

# DISEÑO ESTRUCTURAL

---

Proyecto de Muelle en el Dique Potrerillos

*Carrera: Ingeniería Civil*

*Año: 2020*

Autores:

**Correa Gastón  
Molina, Paula  
Biancotti, Ignacio**

## ANALISIS ALTIMETRICO DEL TERRENO

Utilizando información obtenida del sitio web del Instituto Geográfico Nacional (IGN), podemos generar un modelo digital de elevaciones en la zona de interés:

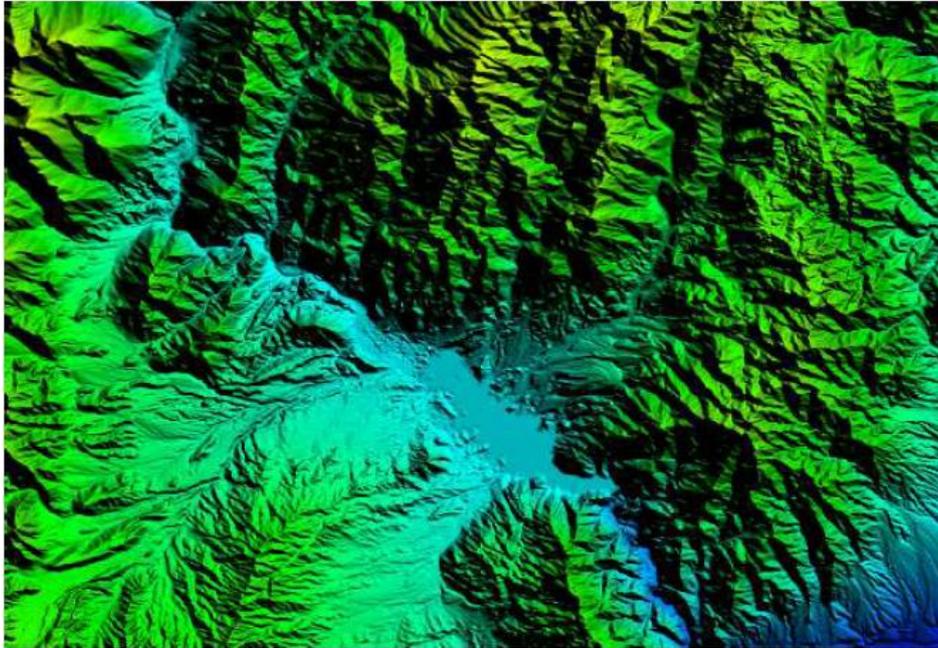


Figura 1: Modelo digital de elevaciones embalse Potrerillos

Superponiendo una imagen satelital podemos diferenciar el sector en el cual se llevará a cabo la construcción:



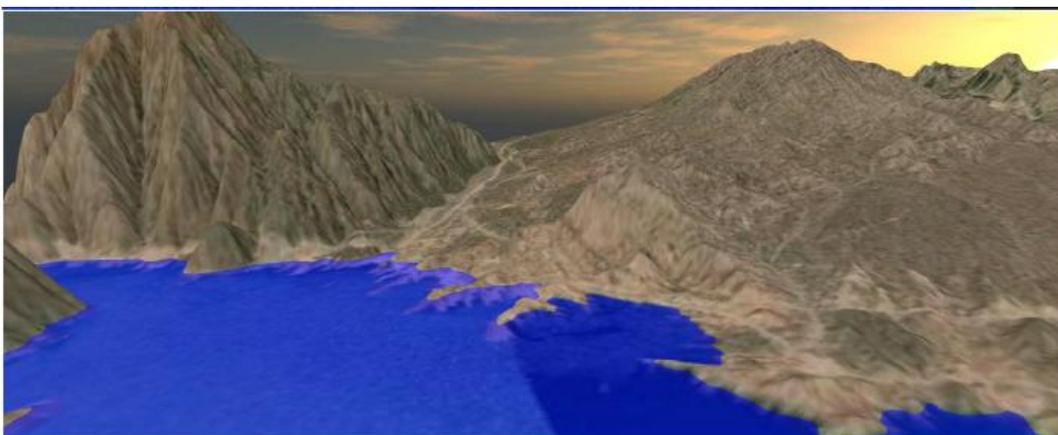
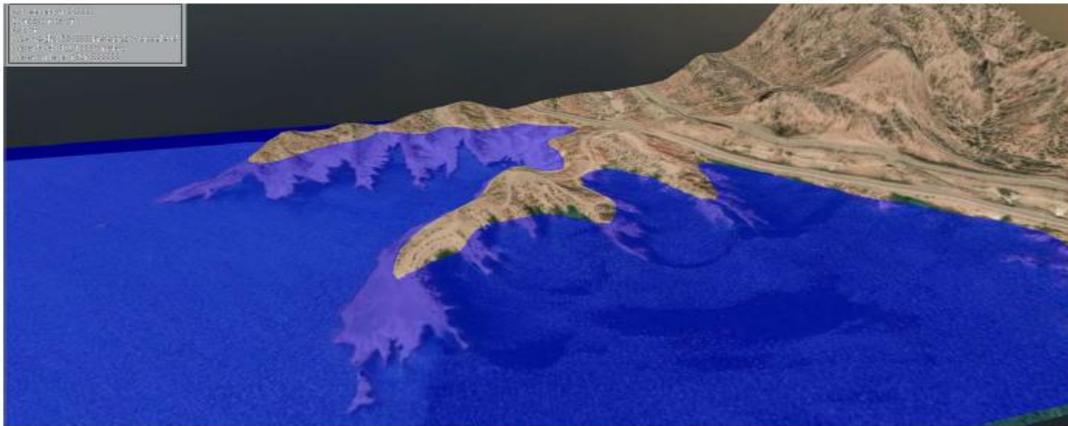
Figura 2: Imagen satelital embalse Potrerillos.

Del sitio web de Potrerillos obtenemos el nivel máximo que alcanza el embalse, el cual es de 1381 m.s.n.m., y por el cual la construcción se encontrará por encima del mismo. Utilizando el modelo de elevaciones obtenemos las curvas del nivel de forma aproximada de la zona del proyecto:



Figura 3: Curvas de nivel.

Observamos que las líneas se encuentran cada 10 metros, por lo que el contorno generado por el nivel máximo será muy similar a la curva de los 1380 m.s.n.m. El archivo generado de curvas de nivel es el que se utilizará para la modelación del proyecto. Si queremos ver más claramente la zona podemos generar el modelo 3D y añadirle un nivel de agua de 1381 m.s.n.m.:



## PLANTA de ARQUITECTURA- Edificio Principal

### Programa de Necesidades

El programa de necesidades se puede definir como las expectativas o exigencias del cliente en un encargo concreto. En nuestro proyecto, se definió que la principal necesidad a resolver es diseñar un punto turístico de interés para la zona del Dique Potrerillos, para ello, más allá del diseño de un muelle el cual resulta innovador para esta zona, debemos procurar que las personas que decidan ir a este muelle, tengan además otros espacios para una estadía placentera.

Para lo anteriormente mencionado, colocaran los siguientes locales dentro del edificio principal:

- Baños

Estos deberán ser espaciosos para evitar el atascamiento de personas fuera de este, contarán con: lavamanos, espejos, inodoros y mingitorio.

También contará con un espacio adicional para personas que deban utilizar sillas de ruedas, que tendrá un inodoro con barandas y un lavamanos incluido, con espacio suficiente para el giro cómodo de la silla.

- Local Comercial de productos básicos

Esta zona posee gondolas y heladeras con productos básicos que posee el mismo sistema que un supermercado, en el cual las personas eligen los productos necesarios para luego dirigirse a la zona de pago, ubicada en la zona central.

- Cafetería

El local anteriormente definido, se conecta directamente con la cafetería, que cuenta con mesas pequeñas en frente al ventanal para apreciar la vista al Dique. Aquí las personas deben dirigirse al mostrador a pedir la orden y esperar en sus lugares a que les lleven su pedido.

- Enfermería

Debido a la falta de enfermería en las zonas cercanas se colocó un local especial para aplicar primeros auxilios en caso de accidentes, la misma cuenta con camillas y espacios para el instrumental necesario, además de un baño privado con lavamanos, bidet, inodoro y ducha.

- Restaurante

En el segundo piso hay una gran cantidad de mesas frente al ventanal para apreciar la vista. Este además de restaurante cuenta con otros tipos de mesas destinadas a un bar.

- Cocina

Aquí se prepararan las comidas que se servirán en el restaurante y en el bar

- Sala de Juegos

Conectada directamente con el bar, cuenta con mesas de pool, pingpong y metegol

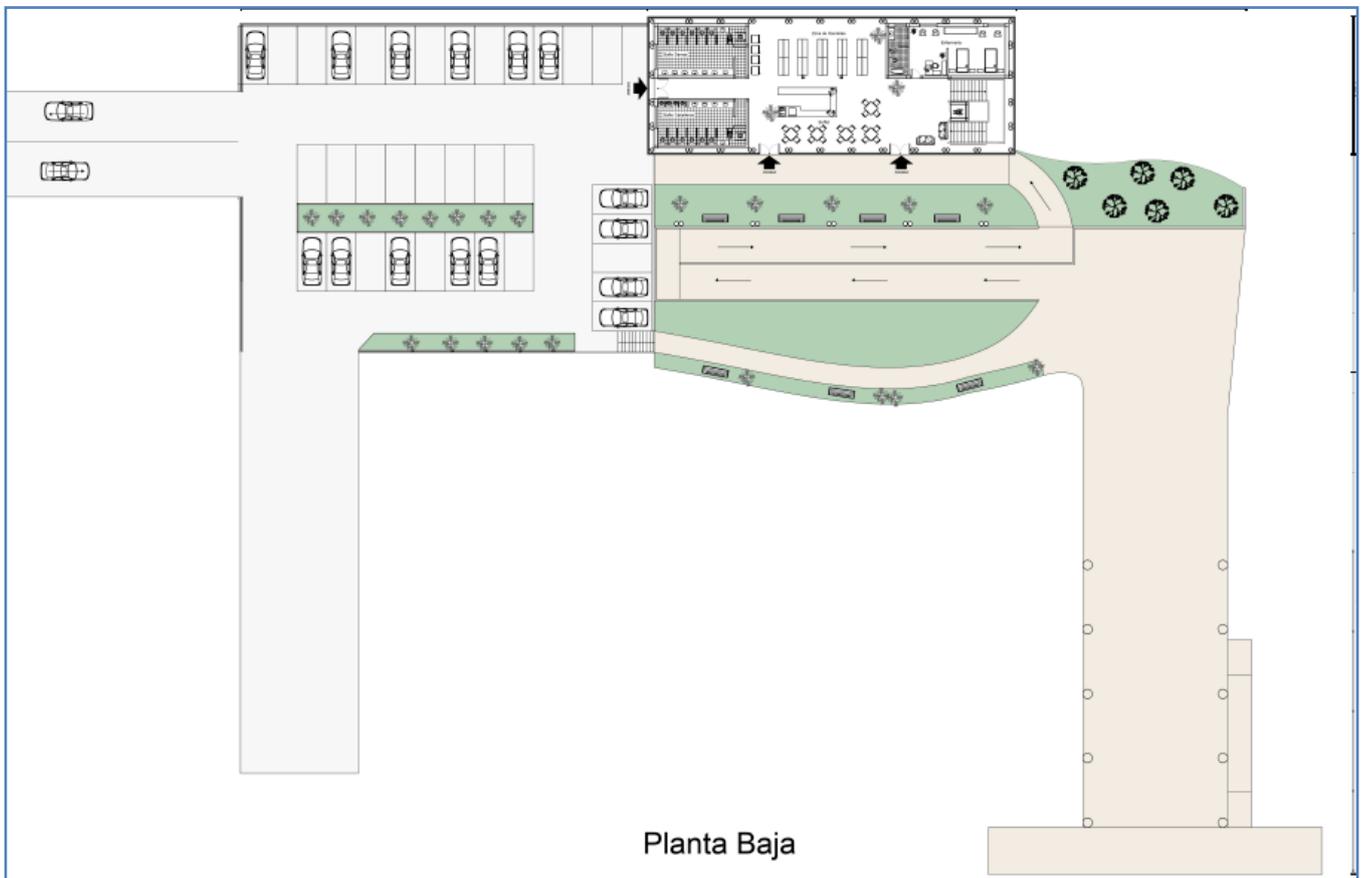
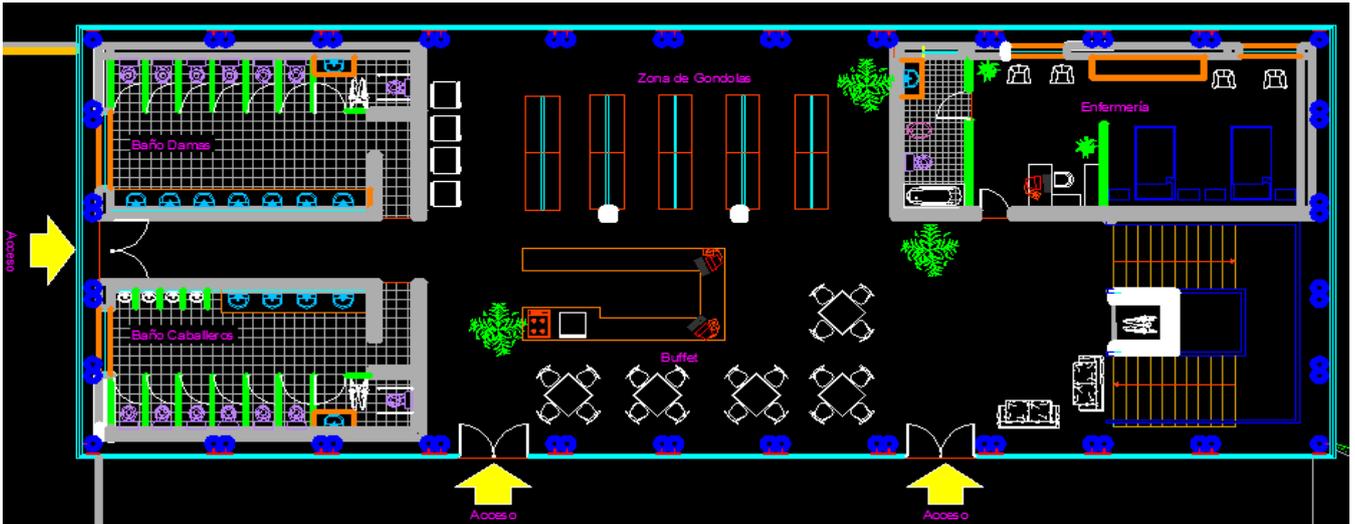
- Almacén

