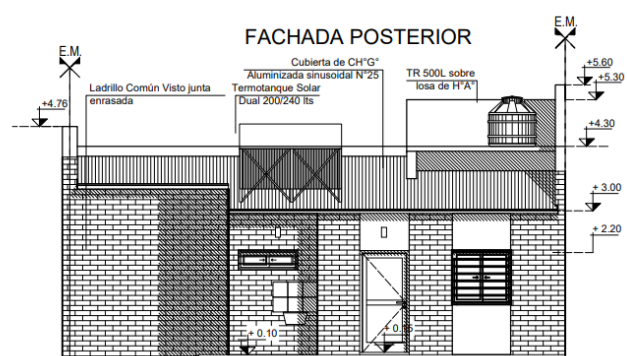
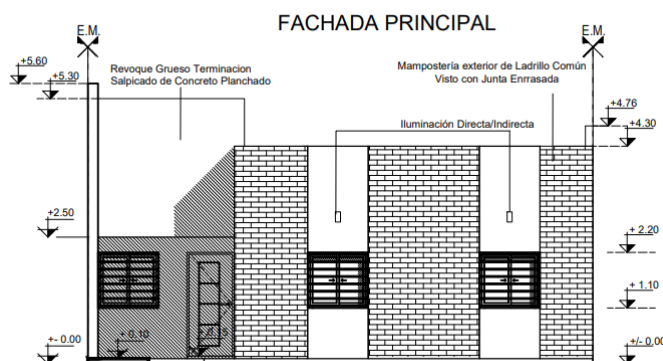


MEMORIA DE CÁLCULO

PROTOTIPO – DIGNA STANDARD

VIVIENDA 2 DORMITORIOS



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.	Cubierta Metálica.....	3
6.1.1.	Análisis de cargas	3
6.1.2.	Dimensionado	4
6.1.3.	Verificación deformada en Estado de Servicio	6
6.2.	Viga compuesta en estar.....	7
6.2.1.	Verificación de deformada en Estado de Servicio	9
6.3.	Viga tanque de reserva	11
6.4.	Ménsulas galería trasera.....	12
6.4.1.	Ménsula M1	12
6.4.2.	Ménsula M2	15
6.5.	Fundación.....	17
6.5.1.	Dimensionado de platea	17
6.5.2.	Dimensionado de pilotes de borde	18
6.5.3.	Dimensionado de vigas de encadenado	19
6.6.	Análisis de dintel en fachada	21
ANEXO.....		23
	Sobrecarga de Mantenimiento en Correas	24
	Carga de Tanque de Agua	24
	Cargas de Viento.....	25

1. Introducción

El presente constituye una memoria de cálculo del proyecto de viviendas de Prototipo Digna Standard 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 HºAº | 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 70m^2 aproximadamente. La misma equipada con los servicios de luz, agua y las instalaciones de gas. A continuación, una vista preliminar de la planta tipo.

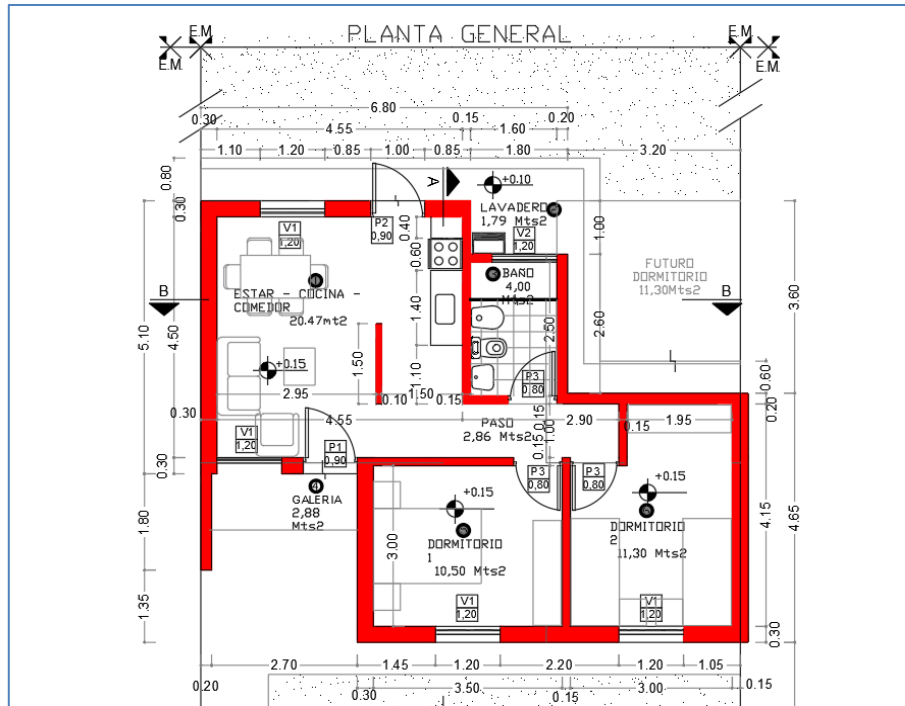


Figura 1. Vista en planta de vivienda tipo

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. Cubierta Metálica

6.1.1. Análisis de cargas

Para dimensionar la estructura metálica se distinguen tres 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).

ANÁLISIS DE CARGAS

CARGAS ACTUANTES

Designación	Cargas de Superficie	Distancia entre correas	Carga	
	[kN/m²]	[m]	[kN]	[kN/m]

D - Cargas permanentes				
Cubierta de chapa galvanizada	0,03	0,93	-	0,03
Cielorraso suspendido	0,20	0,93	-	0,18
C 80 x 50 x 2.00	0,02	-	-	0,02
Total				0,23

L - Sobrecargas de uso y destino	0,42	0,93	-	0,39
Lr - Sobrecarga de mantenimiento	-	-	1,00	-
W - Acción del viento	-0,59	0,93	-	-0,55

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELU

Estados de Carga - Límite Último	Carga	
	[kN]	[kN/m]
ELU 1 – 1,2 D + 1,6 L	-	0,90
ELU 2 – 1,2 D + 1,6 Lr	1,60	0,28
ELU 3 – 0,9 D + 1,5 W	-	-0,62

