{con } \phi_v = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 45,00 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ nec}} = 32,69 \text{ kN} \quad \text{ES NECESARIA ARM. DE CORTE}$$

Armadura transversal	Estribos cerrados en 2 ramas		
	1	Ø 6	c/20 cm

$$V_{s \text{ real}} = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{s} = 42,34 \text{ kN} \quad \text{B.C.}$$

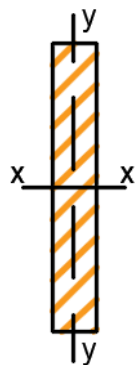
6.6. Refuerzos Verticales

Los refuerzos verticales serán armados según cuantías mínimas para sección de hormigón comprimida axialmente.

Sus secciones y posición se indican en el plano. Para Rv1: 15x30 se dispondrá **6 Ø 12mm** como armadura longitudinal y estribos cerrados de dos ramas **Ø 6mm c/20cm**.

6.7. Análisis de mampostería portante de 0,15 m

Se determina la resistencia por metro lineal de un muro portante de 0,15 m con refuerzos de acero mediante la aplicación de la normativa CIRSOC 501 – Reglamento 1 – 2007.



$$h = 2,80 \text{ m (B.C. – C. 501 – E – Tabla 7.1)}$$

$$\text{Sección } 1 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$$

$$A_n = 1500 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 28125 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 4,33 \text{ cm}$$

$$Esbeltez = \frac{h}{r} = \frac{280 \text{ cm}}{4,33 \text{ cm}} = 64,67 < 99 \rightarrow \text{C. 501 – 9.1.5.4.1.1 – (a)}$$

$$P_n = 0,80 \cdot [0,80 \cdot f'_m \cdot (A_n - A_s) + f_y \cdot A_s] \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{140 r} \right)^2 \right]$$

$$P_n = 0,80 \cdot [0,80 \cdot 5,00 \text{ MPa} \cdot (150.000 \text{ mm}^2) + f_y \cdot A_s] \cdot \left[1 - \left(\frac{280 \text{ cm}}{140 \cdot 4,33 \text{ cm}} \right)^2 \right]$$

$$P_n = 377,59 \text{ kN/m}$$

$$P_d = 0,90 \cdot 377,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 339,83 \text{ kN/m}$$

6.8. Dimensionado de la fundación

6.8.1. Dimensionado de platea

La fundación consiste en una platea de 0,15 m de espesor, la cual actúa como cimentación flexible. Se adopta como cota de implante -0,05 m por debajo de nivel de terraza terminada, la tensión admisible para dicha profundidad es:

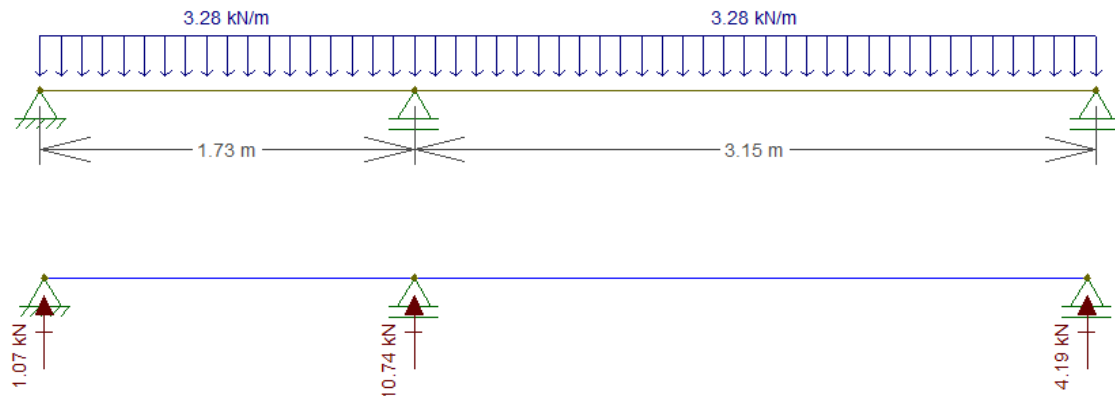
$$\sigma_t = 50,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La carga a transmitir se estima a través de un análisis de cargas:

- Mampostería medianera e:0,30m $17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,30\text{m} \cdot 7,40\text{m} = 37,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- Mampostería interna e:0,20m $17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,20\text{m} \cdot 8,50\text{m} = 28,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

- Mampostería exterior e:0,20m $17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,20\text{m} \cdot 3,80\text{m} = 12,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Además, las reacciones de la losa de entrepiso sobre los muros resultan:



$$q_1 = 1,07 \text{ kN/m (Muro interno 1)}$$

$$q_2 = 10,74 \text{ kN/m (Muro interno 2)}$$

$$q_3 = 2 \cdot 4,19 \text{ kN/m} = 8,38 \text{ kN/m (Muro línea medianera)}$$

El peso propio de la cubierta es despreciable, y el análisis hecho resulta conservador.

Ancho de fundación

Del análisis de cargas realizado con anterioridad y la tensión del suelo admisible como dato determinamos el ancho necesario en la platea bajo mampostería para que la misma se comporte como zapata corrida.

$$B1 \geq \frac{q}{\sigma_t} = \frac{37,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 8,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{50,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,92 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } 1,20 \text{ m} ; \sigma = \frac{46,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1,20 \text{ m}} = 38,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B2 \geq \frac{q}{\sigma_t} = \frac{28,90 + 10,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{50,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,79 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } 1,00 \text{ m} ; \sigma = \frac{39,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1,00 \text{ m}} = 39,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B3 \geq \frac{q}{\sigma_t} = \frac{28,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{50,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,60 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } 0,80 \text{ m} ; \sigma = \frac{29,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,80 \text{ m}} = 37,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B4 \geq \frac{q}{\sigma_t} = \frac{12,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{50,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,26 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } 0,60 \text{ m} ; \sigma = \frac{12,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,60 \text{ m}} = 21,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Determinación de solicitaciones y armadura

La armadura correspondiente surge del siguiente diseño a flexión:

Se adopta:

- Hormigón H - 25
- Acero ADN 420
- Espesor de platea: 15,00 cm
- Recubrimiento: 3,50 cm
- Altura de cálculo: 11,50 cm

Anchos - B1 y B2

$$M_{u_{\max B1B2}} = \sigma \cdot \frac{l^2}{2} = 1,4 \cdot 38,43 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{(0,60m)^2}{2} = 9,68 kNm/m$$

$$M_n = \frac{M_{u_{\max}}}{\phi} = \frac{9,68 kNm/m}{0,90} = 10,75 kNm/m$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,115 m}{\sqrt{\frac{0,01075 MNm}{1,00 m}}} = 1,109$$

$$\text{Según tabla } k_d = 1,089 \rightarrow k_e = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$A_s = \frac{k_e \cdot M_n}{d} = \frac{24,301 \frac{cm^2}{MN} \cdot 0,01075 MNm}{0,115 m} = 2,27 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta malla electro-soldada Q355 Ø 8 mm #15 x 15.

Adicional a la armadura de refuerzo inferior se dispondrá una malla electro-soldada Q188 Ø 6 mm #15 x 15 en la parte superior de la platea, a efectos de absorber momentos negativos por expansión de la masa de suelo de fundación.

Anchos - B3 y B4

$$M_{u_{\max B3B4}} = \sigma \cdot \frac{l^2}{2} = 1,4 \cdot 37,46 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{(0,40m)^2}{2} = 4,19 kNm$$

$$M_n = \frac{M_{u_{\max}}}{\phi} = \frac{4,19 kNm}{0,90} = 4,65 kNm$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,115 m}{\sqrt{\frac{0,00465 MNm}{1,00 m}}} = 1,69$$

$$\text{Según tabla } k_d = 1,089 \rightarrow k_e = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$A_s = \frac{k_e \cdot M_n}{d} = \frac{24,301 \frac{cm^2}{MN} \cdot 0,00465 MNm}{0,115 m} = 0,98 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta malla electro-soldada Q188 Ø 6 mm #15 x 15.