Aquí se guardaran los productos necesarios para preparar los platillos del restaurante, además de los utensilios, platos y copas.

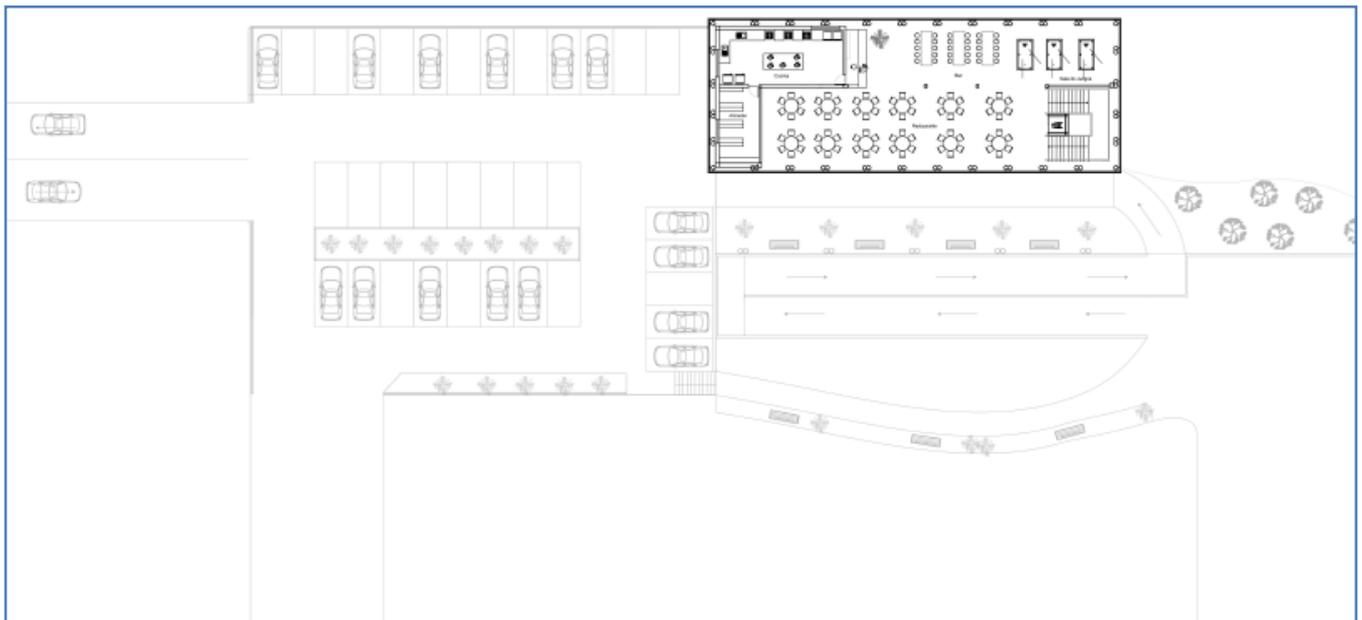
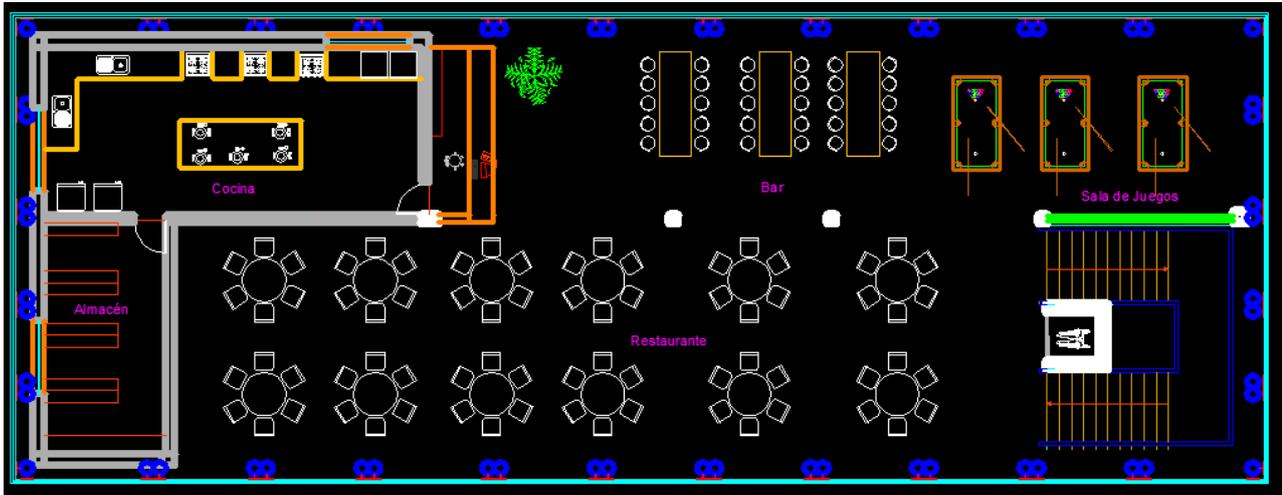
Cada local se encuentra ubicado de forma tal que permita una circulación fluida entre uno y otro. Para eso, por ejemplo, hay un pasillo principal que comunica la zona de baños, cruza el buffet sin obstáculos para luego llegar a la enfermería o escaleras. Como también el local cuenta con dos accesos principales para dirigirse directamente a los baños, o directamente a la enfermería (o escalera).

A continuación mostraremos los distintos niveles del edificio principal.

### PLANTA BAJA



# PLANTA ALTA



## **MUELLE**

En cuanto al muelle para embarcaciones de pequeñas dimensiones éste está construido con 2 sistemas distintos.

Por un lado tenemos un muelle fijo que cuenta con 8 metros de ancho y un poco más de 44 metros de largo los cuales comienzan desde finalización de la rampa para peatones. Posee 6 pilares de hormigón armado en total, 3 de cada lado separados 4 metros entre sí. La losa del muelle también es de hormigón armado con una pendiente del 5%.

Y por último tenemos un muelle flotante que consta de 24 metros de largo y 6 metros de ancho con una escalera flexible con la posibilidad de adaptarse al nivel del agua, el cual en el dique Potrerillos es fluctuante.

Este último muelle está construido de cubos de polietileno de alta densidad que se sujetan entre sí con tornillos de ensamblaje especiales. Todas las piezas son livianas y nos ofrece la posibilidad de modificar la forma y el tamaño como se desee. Los materiales utilizados no se oxidan ni se deterioran, resisten choques, variaciones climáticas, los rayos del sol e innumerables productos químicos, por lo que no necesitan mantenimiento a comparación del muelle de hormigón.

Además posee 3 pilares “guía” en su frente los cuales están anclados al fondo del dique y sirven para mantener fija la posición de muelle flotante cualquiera sea el nivel de agua.



*Imagen : Antecedentes de Muelle Flotante*

## Sistema constructivo

Se ha planteado desde un principio un sistema constructivo en seco, excepto por la platea de fundación y los pilotes, por lo que se analizaron las opciones de realizarlo en acero y en madera.

La estructura de acero constaría de caños estructurales circulares para el sistema diagrid y las columnas exteriores, un entrepiso Steel Deck y una cubierta compuesta de vigas y correas, cerrado con chapa. La estructura de madera, de madera similar, constaría de diagonales de sección cuadrada para el diagrid, un entrepiso de madera laminada cruzada (CLT) y vigas curvas de madera laminada junto con correas para la cubierta.

Comparando ambas alternativas se decidió utilizar la estructura de madera, por estética y además por sustentabilidad. La huella ecológica que deja la madera es mucho menor que el acero, tanto por ser un material renovable como por la energía utilizada en su transformación.

Los aspectos desfavorables a tener en cuenta al momento de elegir la madera son: la susceptibilidad al ataque de insectos y hongos, la vulnerabilidad al fuego y la sensibilidad ante la humedad. Si bien Potrerillos presenta una humedad relativa media de 62%, se debe proporcionar una protección, principalmente para los elementos que se encontrarán en el exterior, como son la cubierta y las columnas exteriores.

Entre las ventajas que podemos destacar es que es de rápida ejecución, utilizando herramientas manuales de carpintera, sin necesidad de una mano de obra especializada como puede ser en el caso de soldaduras. Posee una generación casi nula de residuos, es un material durable y se puede emplear tanto materiales como mano de obra locales.

Por último, podemos mencionar que se adapta al entorno en el cual se ubica el edificio, ya que el muelle siempre fue planificado ser de madera, al igual que ciertas pasarelas y la incorporación de espacios verdes.

Los antecedentes que nos han ayudado a tomar esta decisión son el Pabellón de Chile en Expo Milán 2015 y el proyecto River Beach Tower en Chicago.



Figura 1: Pabellón de Chile Expo Milán 2015



Figura 2: Pabellón de Chile Expo Milán 2015



Figura 3: Proyecto River Beach Tower



Figura 4: Proyecto River Beach Tower

## Transmision de Cargas

Una vez determinado la disposicion de los diferentes elementos estructurales que conforman edificio principal, demostraremos como las distintas cargas que actuen en el, recorren la estructura hasta llegar al terreno. Nos enfocaremos en los dos tipos de cargas existentes: Verticales y Horizontales, entre las cuales se pueden nombrar: Peso propio, Nieve, Hielo, Lluvia, Sismo Viendo, Sobre. Cargas, etc.

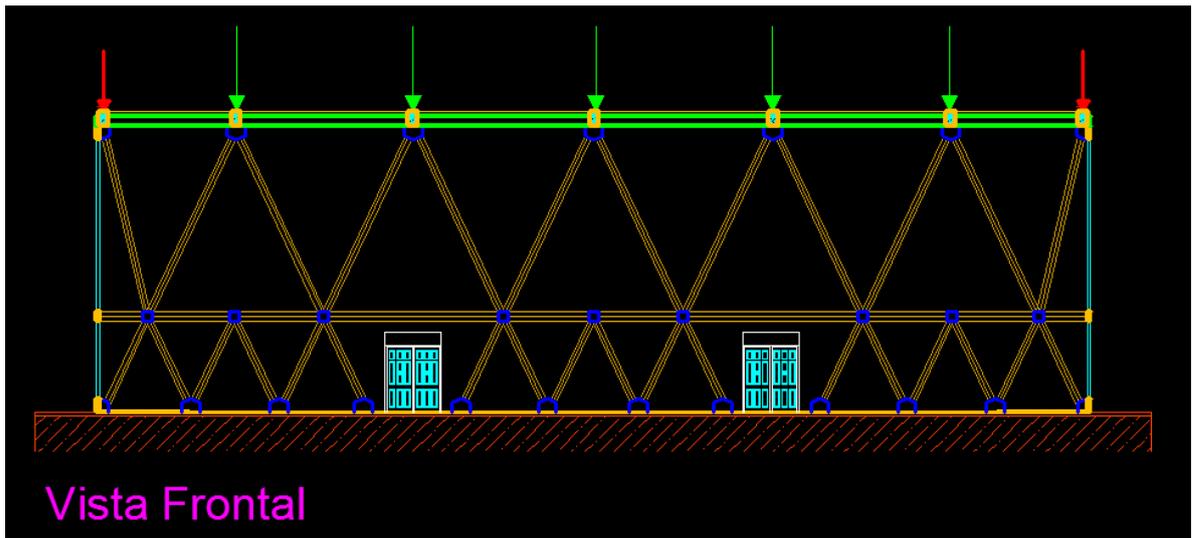
- **CARGAS GRAVITATORIAS**

Podemos nombrar tres tipos diferentes de cargas verticales que actuaran en el edificio, las primeras son las cargas que actuaran en la cubierta del mismo (nieve, lluvia, hielo, la componente vertical del viento, etc.), la segunda son las cargas debidas al peso propio que actuara en todo el edificio, y la tercera la correspondiente al entre piso que descansara en los nodos del sistema DIAGRID en el primer nivel.