Tabla 1. Análisis de combinaciones E.L.S. en cubierta

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

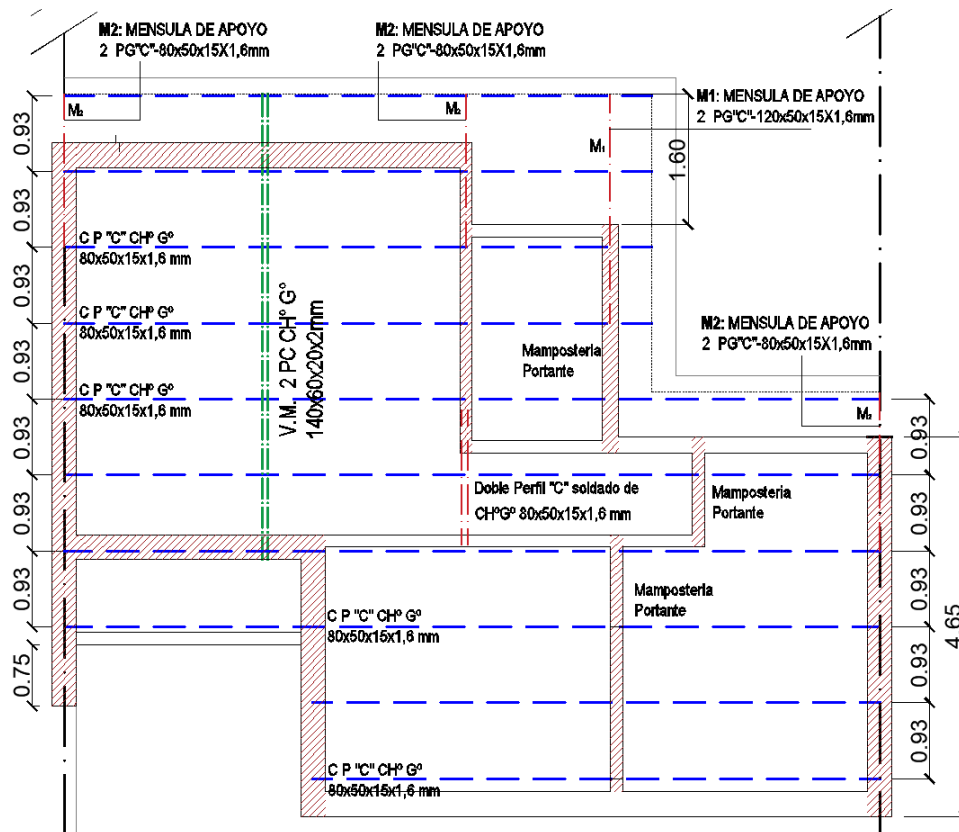


Figura 2. Estructura de cubierta de vivienda tipo.

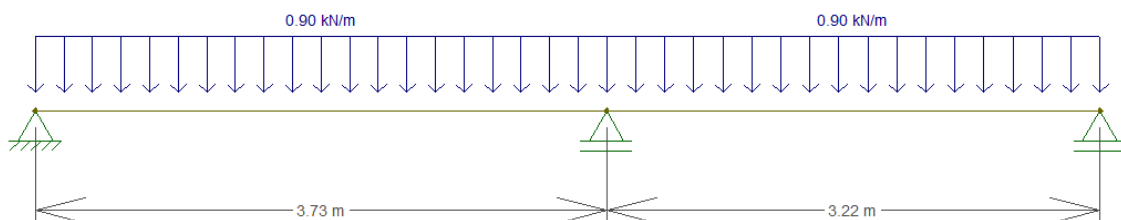
Se considera a las correas como continuas a través de los ambientes correspondientes a las dos viviendas adosadas. Bajo estas consideraciones, los parámetros de cálculo serán los siguientes:

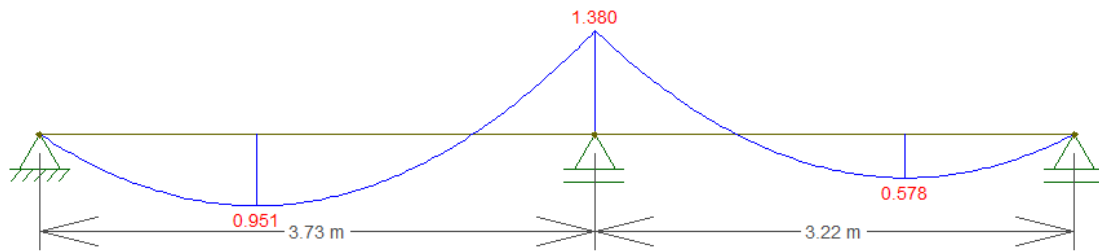
- Luz de Cálculo (Lc) (según corresponda)
- Separación máxima entre correas 0,93 m

6.1.2. Dimensionado

Estado 1:

Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + sobrecargas de uso

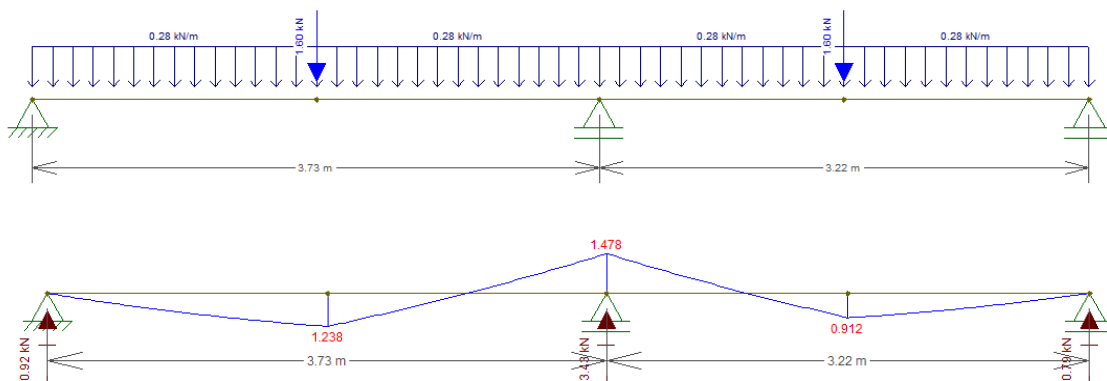




$$M_{m\acute{a}xE1} = 1,380 \text{ kNm}$$

Estado 2:

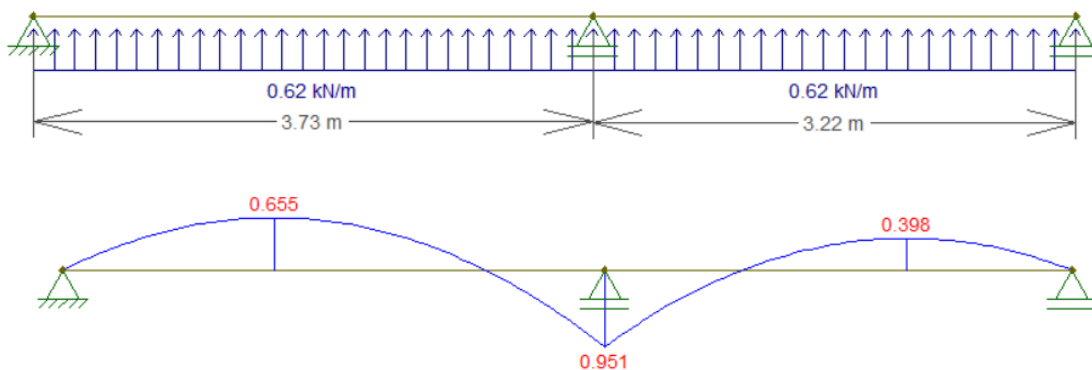
Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + sobrecarga de montaje



$$M_{m\acute{a}xE2} = 1,478 \text{ kNm}$$

Estado 3:

Carga actuante sobre correa: cargas permanentes + acción del viento



$$M_{m\acute{a}xE3} = 0,951 \text{ kNm}$$

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:

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

$$S_e = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{1,478 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 6,62 \text{ cm}^3$$

Se adopta la siguiente correa:

- Perfil de chapa de galvanizada: **C – 80 x 40 x 15 x 1,60 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:

$$f_{adm_1} = \frac{l_c}{150} = \frac{373 \text{ cm}}{150} = 2,49 \text{ cm}$$

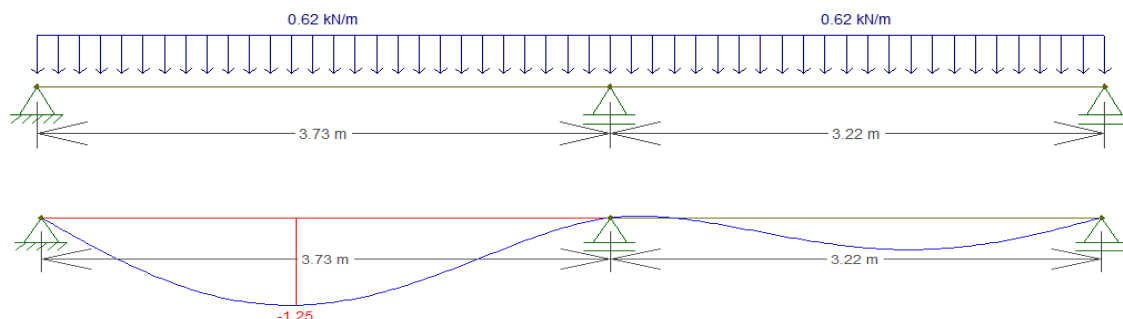
$$f_{adm_2} = \frac{l_c}{150} = \frac{322 \text{ cm}}{150} = 2,15 \text{ cm}$$

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	-	0,62
ELS 2 - D + Lr	1,00	0,23
ELS 3 - D + W	-	-0,32

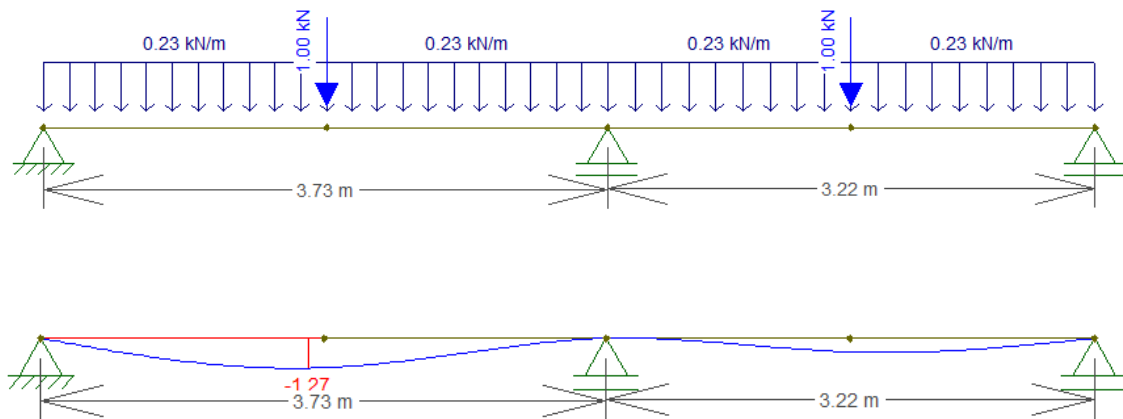
Tabla 2. Análisis de combinaciones E.L.S. en cubierta

Estado 1



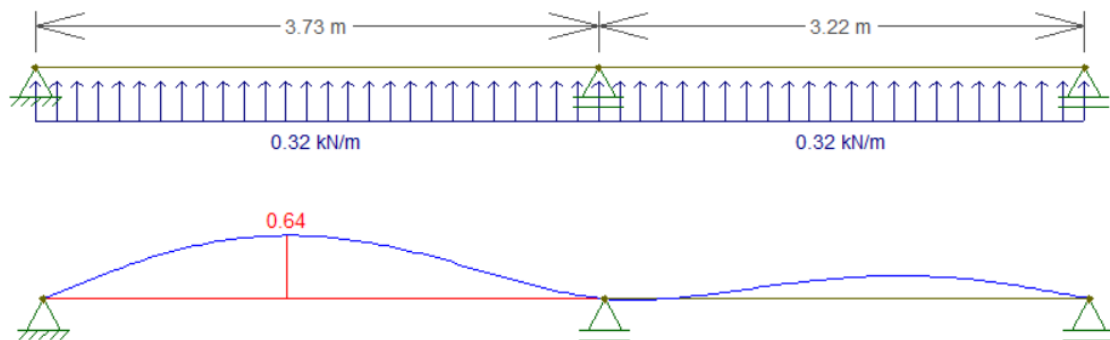
$$f_{m\acute{a}x} = 1,25 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 2



$$f_{\text{máx}} = 1,27 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 3



$$f_{\text{máx}} = 0,64 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

6.2. Viga compuesta en estar

Para el análisis de este elemento, se tiene en cuenta las reacciones de las correas de los Estados Límites Últimos 1 y 3. Se considera un ancho de influencia de 2,46m.

Siendo estas:

$$R_{E1} = 0,90 \text{ kN/m} \cdot 2,46 \text{ m} = 2,21 \text{ kN}$$

$$R_{E3} = -0,62 \text{ kN/m} \cdot 2,46 \text{ m} = -1,52 \text{ kN}$$

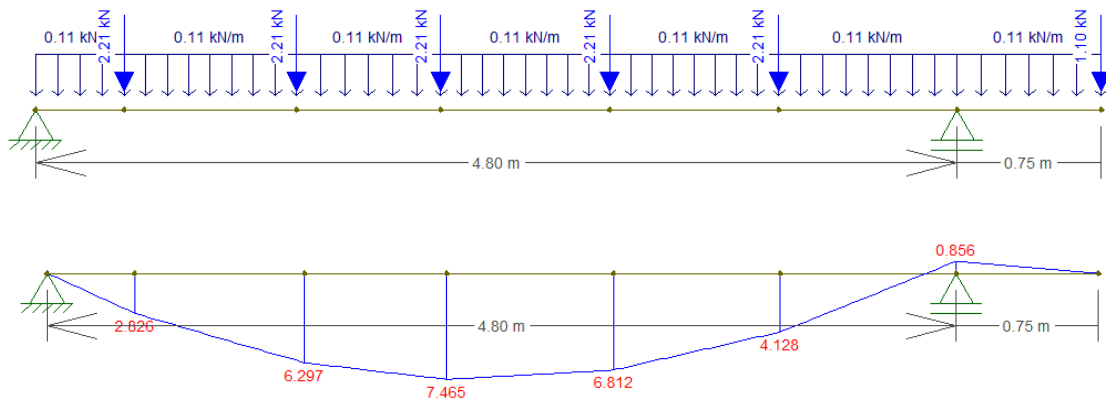
Además, se considera el peso propio mayorado de una sección compuesta de perfil de chapa galvanizada 2 C 140 x 60 x 20 x 2,00 m, resultando:

$$PP_{E1} = 1,2 \cdot 2 \cdot 0,0455 \text{ kN/m} = 0,11 \text{ kN/m}$$

$$PP_{E3} = 0,9 \cdot 2 \cdot 0,0455 \text{ kN/m} = 0,08 \text{ kN/m}$$

Estado 1:

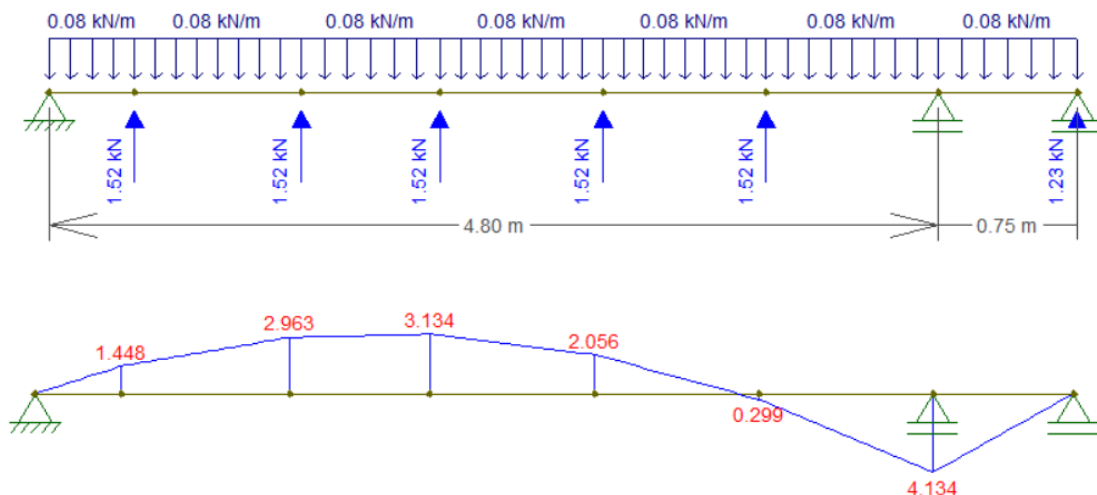
Carga actuante sobre viga: cargas permanentes + sobrecargas de uso



$$M_{máxE1} = 7,465 \text{ kNm}$$

Estado 3:

Carga actuante sobre viga: cargas permanentes + acción del viento



$$M_{máxE2} = 4,134 \text{ kNm}$$

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

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

$$S_e = \frac{M_{máx}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{7,465 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 33,44 \text{ cm}^3$$

VERIFICA

- Se adopta una sección compuesta de perfil de chapa galvanizada **2 C 120 x 50 x 15 x 2 mm.**

6.2.1. Verificación de deformada en Estado de Servicio

Para el análisis de este elemento, se tiene en cuenta las reacciones de las correas de los Estados Límites de Servicio 1 y 3, y un estado de solo cargas permanentes. Se considera un ancho tributario de 2,46 m.

Siendo estas:

$$R_{E1} = 0,62 \text{ kN/m} \cdot 2,46 \text{ m} = 1,53 \text{ kN}$$

$$R_{E3} = -0,32 \text{ kN/m} \cdot 2,46 \text{ m} = -0,79 \text{ kN}$$

$$R_{E4} = 0,23 \text{ kN/m} \cdot 2,46 \text{ m} = 0,57 \text{ kN}$$

Además, se considera el peso propio de una sección compuesta de perfil de chapa galvanizada 2 C 120 x 50 x 15 x 2,00 m, resultando:

$$PP = 2 \cdot 0,0304 \text{ kN/m} = 0,06 \text{ kN/m}$$

Para la luz de cálculo la deformación de la viga para cargas permanentes puede ser determinante por lo que se procede a verificar.

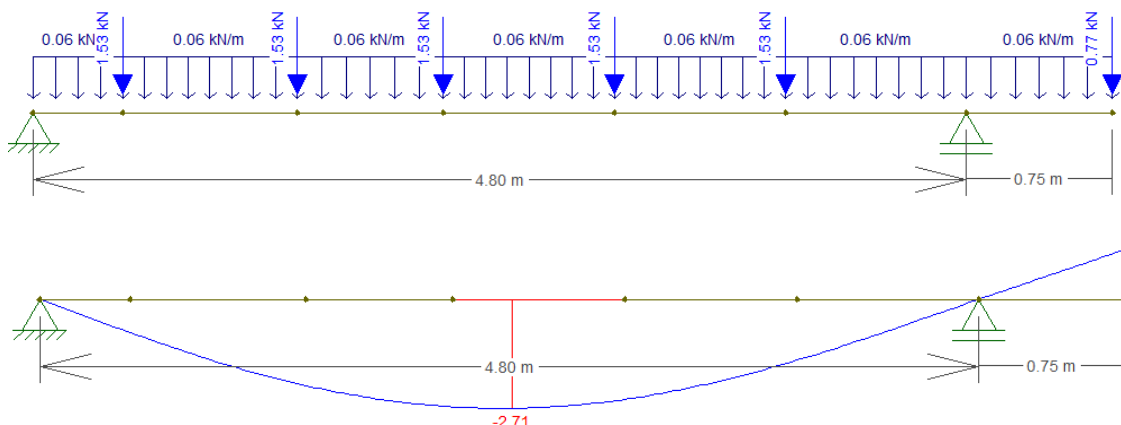
Para la condición de apoyo la flecha máxima de “Barras soportando cubiertas flexibles”, según CIRSOC 301 – Tabla A-L.4.1. resulta:

$$f_{adm1} = \frac{l_c}{150} = \frac{480 \text{ cm}}{150} = 3,20 \text{ cm}$$

$$f_{adm2} = \frac{l_v}{150} = \frac{75 \text{ cm}}{150} = 0,50 \text{ cm}$$

Estado 1:

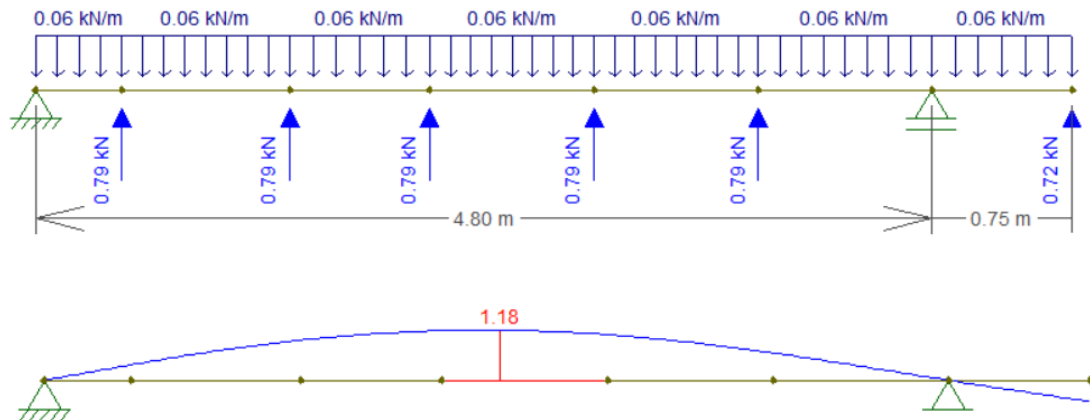
Carga actuante sobre viga: cargas permanentes + sobrecargas de uso



$$f_{\text{máx}} = 2,71 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 3:

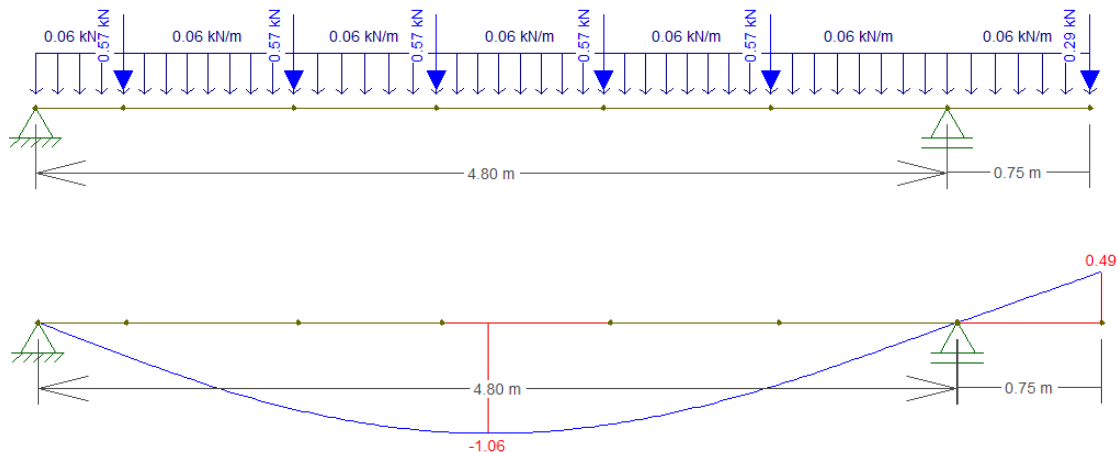
Carga actuante sobre viga: cargas permanentes + acción del viento



$$f_{\text{máx}} = 1,18 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

Estado 4:

Carga actuante sobre viga: cargas permanentes



$$f_{\text{máx}} = 1,06 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

$$f_{\text{máx}} = 0,49 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

6.3. 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) 2,95 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

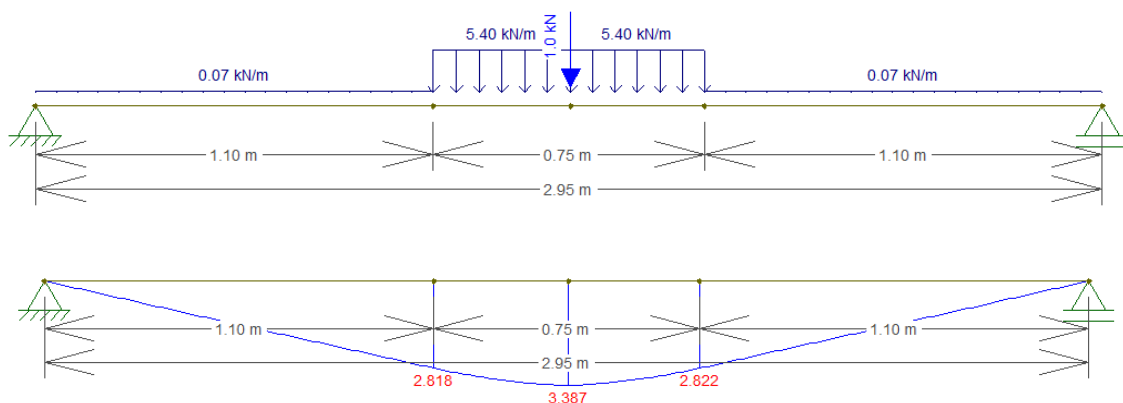
Estados de Carga - Límite Último	Carga	
	[kN]	[kN/m]
ELU 1 - 1.2 D + 1.6 L + f1 Lr	1,00	0,07; 5,40

$$f1 = 1,00$$

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



$$M_{\text{máx}E1} = 3,387 \text{ kNm}$$

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:

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

$$S_e = \frac{M_{\max}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{3,387 \text{ kNm}}{0,90 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 16,01 \text{ cm}^3$$

Se adopta el siguiente perfil:

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

6.4. Ménsulas galería trasera

6.4.1. Ménsula M1

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, siendo 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	1,50	0,04
W - Acción del viento	-0,90	1,50	-1,35

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELU

Estados de Carga - Límite Último	Carga
	[kN/m]
ELU 1 – 0.9D + 1.5 W	-1,99

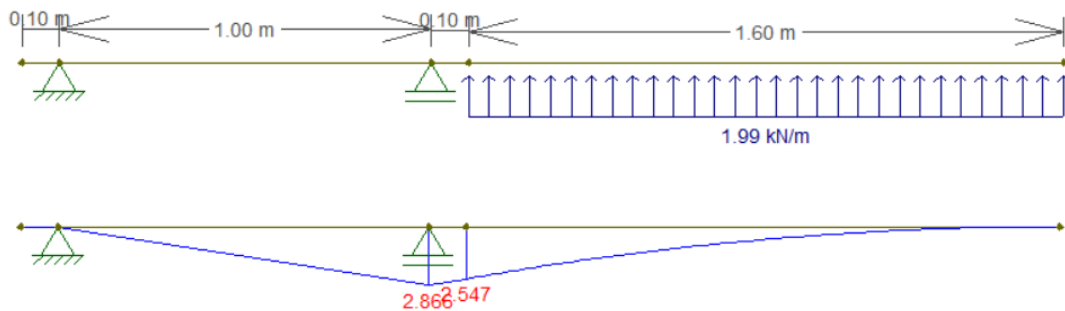
COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELS

Estados de Carga - Límite de Servicio	Carga
	[kN/m]
ELS 1 – D + W	-1,31

Tabla 4. Análisis de carga y combinación para ménsula.