Adicional a la armadura de refuerzo inferior se dispondrá una malla electro-soldada Q188 Ø 6 mm #15 x 15 en la parte superior de la platea, a efectos de absorber momentos negativos por expansión de la masa de suelo de fundación.

6.9. Análisis de dintel en mampostería de 0,15m

Se realiza la verificación a tracción de mampostería suspendida en la fachada.

$$Area = \frac{0,95 \text{ m} \cdot 0,67 \text{ m}}{2} = 0,32 \text{ m}^2$$

$$Espesor = 0,15 \text{ m}$$

$$Mampostería = 17,00 \text{ kN/m}^3$$

El esfuerzo de tracción de la mampostería debido al peso propio será:

$$P = 17,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,32 \text{ m}^2 \cdot 0,15 \text{ m} = 0,82 \text{ kN}$$

Basándose en el método de las bielas obtenemos el valor del esfuerzo de tracción en la zona del dintel:

$$T = \frac{P}{2 \cdot \tan \alpha} = \frac{0,82 \text{ kN}}{2 \cdot \tan 45^\circ} = 0,41 \text{ kN}$$

Adoptando 2 Ø 8 para resistir el esfuerzo T:

$$\sigma_t = \frac{1,4 \cdot 0,41 \text{ kN}}{0,90 \cdot 2 \cdot 0,503 \text{ cm}^2 \cdot (10^{-1})} = 6,34 \text{ MPa} \ll 420 \text{ MPa}$$

La resistencia a tracción del acero propuesto verifica ampliamente. Aun así, se recomienda colocar acero de refuerzo extra para controlar posibles fisuras de tracción.

Se adopta entonces 2 Ø 8 en dos primeras hiladas contiguas del dintel.

6.10. Recomendaciones

6.10.1. Capas Aisladoras

Es importante la interacción entre mampuestos y fundación, dada la alta rigidez que dicha alternativa genera al sistema. Para ello deben eliminarse de las capas aisladoras aquellos elementos que puedan cortar virtualmente la continuidad estructural, como ser films de polietilenos o pinturas asfálticas.

6.10.2. Mampuestos Armados

Para darle ductilidad al sistema se armará la mampostería mediante barras ADN 420 asentado en mezcla de concreto 1:3 en los siguientes niveles:

- Hilada inmediata superior de capa aisladora: 2Ø6mm
- Hilada bajo antepecho: 2Ø8mm
- Hilada sobre dintel: 2Ø8mm
- Refuerzo superior: 2Ø6mm cada 10 hiladas

Se debe asegurar la continuidad de las armaduras en mamposterías, especialmente en esquinas y encuentro de paredes. Los empalmes deben ser como mínimo de 30cm. Esta continuidad solo será interrumpida en los casos de aberturas de vanos.

6.10.3. Fijación de Correas

Todas las correas se deben fijar a la mampostería mediante tensores de alambre Nº9 de acero común. La tensión de ajuste se realizará mediante retorcido de los alambres fijados en un extremo a las correas y el otro a perno anclado en mampostería. La longitud del tensor será de 1,20m o como mínimo llegará hasta nivel de dintel. Las correas al ser de espesores delgados son sensibles a la corrosión, la cual puede ocasionar el consecuente debilitamiento de la sección, por lo que deben ser protegidas contra dicha acción.

ANEXO

ANÁLISIS DE CARGAS PARA VIVIENDAS

PROTOTIPO – DUPLEX

Resistencia – CHACO

Sobrecarga de Mantenimiento en Correas

La determinación de la sobrecarga de mantenimiento se realizó siguiendo las recomendaciones dadas en Troglia, G. (2010). *Estructuras de Acero con Tubos y Secciones Abiertas Conformadas en Frío* (1ra ed.). Universitas.