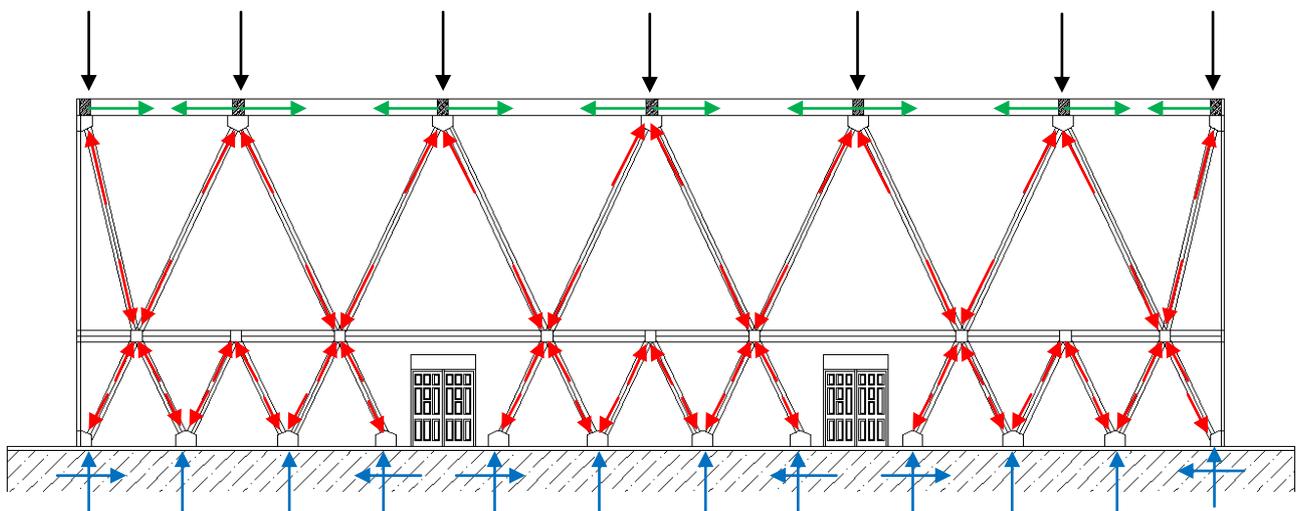
A continuación, se muestra a modo esquemático el punto de aplicación de las fuerzas anteriormente mencionadas desde diferentes puntos de vista de la estructura.

### -Vista Frontal

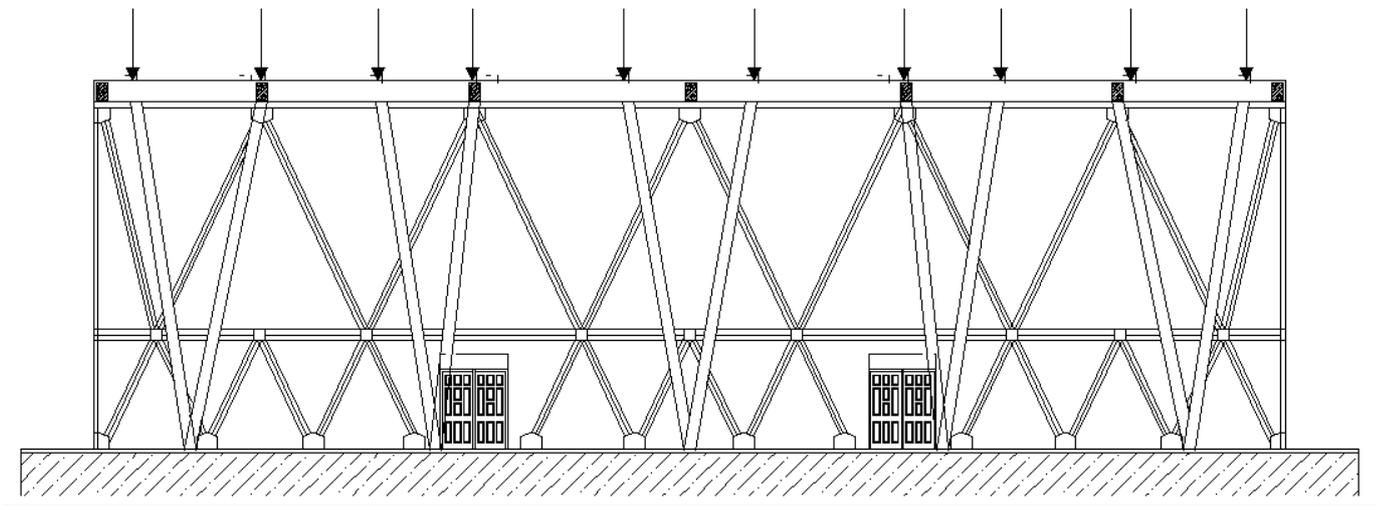
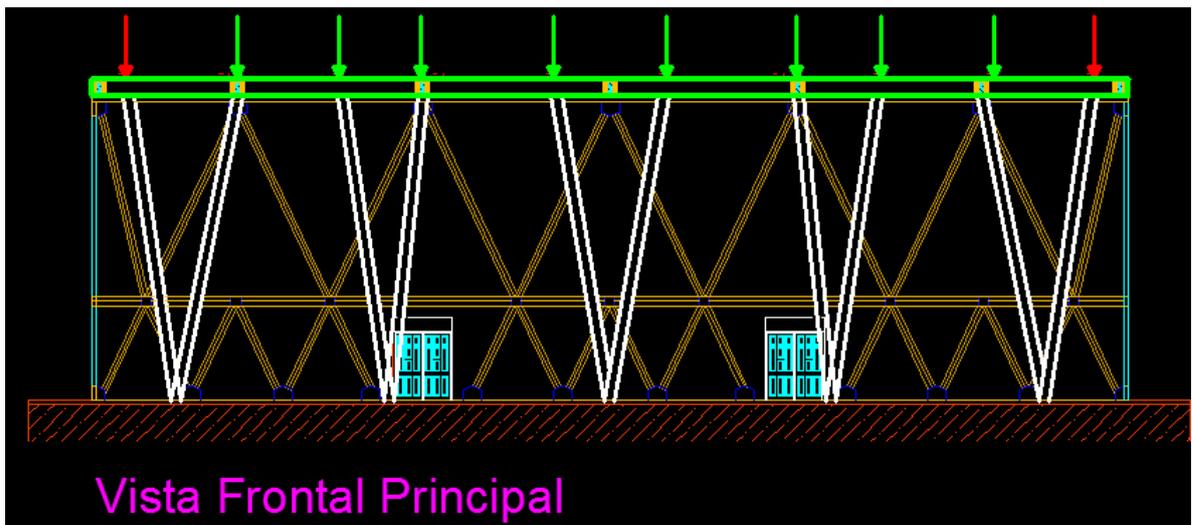




Entonces, haciendo equilibrio de nudos en cada unión del Diagrid, podremos definir a qué tipo de esfuerzo está sometida la estructura debida a cargas verticales. En donde se resalta con color VERDE aquellos elementos sometidos a Tracción, con ROJO aquellos elementos sometidos a compresión, con otro color a aquellos elementos que no están sometido a esfuerzo. También se puede observar el vector de reacción que tendrá la estructura cuando la fuerza llegue a sus bases.

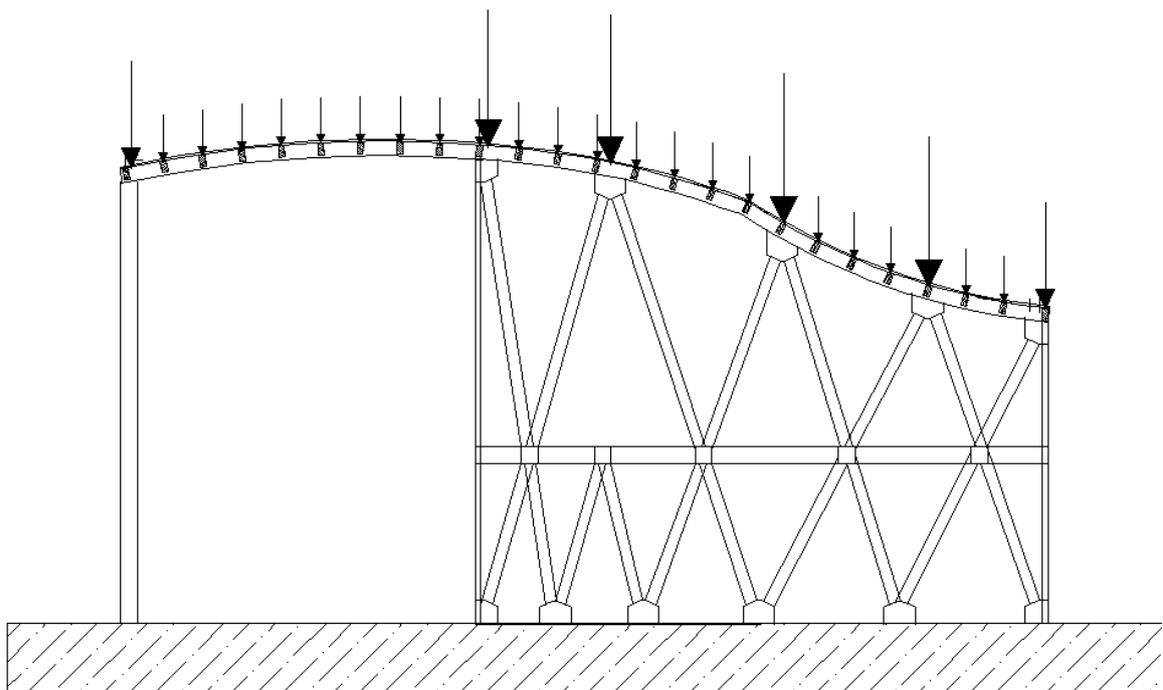
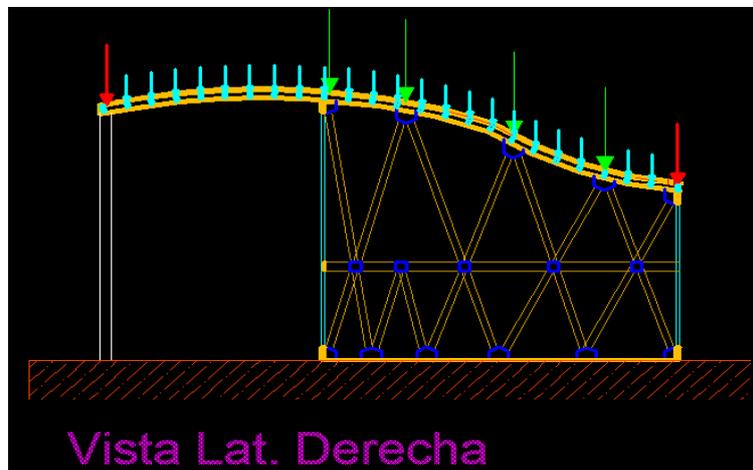
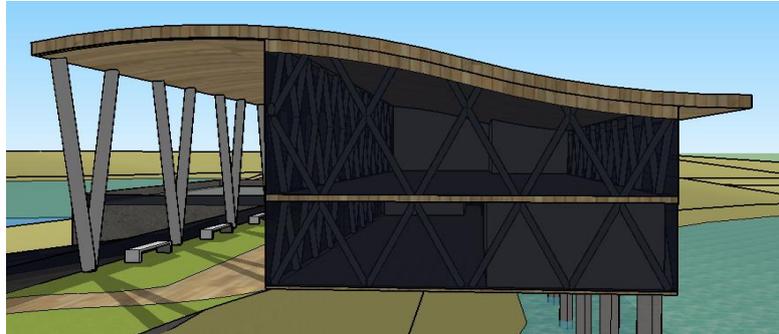