Estado 1:

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



$$M_{m\acute{a}xE1} = 2,866 \text{ kNm}$$

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:

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

$$S_e = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{2,866 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 12,84 \text{ cm}^3$$

Se adoptan los siguientes perfiles para sección rectangular compuesta

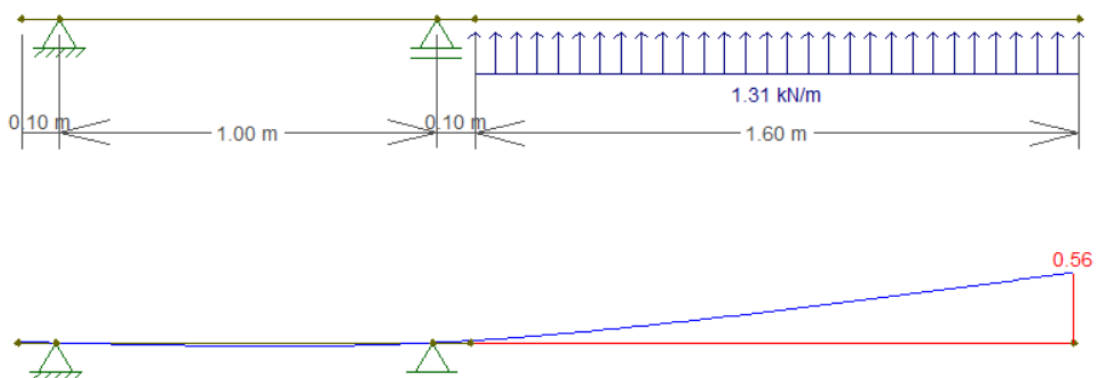
- 2 (DOS) Perfiles de chapa galvanizada: **C – 120 x 50 x 15 x 2 mm**

Verificación deformada en Estado de Servicio

Para la luz de cálculo la deformación 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:

$$f_{adm} = \frac{l_c}{150} = \frac{160 \text{ cm}}{150} = 1,07 \text{ cm}$$



$$f_{m\acute{a}x} = 0,83 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

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

DETALLE DE MÉNSULA
Anclaje en mampostería

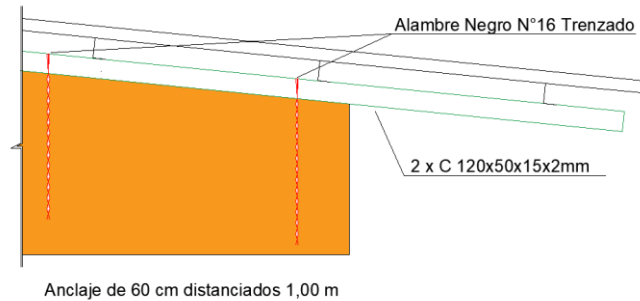


Figura 3. Estructura de cubierta de vivienda tipo.

6.4.2. Ménsula M2

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, siendo 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	4,20	0,13
W - Acción del viento	-0,90	4,20	-3,78

COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELU

Estados de Carga - Límite Último	Carga
	[kN/m]
ELU 1 – 0.9D + 1.5 W	-5,55

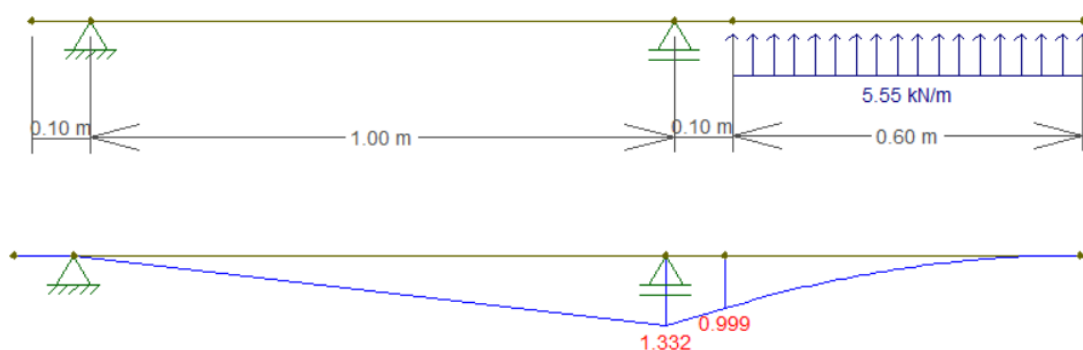
COMBINACIÓN DE ACCIONES - ELS

Estados de Carga - Límite de Servicio	Carga
	[kN/m]
ELS 1 – D + W	-3,65

Tabla 4. Análisis de carga y combinación para ménsula.

Estado 1:

Carga actuante sobre M2: carga debido al peso propio y la acción del viento



$$M_{máxE1} = 1,332 \text{ kNm}$$

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:

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

$$S_e = \frac{M_{\max}}{\phi \cdot F_y \cdot (10^{-3})} = \frac{1,332 \text{ kNm}}{0,95 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot (10^{-3})} = 5,97 \text{ cm}^3$$

Se adoptan los siguientes perfiles para sección rectangular compuesta

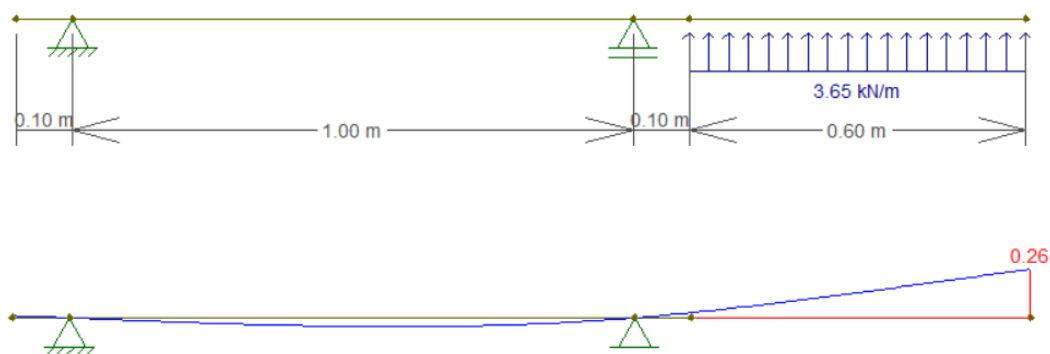
- 2 (DOS) Perfiles de chapa galvanizada: **C – 80 x 40 x 15 x 1,6 mm**

Verificación deformada en Estado de Servicio

Para la luz de cálculo la deformación 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:

$$f_{adm} = \frac{l_c}{150} = \frac{60 \text{ cm}}{150} = 0,40 \text{ cm}$$



$$f_{\max} = 0,26 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICA.}$$

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

DETALLE DE MÉNSULA
Anclaje en mampostería

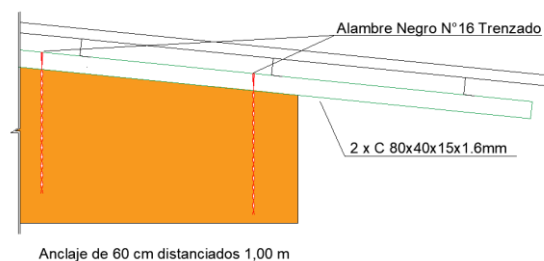


Figura 4. Estructura de cubierta de vivienda tipo.

6.5. Fundación

6.5.1. 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:

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

Se realiza la evaluación de las cargas transmitidas al terreno para el posterior dimensionado del sistema de fundación.