$$A_t = 0,84 \text{ m} \cdot 2,53 \text{ m} = 2,13 \text{ m}^2 < 20 \text{ m}^2 \rightarrow R_1 = 1$$

$$p = \tan \alpha = \tan 6^\circ = 10,5\%$$

$$R_2 = 1,04 - 0,008p = 0,96$$

$$L_r = 0,45 \text{ kN/m}^2 \cdot R_1 \cdot R_2 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

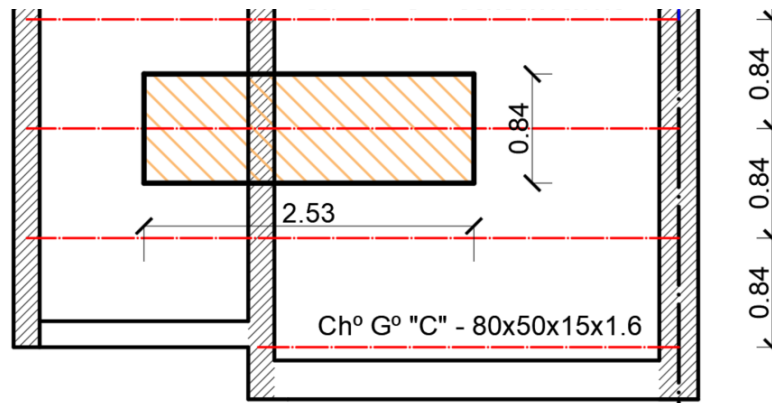


Figura 5. Área tributaria de la correa.

Carga de Tanque de Agua

Se considera un tanque de 0,87 m de diámetro y 500 l de capacidad apoyado sobre 2 perfiles laminados. La longitud de apoyo se considera igual a 0,75 m.

$$pp = 5 \text{ kN}$$

$$q = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \text{ kN}}{0,75 \text{ m}} = 3,33 \text{ kN/m}$$

Cargas de Viento

Características Geométricas	
Lado Menor [m]	7,62
Lado Mayor [m]	15,2
Altura media de Cumbre [m]	6
Pendiente	6º

Parámetros Generales	
Velocidad Básica [m/s]	45
Factor de direccionalidad del viento (Kd)	0,85
Factor topográfico (Kzt)	1
Categoría	II
Factor de importancia (I)	1
Categoría de Exposición	B

Observaciones

P/ ciudad de Resistencia.

-

No existen efectos topográficos.

-

Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas y alturas menores que 10m.

PRESIÓN DINÁMICA

$$q = 0,613 K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I$$

VALORES DE K _z			PRESIÓN DINÁMICA
Denominación	Altura	Exposición	q
	[m]	C	[N/m ²]
Altura media - h	6	0,62	654,18

qh

PRESIONES DE VIENTO DE DISEÑO - SPRFV

$$p = q * G * C_p - q_i * (G C_{pi})$$

Factor de Ráfaga - G				
Altura media h	Ancho menor	h/ancho menor	Estructura	G
[m]	[m]			
6	7,62	0,79	Rígida	0,85

COEFICIENTE DE PRESION EXTERNA (Cp) p/Cubierta - VIENTO PARALELO A LA PENDIENTE			
Superficie	h/L	Angulo - Cp	
		6º	
Cubierta	0,79	0-h	-0,9
		h a 2h	-0,5
Alero	-	-	0,8

COEFICIENTE DE PRESION INTERNA (GCpi) p/ Edificios	
P/ Edificios Cerrados	±0,18
P/ Alero	0,00

PRESIONES DE DISEÑO SOBRE EL SPRFV - VIENTO PARALELO A LA PENDIENTE					
Superficie	z [m]	q [N/m2]	Cp	Presión Neta [N/m2]	
				Gcpi+	Gcpi-
Cubierta	0 a h	654,18	-0,90	-618,20	-382,69
	h a 2h	654,18	-0,50	-395,78	-160,27
Alero	Sup. Superior	654,18	-0,90	-500,45	
	Sup. Inferior	654,18	0,80	444,84	

Alero

$$w = p_{sup} + p_{inf} = -0,5 \text{ kN/m}^2 - 0,44 \text{ kN/m}^2 = -0,94 \text{ kN/m}^2$$