### Vista Lateral Principal

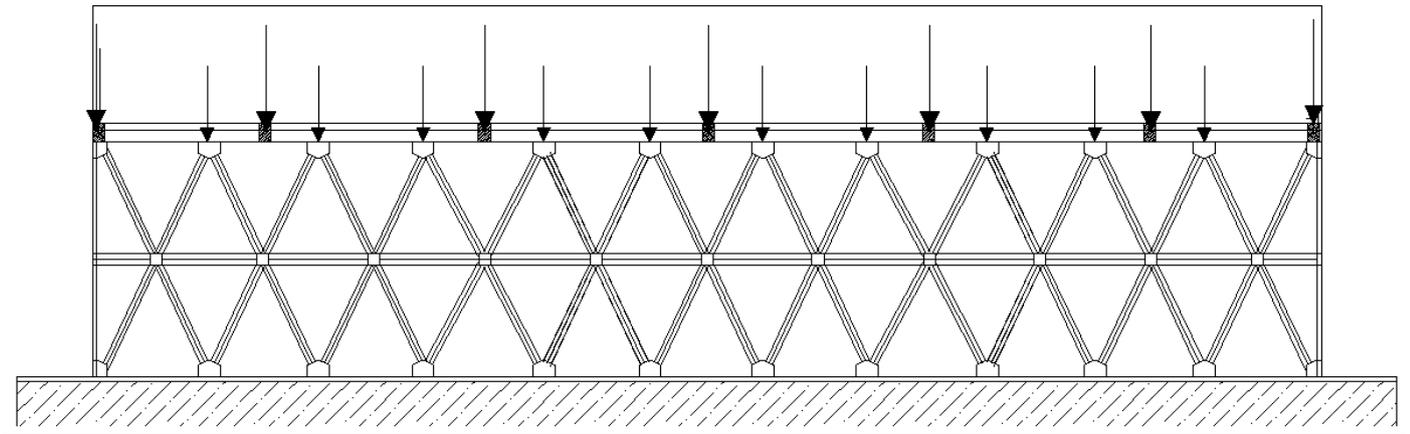
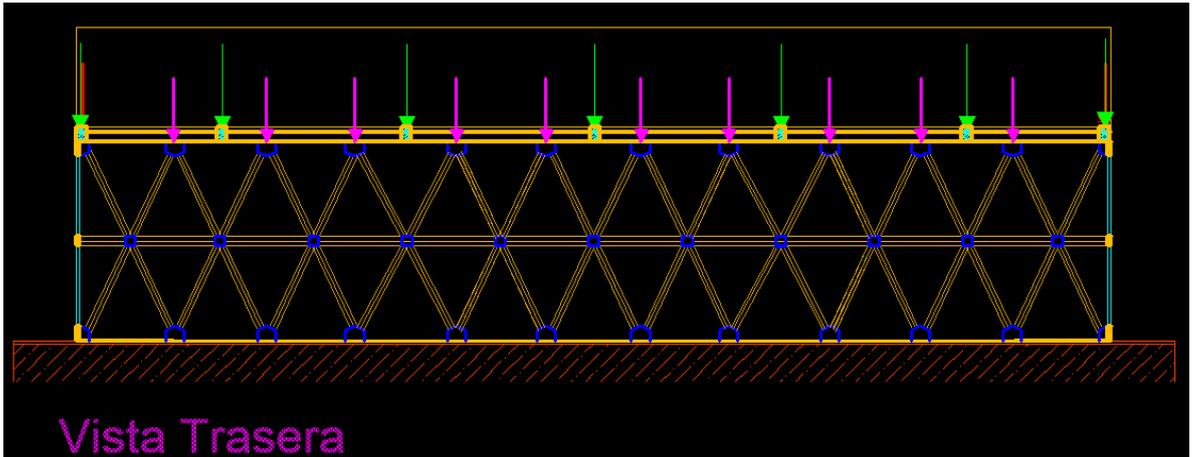


- Vista Lateral Exterior

De igual manera que en el caso anterior, mostraremos el camino de las cargas en las partes laterales del edificio, empezando por la vista lateral exterior, la cual tiene un distintivo Diagrid Irregular.



- Vista Trasera

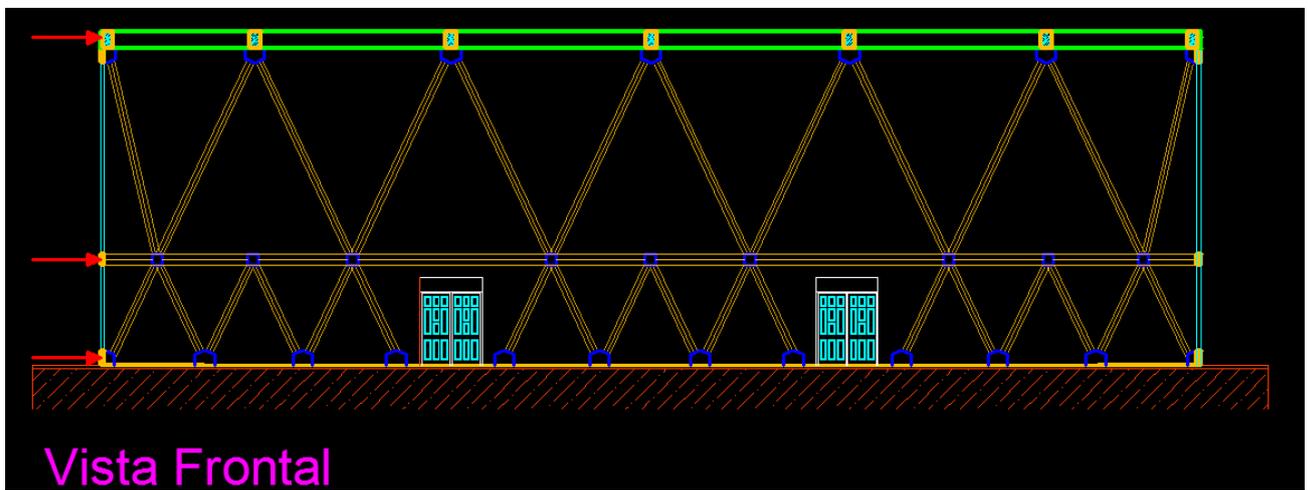


- **CARGAS HORIZONTALES**

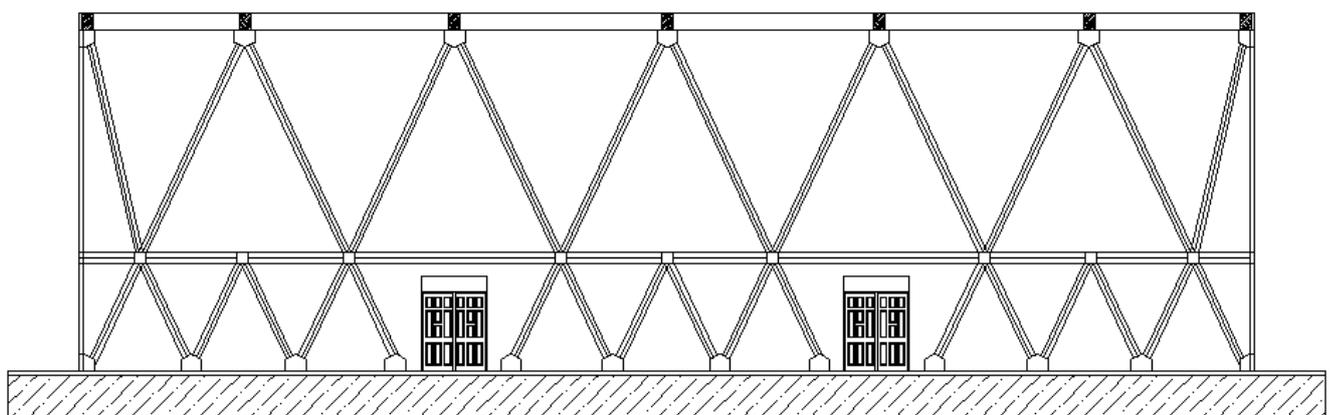
Una vez terminado el recorrido de las cargas verticales, nos enfocaremos a analizar el camino de las horizontales, las cuales son Sismo y viento, donde este ultimo tendrá distintas configuraciones de acuerdo al lado del edificio que analicemos (sotavento y barlovento)

**-Sismo en dirección Longitudinal**

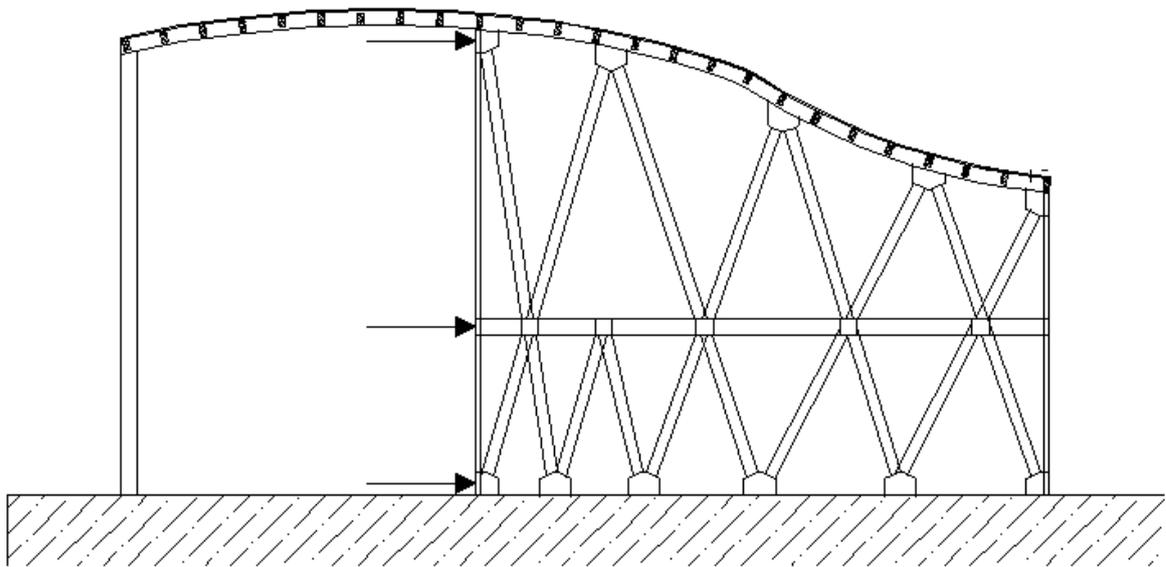
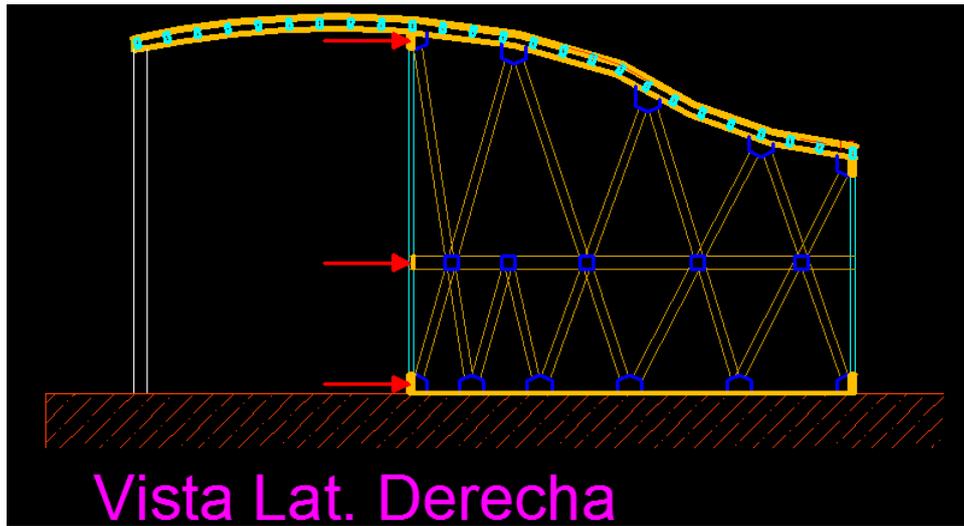
A igual que para las cargas verticales, se presentara el punto de aplicación de las fuerzas correspondientes, seguida de un diagrama de esfuerzos de la estructura debido únicamente a estas cargas