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

- | | |
|-----------------------|--|
| • Mampostería e:0,30m | $17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,30\text{m} \cdot 4,00\text{m} = 20,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |
| • Mampostería e:0,20m | $17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,20\text{m} \cdot 4,00\text{m} = 13,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |
| • Mampostería e:0,15m | $17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,15\text{m} \cdot 4,00\text{m} = 10,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |

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.

$$B_{0,2-0,3} \geq \frac{q}{\sigma_t} = \frac{20,40 \text{ kN/m}}{50,00 \text{ kN/m}^2} = 0,41 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } 0,60 \text{ m} ; \sigma = \frac{20,40 \text{ kN/m}}{0,60 \text{ m}} = 34 \text{ kN/m}^2$$

$$B_{0,15} \geq \frac{q}{\sigma_t} = \frac{10,20 \text{ kN/m}}{50,00 \text{ kN/m}^2} = 0,20 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } 0,45 \text{ m} ; \sigma = \frac{10,20 \text{ kN/m}}{0,45 \text{ m}} = 22,67 \text{ kN/m}^2$$

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: | 10,00 cm |
| • Recubrimiento: | 3,00 cm |
| • Altura de cálculo: | 7,00 cm |

Bajo pared 0,20 – 0,30 m

$$M_u = 1,4 \cdot 34,00 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{(0,30 \text{ m})^2}{2} = 2,14 \text{ kNm/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,14 \text{ kNm/m}}{0,90} = 2,38 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,07 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00238 \text{ MNm/m}}{1,00 \text{ m}}}} = 1,43$$

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

$$A_s = \frac{k_e \cdot M_n}{d} = \frac{24,301 \text{ cm}^2/\text{MN} \cdot 0,00238 \text{ MNm}}{0,07 \text{ m}} = 0,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta malla electrosoldada Q188 Ø 6 mm #15 x 15 cm.

Adicional a la armadura de refuerzo inferior se dispondrá una malla electrosoldada 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.

Bajo pared 0,15 m

$$M_u = 1,4 \cdot 22,67 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{(0,225 \text{ m})^2}{2} = 0,80 \text{ kNm/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{0,80 \text{ kNm/m}}{0,90} = 0,89 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,07 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00089 \text{ MNm/m}}{1,00 \text{ m}}}} = 2,35$$

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

$$A_s = \frac{k_e \cdot M_n}{d} = \frac{24,301 \text{ cm}^2/\text{MN} \cdot 0,00089 \text{ MNm}}{0,07 \text{ m}} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta malla electrosoldada Q188 Ø 6 mm #15 x 15.

Adicional a la armadura de refuerzo inferior se dispondrá una malla electrosoldada 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.

6.5.2. Dimensionado de pilotines de borde

Además de la platea planteada en el apartado anterior, se proyecta un sistema de vigas de encadenados de 0,20 m x 0,30 m fundadas a -0,30 m del T.N. y pilotines de 0,20 m de diámetro a una profundidad de -2,00 m del T.N. en uno de los extremos laterales de la misma para evitar excentricidades.

Determinación de carga resistente de pilotines

$$\sigma_{adm} = 200,00 \frac{kN}{m^2}$$

$$\tau_{adm} = 20,00 \frac{kN}{m^2}$$

Se adopta una sección circular del elemento de 0,20 m de diámetro.

$$d = 0,20 \text{ m}$$

$$\Omega = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,20 \text{ m})^2}{4} = 0,031 \text{ m}^2$$

Siendo la resistencia de punta

$$R_p = \sigma_{adm} \cdot \Omega = 200,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,031 \text{ m}^2 = 6,20 \text{ kN}$$

Los pilotines soportarán por punta el esfuerzo obtenido en la ecuación anterior, puesto que lo que resta de carga axial, deberá ser soportada por el fuste del elemento.

La longitud útil de los pilotines es de 1,70 m.

Siendo la resistencia por fuste

$$R_f = \tau_{adm} \cdot \pi \cdot d \cdot H = 20 \text{ kN/m}^2 \cdot \pi \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 1,70 \text{ m} = 21,36 \text{ kN}$$

La resistencia total por pilotín resulta

$$R_p + R_f = 27,56 \text{ kN}$$

Considerando una separación máxima de elementos de 1,24 m

$$R = \frac{27,56 \text{ kN}}{1,24 \text{ m}} = 22,22 \text{ kN/m}$$

Se adopta armadura longitudinal de Acero ADN 420 - 1 Ø 8 en "U" vinculada a las vigas de encadenado.

6.5.3. Dimensionado de vigas de encadenado

La armadura correspondiente surge del siguiente diseño a flexión y corte

Se adopta:

- Hormigón H - 25
- Acero ADN 420

Verificación de tensiones en el terreno de vigas de encadenado

Del análisis de cargas realizado con anterioridad, la carga resistente de los pilotines y la tensión del suelo admisible, se verifican las tensiones transmitidas al terreno.

$$\sigma_{adm} = 50,00 \text{ kN/m}^2$$

NOTA: en muros de $e = 0,20 \text{ m}$, la carga resistente del pilotín es superior a la solicitante. Por tanto, las tensiones de contacto de las vigas verifican.

Análisis de cargas

Se realiza la evaluación de las cargas transmitidas al terreno para el posterior dimensionado del sistema de fundación.

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

- Mampostería $e:0,20\text{m}$ $17 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,20\text{m} \cdot 4,00\text{m} = 13,60 \text{ kN/m}$

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

$$M_{m\acute{a}x \text{ } e=20} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{13,60 \text{ kN/m} \cdot (1,24 \text{ m})^2}{8} = 2,61 \text{ kNm}$$
$$V_{m\acute{a}x \text{ } e=20} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13,60 \text{ kN/m} \cdot 1,24 \text{ m}}{2} = 8,43 \text{ kN}$$

Dimensionamiento a Flexión

$$Mu = 1,4 \cdot 2,61 \text{ kNm} = 3,65 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,90$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

$$d = 0,245 \text{ m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3,65 \text{ kNm}}{0,90} = 4,05 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,245 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00405 \text{ MNm}}{0,20 \text{ m}}}} = 1,72$$

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

$$A_s = \frac{k_e \cdot M_n}{d} = \frac{24,301 \frac{\text{cm}^2}{\text{MN}} \cdot 0,00405 \text{ MNm}}{0,245 \text{ m}} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura longitudinal de Acero ADN 420 - 2 ϕ 8 en capa inferior y capa superior.

Dimensionamiento a Corte

$$V_u = 1,4 \cdot 8,43 \text{ kN} = 11,80 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

Analizando la contribución del hormigón a los esfuerzos de corte, tenemos

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 245 \text{ mm} = 40,83 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot \frac{V_c}{2} = 0,75 \cdot \frac{40,83 \text{ kN}}{2} = 15,31 \text{ kN} > V_u$$

Se adoptan Estribos tipo doble gancho de Acero ADN 420 - ϕ 6 mm c/ 0,20 m.

Nota: El sistema de fundación de viga de encadenado y pilotín se encuentra por debajo de la mampostería de 0,20 sobre línea de medianera no compartida. En caso de que la simetría se invierta, deberá colocarse este sistema de fundación en el lado externo.