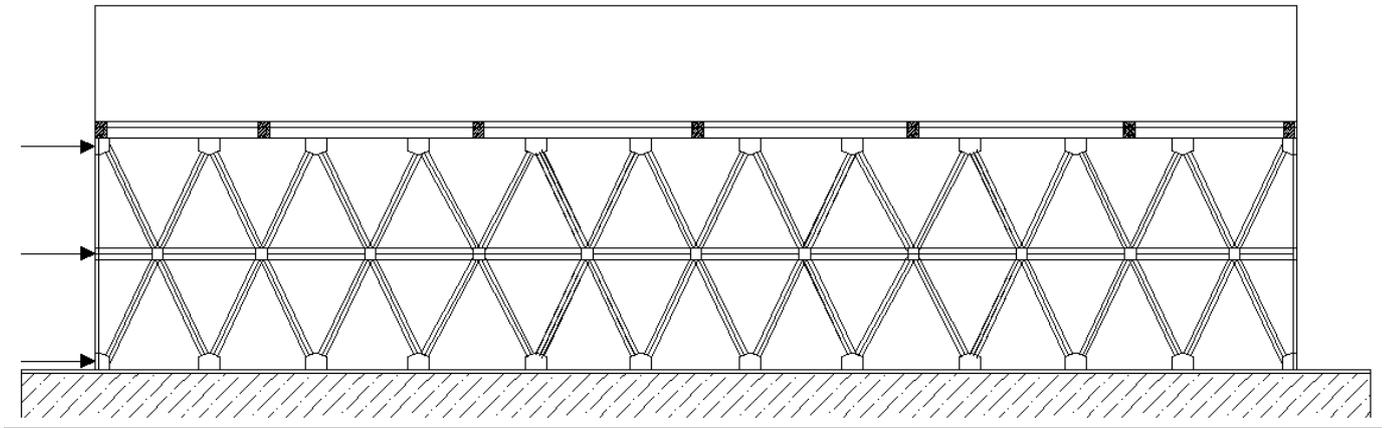
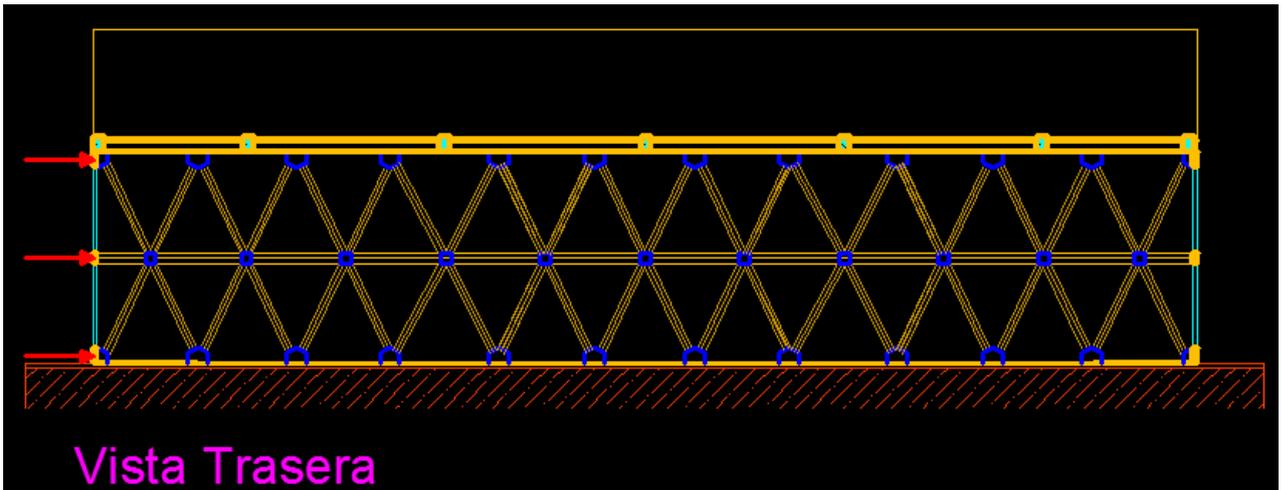
En este caso, debido al sismo, toda la estructura trabaja al mismo tiempo debida a la inercia del movimiento sísmico como se muestra a continuación.



**-Sismo en dirección Transversal**



**-Vista Trasera**

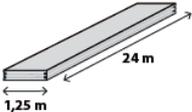
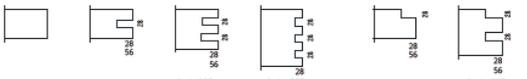


## SOLICITACIONES

### PESO PROPIO

- **Cargas de la cubierta**

Las cubiertas con sistema CLT, de un espesor de 200mm, según catalogo tenemos:

| CLT 125               |   |   |
|-----------------------|---|---|
| Esquema               |   |   |
| Estructura            | Láminas de tablero encoladas cruzadas 3, 5 y 7 capas  |   |
| Formato               | Formato de sistema  |   |
| Ancho   Longitud      | 1,25 m   hasta 24 m   |   |
| Grosor                | Entre 60 y 340 mm   |   |
| Humedad               | 12 % +/- 2 % en el momento de la entrega  |   |
| Densidad aparente     | 470 kg/m <sup>3</sup> (abeto rojo a una humedad de la madera del 12%)   |   |
| Láminas               | Grosor: 20, 30, 35 o 40 mm   Madera de conífera, secada técnicamente, clasificada por calidades   |   |
| Calidad               | Clasificación conforme a DIN EN 13017-1<br>AB: calidad vista a una cara para viviendas, BC: calidad vista industrial a una cara, NH-C: no vista |   |
| Capa de cobertura     | Vista   | Capa de cobertura longitudinal (DL)   Tableros monocapa de 1,25 m de anchura pulidos o cepillados. Tipos de madera: pino rojo, alerce, pino cembro, abeto blanco, Antique (abeto tratado al vapor, cepillado basto) |
|                       | no vista  | Capa de cobertura longitudinal (DL)   |
| Empalmes dentados     | Junta de empalmes dentados general  |   |
| Anchuras de cálculo   | 0,625   1,25 m  |   |
| Ensamblado            | Procesamiento CNC posible   |   |
| Bordes longitudinales |   |   |

Con una densidad aparente de 470 kg/m<sup>3</sup> y un espesor de 0,2m obtenemos una carga distribuida de  $94 \frac{kg}{m^2} = 0,92 \frac{kN}{m^2}$ .

Teniendo en cuenta que la longitud total de la cubierta es de 31m, y tiene un ancho curvo de (10,6m de cubierta de estructura)

$$\boxed{\text{Cubierta CLT (20cm espesor)} = 302,7kN}$$

Supondremos que colocaremos una membrana adhesiva para proteger al techo de la lluvia y nieve, pero como su peso es despreciable en comparación con la estructura, no se tendrá en cuenta.

- **Correas curvas de madera transversales**

Estas correas cubren la totalidad de la longitud transversal (17m), asumiendo una altura de 30cm, y una base de h/2 (15cm). Cada correa pesa

$$\text{Peso por correa transversal} = 470 \frac{kg}{m^3} * 17m * 0,3m * 0,15m = 3,55 kN$$

Según los planos de vista longitudinal, se deberán colocar 7 de estas correas, por lo que

$$\boxed{\text{Peso total de correas transversales} = 3,55 kN * 7 correas = 24,85 kN}$$

- **Correas de madera longitudinales**

De los planos de corte, vemos que necesitamos 25 correas longitudinales en total separadas cada 70 cm. Asumiendo una altura inicial de 20cm, y un ancho de h/2 (10cm). Debemos tener en cuenta que estas correas cubren la totalidad de la longitud (31m) pero presentan discontinuidades en la intersección de las correas curvas nombradas anteriormente (15 cm \* 7 correas =1,05m). Por lo que en verdad solo cubren 31m-1,05=29,95m. Entonces por cada correa tenemos:

$$\text{Peso por correa longitudinal} = 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 29,95\text{m} * 0,2\text{m} * 0,1\text{m} = 2,76 \text{ kN}$$

Según los planos de vista transversal, se deberán colocar 25 de estas correas, por lo que

|   |
|---|
| $\text{Peso total de correas transversales} = 2,76 \text{ kN} * 25 \text{ correas} = 69 \text{ kN}$ |
|---|

- **Sistema Diagrid (PLANTA ALTA)**

Para este sistema, suponemos un perfil rectangular de madera de 40cmx20cm. Al realizar la sumatoria de las longitudes de este sistema en la planta alta, contabilizamos 77,6m (vista frontal), 31,6m (vista lateral izquierda y derecha), 71,5m (vista trasera), lo que nos da un total de 212,3. Por lo que el peso de este sistema es de:

|  |
|--|
| $\text{Peso DIAGRID P. A} = 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 212,3\text{m} * 0,4\text{m} * 0,2\text{m} = 78,23 \text{ kN}$ |
|--|

- **Sistema Diagrid (PLANTA BAJA)**

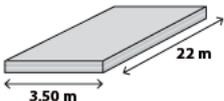
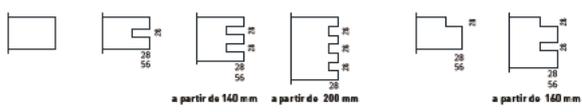
Tomando las mismas dimensiones del perfil que en el caso anterior, pero para una longitud de: 71,5m (vista frontal), 30m (vista lateral izquierda y derecha), y 71,5m (vista trasera), lo que nos da un total de 203m. Por lo que el peso de este sistema es de:

|   |
|---|
| $\text{Peso DIAGRID P. b} = 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 203\text{m} * 0,4\text{m} * 0,2\text{m} = 74,8 \text{ kN}$ |
|---|

- **Sistema CLT (entrepiso y Planta Baja)**

El entrepiso cubre una superficie total de:  $290m^2$  (Superficie total menos la superficie de la escalera)

Considerando un espesor inicial de 30cm. Por catalogo tenemos:

| CLT XL                |   |  |
|-----------------------|---|--|
| Esquema               |   |  |
| Estructura            | Láminas de tablero encoladas cruzadas 3 y 5 capas   |  |
| Formato               | Gran formato  |  |
| Ancho   Longitud      | Máximo 3,50 m   hasta 22 m  |  |
| Grosor                | Entre 60 y 200 mm   |  |
| Humedad               | 12 % +/- 2 % en el momento de la entrega  |  |
| Densidad aparente     | 470 kg/m <sup>3</sup> (abeto rojo a una humedad de la madera del 12%)   |  |
| Láminas               | Grosor 20, 30, 35 o 40 mm   Madera de conífera, secada técnicamente, clasificada por calidades  |  |
| Calidad               | Clasificación conforme a DIN EN 13017-1<br>AB: calidad vista por un lado para viviendas   BC: calidad vista por un lado industrial   NH-C: no vista |  |
| Capa de cobertura     | vista   | Capa de cobertura transversal (DQ)   Tableros monocapa de 1,25 m de anchura, chafián vertical pulido en la junta de la capa de cobertura Tipo de madera: pino rojo |
|                       | no vista  | Capa de cobertura longitudinal (DL)   Capa de cobertura transversal (DQ)<br>Se permiten las hendiduras entre las láminas.  |
| Empalmes dentados     | Láminas con empalmes dentados individuales   Capa de cobertura en capa AB/BC sin empalmes dentados  |  |
| Anchuras de cálculo   | 2,40   2,60   2,75   2,95   3,20   3,50 m   |  |
| Ensamblado            | Procesamiento CNC posible   |  |
| Bordes longitudinales |    |  |

$$\text{Entrepiso CLT} = 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 290\text{m}^2 * 0,3\text{m} = 400,75 \text{ kN}$$

Sobre este entrepiso, y con fines estéticos, se colocara un piso flotante de madera adicional. Que tiene un peso aproximado de  $6,4\text{kg/m}^2$ . Por lo que el peso del piso flotante es de:

$$\text{Piso flotante de madera (7mm)} = 6,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 290\text{m}^2 = 18,8\text{kN}$$

- **Sistema Vidriado**

Se estima que un sistema de doble vidrio (vidrio-soporte) de 36mm de ancho, tiene un peso de  $40 \text{ kg/m}^2$ . Calculando el área total a cubrir por el sistema vidriado, llegamos a una superficie total de  $279 \text{ m}^2$  (vista frontal) +  $70,5 \text{ m}^2$  (vista lat. izquierda) +  $70,5 \text{ m}^2$  (vista lat. derecha) +  $186 \text{ m}^2$  (vista trasera) =  $606 \text{ m}^2$

$$\text{Sistema Vidriado} = 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 606\text{m}^2 = 237,55\text{kN}$$

De los cuales corresponden:

Para la Planta Alta=140,73N

Para la Planta Baja=96,82N

- **Muros Internos**

Para los muros internos, consideramos la utilización del sistema CLT para muros con un espesor de 10cm. A continuación, enlistaremos las zonas que utilizan este tipo de muros.

- Planta Alta (Altura de 2,85m)  
Cocina:  $80,65m^2$   
Almacén:  $42,75m^2$

$$Muros Internos P.A = 470 \frac{kg}{m^3} * 123,4m^2 * 0,1m = 58 \text{ kN}$$

- Planta Baja (Altura de 2,85m)  
Baño Mujeres:  $76,4m^2$   
Baño Hombres:  $76,4m^2$   
Enfermería:  $83m^2$

$$Muros Internos P.B = 470 \frac{kg}{m^3} * 235,8m^2 * 0,1m = 108,6 \text{ kN}$$

- **Sobrecargas**

- Planta Alta:

Cocina:  $\frac{4kN}{m^2}$

Almacén:  $\frac{5kN}{m^2}$

Restaurantes:  $\frac{5kN}{m^2}$

Área Recreacional:  $\frac{5kN}{m^2}$

- Planta Baja:

Baños:  $\frac{3kN}{m^2}$

Comercio Planta Baja:  $\frac{5kN}{m^2}$

Escaleras:  $\frac{2kN}{m^2}$

Enfermería:  $\frac{2kN}{m^2}$

Ahora, multiplicando esta sobrecarga por sus superficies correspondientes tenemos:

Planta Alta

$$\text{Cocina: } \frac{4kN}{m^2} * 38,7m^2 = 154,8kN$$

$$\text{Almacén: } \frac{5kN}{m^2} * 17,22m^2 = 86,1kN$$

$$\text{Restaurantes: } \frac{5kN}{m^2} * 187,35m^2 = 936,75kN$$

$$\text{Área Recreacional: } \frac{5kN}{m^2} * 34,95m^2 = 174,75kN$$

$$\text{Sobrecarga P. A} = 1352,4 kN$$

Por lo que la sobrecarga por metro cuadrado es:

$$LPa = \frac{1352,4 kN}{310m^2} = 4,4kN$$

Planta Baja

$$\text{Baños: } \frac{3kN}{m^2} * 75,75m^2 = 227,25kN$$

$$\text{Comercio Planta Baja: } \frac{5kN}{m^2} * 154m^2 = 770kN$$

$$\text{Escaleras: } \frac{2kN}{m^2} * 26,25m^2 = 52,5kN$$

$$\text{Enfermería: } \frac{2kN}{m^2} * 41,18m^2 = 82,36kN$$

$$\text{Sobrecarga P. B} = 1132,11 kN$$

Por lo que la sobrecarga por metro cuadrado es:

$$LPa = \frac{1132,11 kN}{310m^2} = 3,65kN$$

Estas sobrecargas son menores que las que especifica el código para locales públicos ( $5kN/m^2$ ) Por lo que adoptamos una sobrecarga L para cada piso de:

$$L = 5 \frac{kN}{m^2}$$

Por lo que el peso asignado a cada planta es:

| Nivel             | Carga (kN/m <sup>2</sup> ) |   | Carga Total(kN) |      |
|-------------------|----------------------------|---|-----------------|------|
|                   | D                          | L | D               | L    |
| Cubierta de Techo | 1,1                        | 1 | 578,85          | 527  |
| Planta Alta       | 2,25                       | 5 | 696,5           | 1550 |
| Planta Baja       | 2,26                       | 5 | 700             | 1550 |

## CARGA DE SISMO

Del apartado 3.5.2 del CIRSOC 103

- $T2 = \frac{Cv}{2,5 Ca}$
- $T1 = 0,2 T2$
- $Na=1$
- $Nv=1,2$
- Según tabla 3.2, por ser zona sísmica 4  $\rightarrow T3 = 13$
- Según la tabla 2.2-Clasificación de sitio, estamos en un sitio espectral "SD"

Entonces tenemos que:

| Tipo Espectral (Sitio) | Zona Sísmica |           |              |           |              |        |              |        |
|------------------------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|--------|--------------|--------|
|                        | 4            |           | 3            |           | 2            |        | 1            |        |
|                        | $a_s = 0,3g$ |           | $a_s = 0,2g$ |           | $a_s = 0,1g$ |        | $a_s = 0,0g$ |        |
|                        | $C_a$        | $C_v$     | $C_a$        | $C_v$     | $C_a$        | $C_v$  | $C_a$        | $C_v$  |
| 1 ( $S_A, S_B, S_C$ )  | $0,37N_a$    | $0,51N_v$ | $0,29N_a$    | $0,39N_v$ | $0,18$       | $0,25$ | $0,09$       | $0,13$ |
| 2 ( $S_D$ )            | $0,40N_a$    | $0,59N_v$ | $0,32N_a$    | $0,47N_v$ | $0,22$       | $0,32$ | $0,12$       | $0,18$ |
| 3 ( $S_E$ )            | $0,36N_a$    | $0,90N_v$ | $0,35N_a$    | $0,74N_v$ | $0,30$       | $0,50$ | $0,19$       | $0,26$ |

- $Ca = 0,4 * Na = 0,4$
- $Cv = 0,59 * Nv = 0,708$

Por lo que

- $T2 = \frac{Cv}{2,5 Ca} = 0,708$
- $T1 = 0,2 T2 = 0,142$

- Del apartado 6.2.3.1- Periodo fundamental aproximado.

$$Ta = Cr * H^x$$

De la tabla 6.2 tenemos:

| Tipo Estructural   | $C_r$  | $x$  |
|--|--------|------|
| Sistemas tipo pórtico de acero que resisten el <b>100%</b> del corte basal requerido sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales). | 0,0724 | 0,80 |
| Sistemas tipo pórtico de hormigón armado que resisten el <b>100%</b> del corte basal sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales). | 0,0466 | 0,90 |
| Sistemas tipo pórticos de acero con diagonales excéntricas o diagonales de pandeo restringido.   | 0,0731 | 0,75 |
| Otros sistemas estructurales   | 0,0488 | 0,75 |

Tenemos para nuestro caso:

$$Cr = 0,0488 \text{ y } x = 0,75$$

Nuestro edificio tiene una altura de 8,5m

$$Ta = Cr * H^x = 0,0488 * 7,5^{0,75} \rightarrow Ta = 0,22$$

- Evaluación del coeficiente sísmico:

Como  $T < T_2$  tenemos que:

$$C = 2,5 * Ca * \gamma_r / R$$

Donde:

$$R = 1,5$$

$$\gamma_r = \text{Grupo A} = 1,3$$

$$Ca = 0,4$$

Por lo tanto:

$$C = 0,325$$

Por lo tanto:

$$C = 0,867$$

Determinación de las masas reactivas:

$$\text{Cubierta} = \left( 302,7 + 24,85 + 69 + \frac{78,23}{2} + \frac{140,73}{2} \right) kN = 545,15kN$$

$$\text{Entrepiso} = \left( \frac{78,23}{2} + \frac{74,8}{2} + 400,75 + 18,8 + \frac{140,73}{2} + \frac{96,82}{2} + 58 \right) kN = 672,84kN$$

Corte Basal

$$Vb = 0,867 * \left( (545,15kN + (0,5 * 310kN)) + (672,84kN + (0,5 * 1550kN)) \right) = 1862kN$$

| Nivel     | Wi(kN)  | Hi   | Wi*Hi    | $\alpha$   | Fi(kN)     | Vi(kN)    |
|-----------|---------|------|----------|------------|------------|-----------|
| Cuberta   | 700,15  | 7,5  | 5251,125 | 0,54729748 | 1019,0679  | 1019,0679 |
| Entrepiso | 1447,84 | 3    | 4343,52  | 0,45270252 | 842,932098 | 1862      |
|           |         | Suma | 9594,645 |            |            |           |

## NIEVE (S)

Para comenzar clasificamos nuestra cubierta en cubierta curva

$$\theta = \tan^{-1}(2m/10m) = 11,31^\circ \longrightarrow \text{Cubierta con baja pendiente}$$

- 1) Determinar la carga de nieve a nivel del terreno para el lugar específico del emplazamiento (Capítulo 2 y sus Comentarios).

**Tabla 1.8. Provincia de Mendoza**

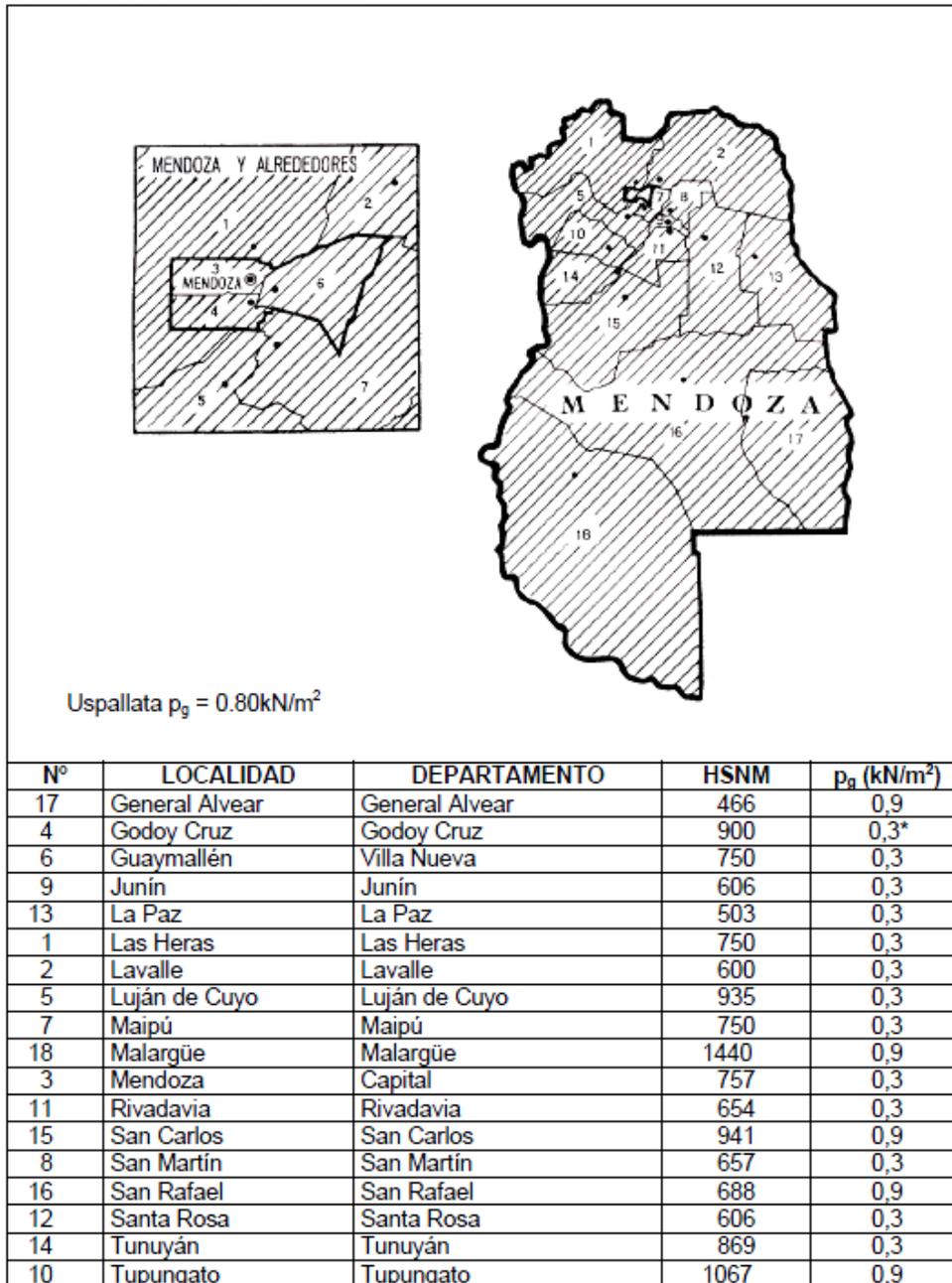


Figura Nº 1: Tabla 1.8.

La estructura se encuentra emplazada en la localidad de Mendoza en el departamento de Lujan de Cuyo a 935 metros sobre el nivel del mar con una carga de nieve según la Tabla 1.8 de  $p_g = 0,3 \frac{kN}{m^2}$ .

- 2) Generar una carga de nieve sobre la cubierta plana a partir de la carga a nivel del terreno.

$$p_f = 0,7 * C_e * C_t * I * p_g$$

**Ce: Factor de exposición de terreno**

Según Apéndice A —> Exposición D: Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas a una distancia, como mínimo de 1600 m. Esta exposición se debe aplicar solamente a aquellos edificios y otras estructuras expuestas al viento soplando desde el agua. La exposición D se extiende tierra adentro, desde la costa, a una distancia de 500m o 10 veces la altura de edificio o estructura: de ambas condiciones debe adoptarse la que resulta mayor.