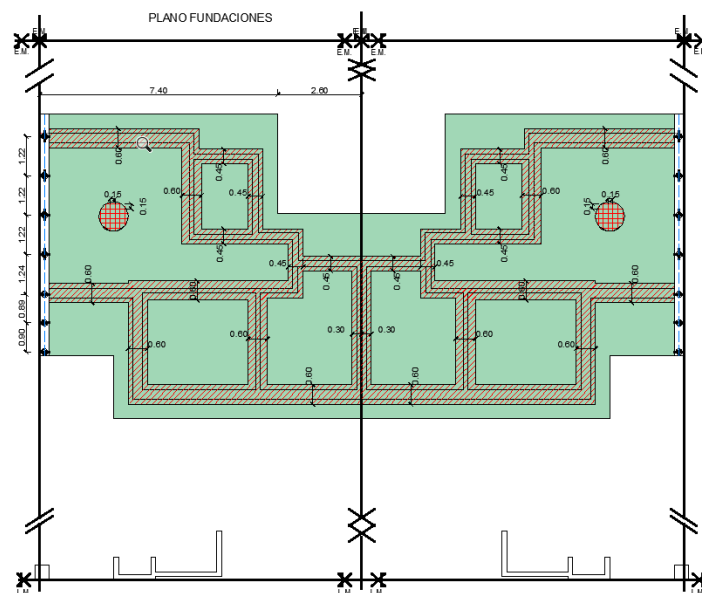


Figura 5: Disposición de pilotes y viga de encadenado.

6.6. Análisis de dintel en fachada

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

$$Area = \frac{2,75 \text{ m} \cdot 1,375 \text{ m}}{2} = 1,90 \text{ m}^2$$

$$Espesor = 0,20 \text{ cm}$$

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

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

$$P = 17,00 \frac{kN}{m^3} \cdot 1,90 m^2 \cdot 0,20 m = 6,46 kN$$

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

$$T = \frac{P}{2 \cdot \operatorname{tg} \alpha} = \frac{6,46 kN}{2 \cdot \operatorname{tg} 45^\circ} = 3,23 kN$$

Adoptando 2 Ø 8 para resistir el esfuerzo T:

$$\sigma_t = \frac{1,4 \cdot 3,23 kN}{0,90 \cdot 2 \cdot 0,503 cm^2 \cdot (10^{-3})} = 49,95 MPa < 420 MPa$$

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.

ANEXO

ANÁLISIS DE CARGAS PARA VIVIENDAS

PROTOTIPO – DIGNA STANDARD

RESISTENCIA – CHACO

Sobrecarga de Mantenimiento en Correas

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

$$A_t = 0,93 \text{ m} \cdot 3,62 \text{ m} = 3,37 \text{ m}^2 < 20 \text{ m}^2 \rightarrow R_1 = 1$$

$$p = \tan \alpha = \tan 7,93^\circ = 13,93\%$$

$$R_2 = 1,04 - 0,008p = 0,93$$

$$L_r = 0,45 \text{ kN/m}^2 \cdot R_1 \cdot R_2 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

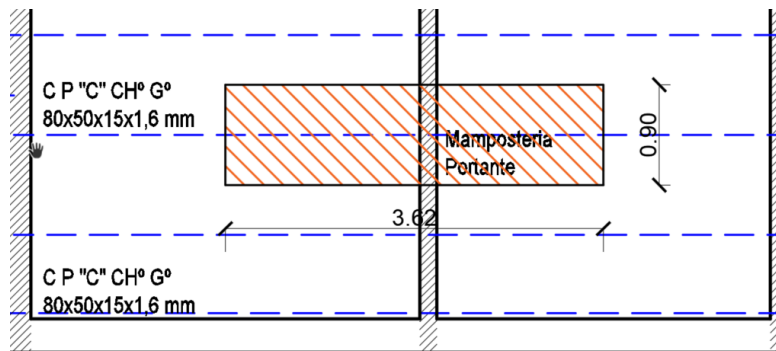


Figura 6. Área tributaria de la correa.

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]	8,85
Lado Mayor [m]	10
Altura media de Cumbre [m]	3,58
Pendiente	7,93º

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.

-

PRESIÓN DINÁMICA

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

VALORES DE Kz			PRESIÓN DINÁMICA
Denominación	Altura	Exposición	q
	[m]	B	[N/m2]
Altura media - h	3,58	0,59	622,52

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]			
3,58	8,85	0,40	Rígida	0,85

COEFICIENTE DE PRESION EXTERNA (Cp) p/Cubierta - VIENTO PARALELO A LA PENDIENTE			
Superficie	h/L	Angulo - Cp	
		6,73º	
Cubierta	0,40	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 PARAELO A LA PENDIENTE					
Superficie	z [m]	q [N/m2]	Cp	Presión Neta [N/m2]	
				Gcpi+	Gcpi-
Cubierta	0 a h	917,96	-0,90	-588,29	-364,18
	h a 2h	917,96	-0,50	-376,63	-152,52
Alero	Sup. Superior	917,96	-0,90	-476,23	
	Sup. Inferior	917,96	0,80	423,32	

Alero

$$w = p_{sup} + p_{inf} = -476,23 \text{ N/m}^2 - 423,32 \text{ N/m}^2 = -899,55 \text{ N/m}^2 = -0,90 \text{ kN/m}^2$$

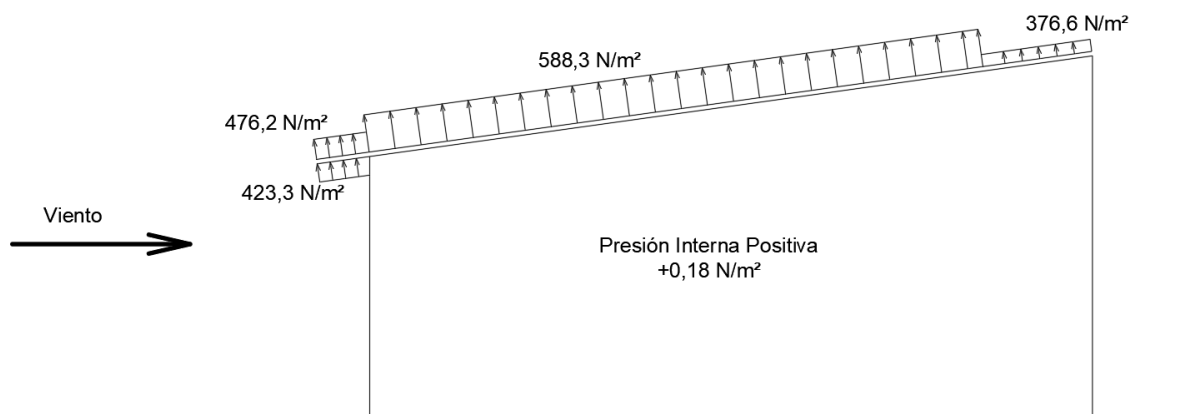


Figura 7. Presiones de diseño para el SPRFV, viento paralelo a la pendiente de cubierta.