Exposición de la cubierta: Totalmente expuesta

Por lo tanto  $C_e = 0,8$  según la Tabla 2.

**Condición térmica de la cubierta**

$C_t = 1,0$  según tabla 3 por ser una estructura exceptuada en las que se indicaban a continuación.

**Destino y función de la estructura**

Factor de importancia es  $I = 1,1$  por ser categoría III, según tabla 4.

$$p_f = 0,7 * 0,8 * 1,0 * 1,1 * 0,3 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{0,1848 \frac{kN}{m^2}}$$

- 3) Considerar la pendiente de la cubierta (Capítulo 4 y sus Comentarios)

Al ser una nave industrial que posee una cubierta con pendiente, la carga de nieve se calcula como:

$$p_s = C_s * p_f$$

Las cargas balanceadas se deben determinar a partir de los diagramas de cargas balanceadas especificados en la Figura 3, con el valor del coeficiente  $C_s$ , obtenido de la curva correspondiente de la Figura 2.

De la figura 2.a),  $C_s = 1,0$  hasta que la pendiente sea mayor a 5°,

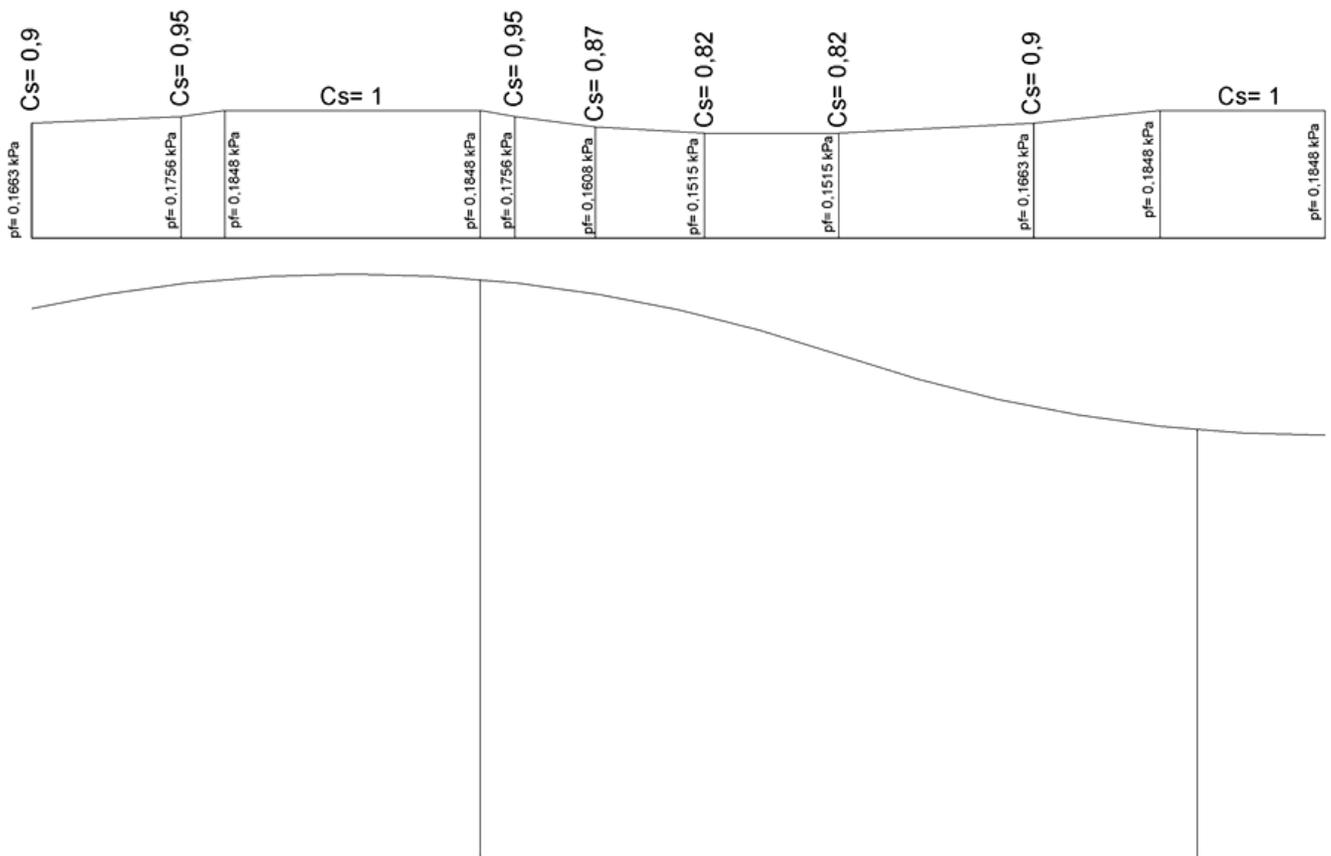
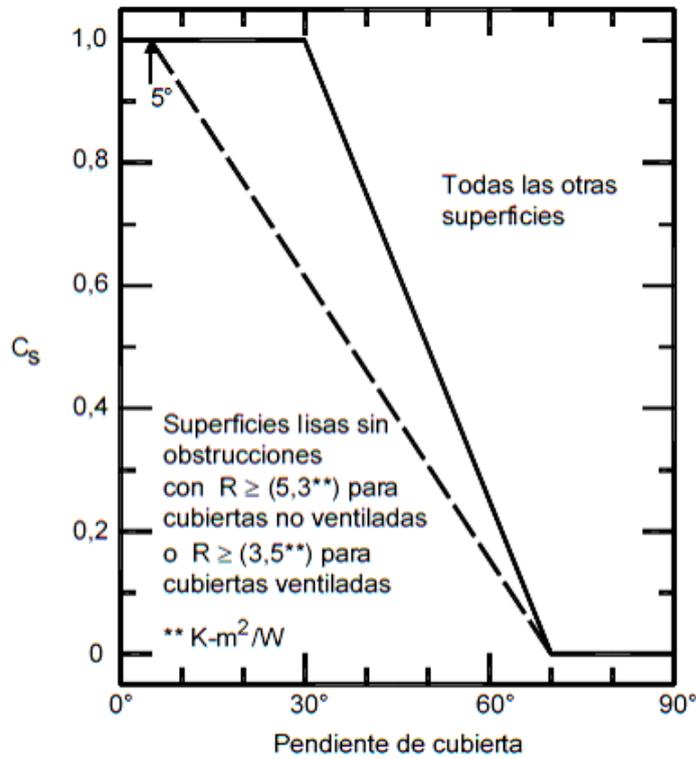


Figura N° 2: CONDICION BALANCEADA



2a) Cubiertas cálidas con  $C_1 < 1,0$

Figura Nº 3: Gráfico de coeficiente  $C_s$  según pendiente de la cubierta

Caso 1 - Pendiente en aleros  $< 30^\circ$

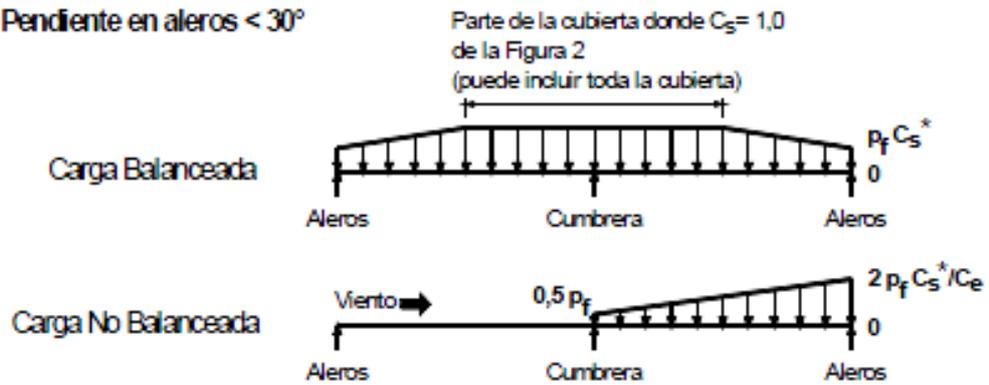


Figura Nº 4: Carga balanceada y no balanceada para el caso en el que la pendiente en aleros es menor a  $30^\circ$ .

4) Considerar las cargas parciales (Capítulo 5 y sus Comentarios)

Las disposiciones relativas a carga parcial no se deben aplicar a aquellos elementos estructurales con tramos perpendiculares a la línea de la cumbrera que forman parte de cubiertas a dos aguas con pendientes mayores que  $\frac{21}{10} + 0,5 = \frac{21}{10} + 0,5 = 2,6^\circ$

Con respecto a las correas las hemos considerado simplemente apoyadas y no son vigas continuas.

5) Considerar las cargas no balanceadas (Capítulo 6 y sus Comentarios)

Las cargas de nieve no balanceadas no se deberán considerar cuando la pendiente de la línea recta desde los aleros hasta la cumbrera sea  $< 10^\circ$  o  $> 60^\circ$

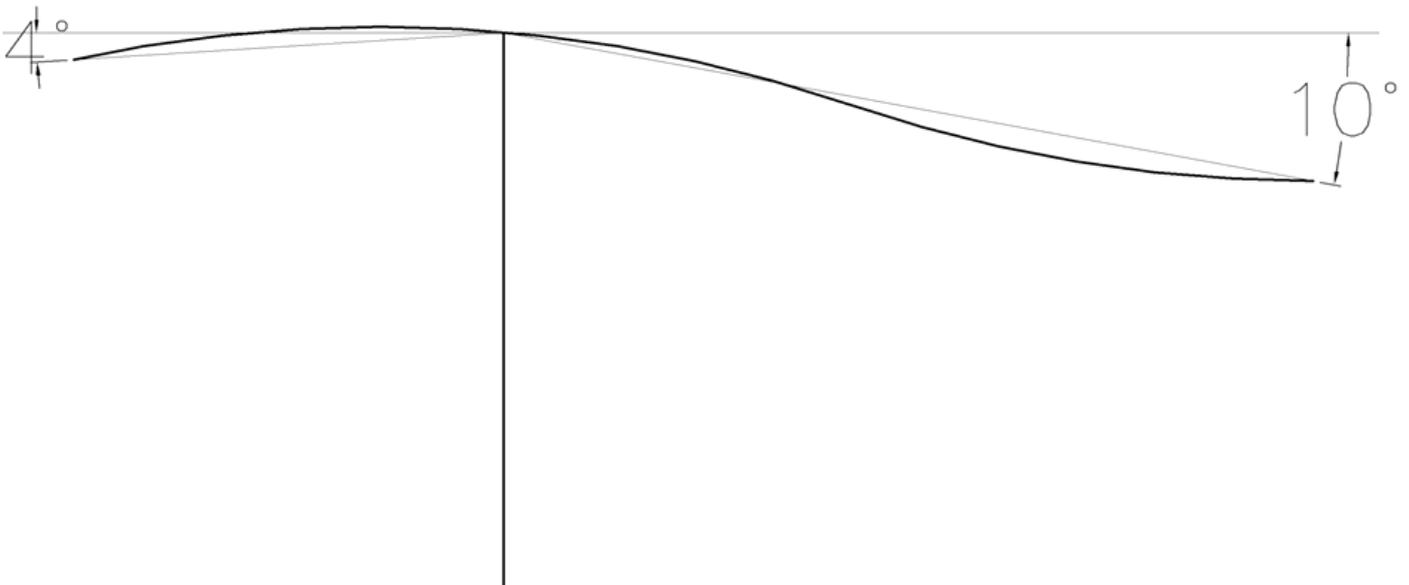


Figura N° 5: Gráfico de líneas rectas desde aleros a la cumbrera.

6) Considerar las cargas adicionales originadas por lluvia sobre nieve (Capítulo 10 y sus Comentarios)

No es necesario considerar una carga de lluvia sobre nieve ya que la pendiente es mayor que  $2,4^\circ$

7) Considerar las cargas por acumulación de agua (Capítulo 11 y sus Comentarios)

No es necesario considerar una carga de lluvia sobre nieve ya que la pendiente es mayor que  $1,2^\circ$

### HIELO (R)

La carga de hielo se debe determinar utilizando el peso del hielo liso que se forma en todas las superficies expuestas de los elementos estructurales, tensores, componentes, accesorios y sistemas de cable. Para placas planas y grandes objetos tridimensionales:

$$V_i = \pi \cdot t_d \cdot A_s$$

- Donde  $A_s$  es el área de un lado de la placa
- Para placas verticales, se permite multiplicar  $V_i$  por **0,8** y para placas horizontales se permite hacerlo por **0,6**.
- $t_d$ : espesor de hielo de diseño para lluvia congelante, en mm. Se debe determinar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_d = t \cdot I_i \cdot f_z \cdot (k_{zt})^{0,35}$$

En la Tabla 2 se especifica el espesor de hielo radial uniforme equivalente,  $t$ , debido a la lluvia congelante a una altura de **10 m**, en función de la altura y de la velocidad de viento concurrente. Los espesores para acumulaciones de hielo debidas a otras causas, se deben obtener para todas las regiones de los estudios meteorológicos locales.

En nuestro caso, Mendoza corresponde a la zona 2 por lo tanto,  $t = 6 \text{ mm}$ .

**Debido a que la estructura es Categoría III (según el Apéndice B), en la Tabla 1 tenemos:**

$$I_i = 1,25$$

$$I_w = 1,00$$

Según la tabla 2.b) y el espesor nominal del hielo  $t = 6 \text{ mm}$  tenemos:

Tabla 2.a). Espesor nominal de hielo,  $t$ , según la zona

| zona | $t$ (mm)<br>hasta 1000 m<br>de altura | $t$ (mm)<br>de 1000 m a 3000 m<br>de altura | $t$ (mm)<br>mayor que 3000 m<br>de altura |
|------|---------------------------------------|---|---|
| 1    | 13                                    | 20  | $\geq 30$                                 |
| 2    | 6                                     | 13  | $\geq 30$                                 |
| 3    | 0                                     | 6   | $\geq 30$                                 |

Figura Nº 5: Tabla 2.a) Espesor nominal del hielo según zona.

Densidad del hielo = **900 kg/m<sup>3</sup>**

Velocidad del viento concurrente  $V_c = 28 \text{ m/s}$

$$f_z = \frac{z^{0.10}}{10} = \left(\frac{8 \text{ m}}{10}\right)^{0.10} = 0,9779$$

$$k_{zt} = 1,065$$

Por lo tanto el **espesor de hielo de diseño para lluvia congelante:**

$$t_d = t \cdot I_i \cdot f_z \cdot (k_{zt})^{0,35} = 6\text{mm} \times 1,25 \times 0,9779 \times (1,065)^{0,35} = 7,5 \text{ mm}$$

Para analizar la cubierta, la cual tenemos una superficie de 30,50 m de largo y 18,70 de ancho (incluyendo aleros), debemos calcular el volumen de hielo sobre esta superficie y como es una placa horizontal se permite multiplicar este volumen por **0,6**.

$$V_i = \pi \cdot t_d \cdot A_s$$

$$V_i = \pi \cdot 7,5 \text{ mm} \times 30,50 \text{ m} \times 18,70 \text{ m} = 13,44 \text{ m}^3$$

$$V_i \times 0,6 = 13,44 \text{ m}^3 \times 0,6 = 8,06 \text{ m}^3$$

Y al tener la densidad del hielo (**900 kg/m3**)

$$\text{Peso total del hielo sobre la cubierta: } 8,06 \text{ m}^3 \times 900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 7256,82 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Este peso podemos analizarlo en dos direcciones, con las dimensiones correspondientes.

$$\frac{7256,82 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{30,50 \text{ m}} = 237,93 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 2,33 \text{ kPa}$$

$$\frac{7256,82 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{18,70 \text{ m}} = 388,07 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 3,80 \text{ kPa}$$

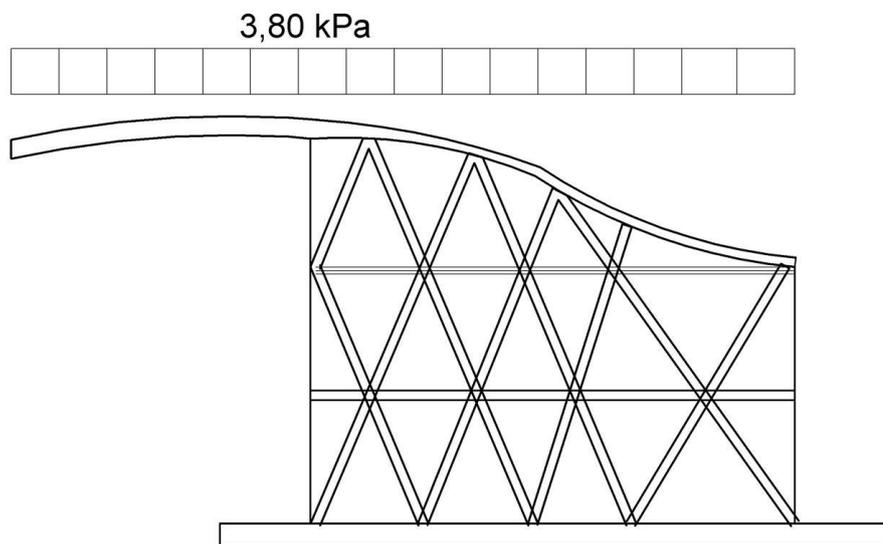
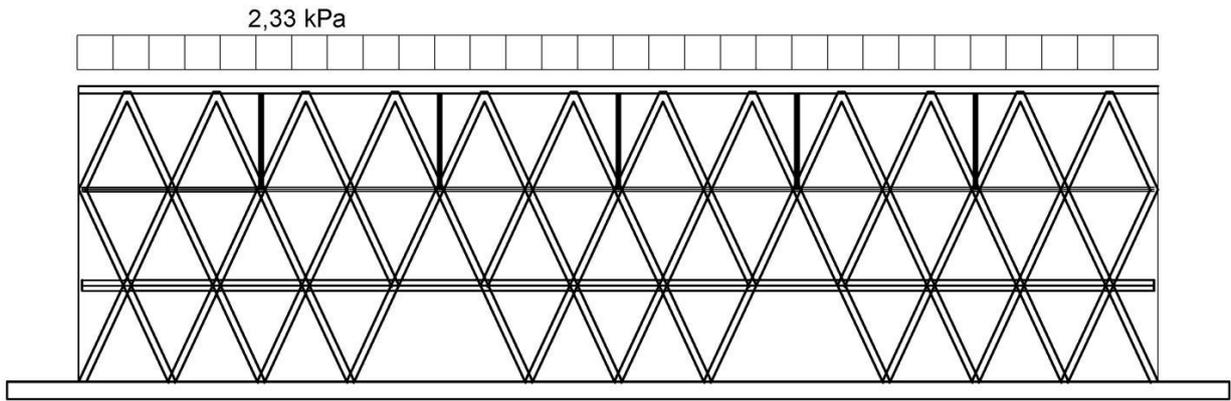


Figura Nº 6: Carga en vista lateral



## Cargas de viento según CIRSOC 102

El reglamento CIRSOC 102, para cargas de viento, propone tres métodos para realizar el análisis de cargas: Método simplificado, método analítico y método del túnel de viento. Se debe cumplir una serie de requisitos para que se pueda aplicar cada método, por lo tanto, analizaremos la morfología del edificio en base a estos parámetros. Recordando la forma y dimensiones principales de la construcción:

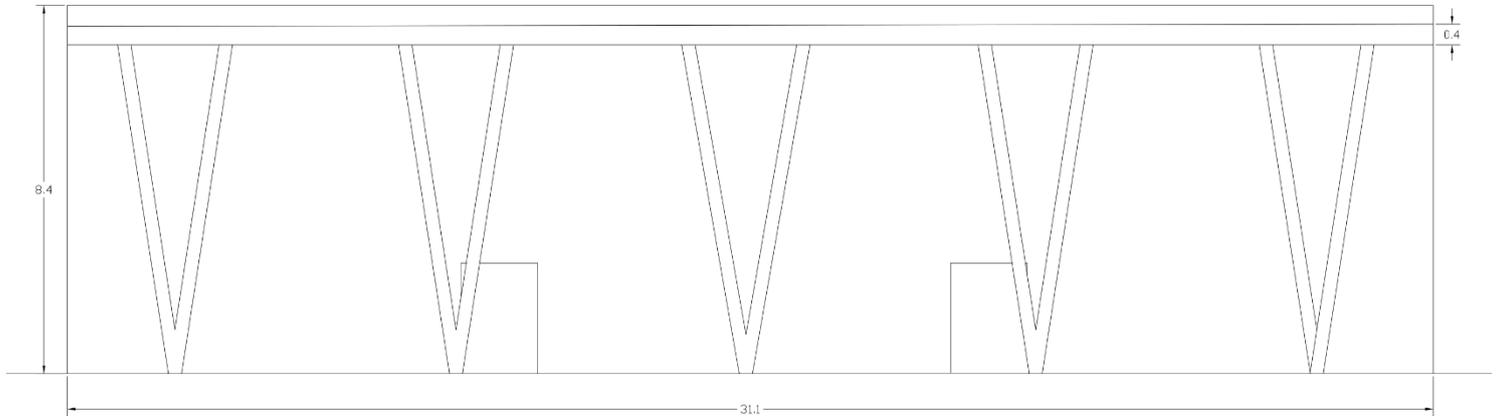


Figura 1: Vista frontal

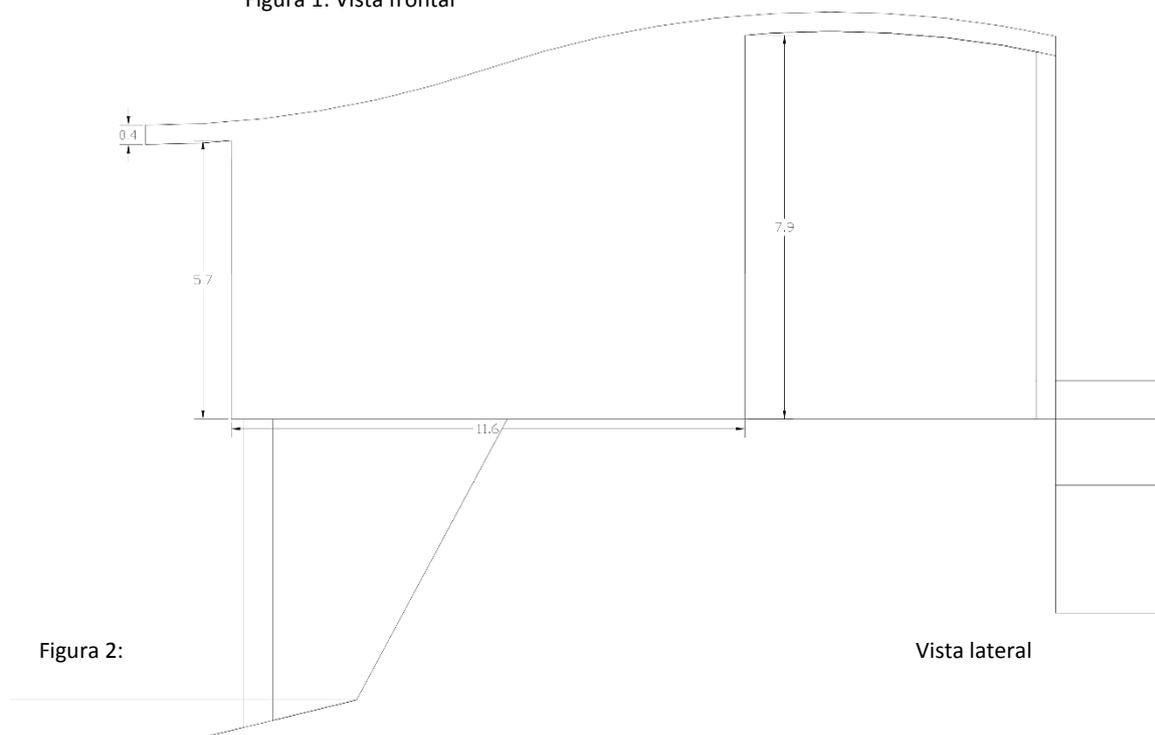


Figura 2:

Vista lateral

Principalmente lo que se puede notar es que el edificio no se diferencia significativamente de la forma de un prisma, y que la cubierta, por más de presentar una curvatura, no cuenta con grandes pendientes.



Si realizamos una aproximación lineal de la cubierta, formado por una cubierta inclinada y dos salientes de cubiertas planos a ambos lados:

$$\theta = \tan^{-1}(2m/10m) = 11,31^\circ$$

Para poder aplicar el método simplificado debemos cumplir los siguientes requisitos:

- Edificio con diafragmas simples:  
Un edificio cerrado o parcialmente cerrado en el cual las cargas de viento se transmiten al sistema principal vertical resistente a la fuerza del viento a través de diafragmas de entrepisos y cubierta.  
Podemos ver que el edificio no cuadra dentro de la categoría de abierto (cada pared abierta al menos 80%) ni tampoco cuadra dentro de la categoría de edificio parcialmente cerrado ya que hay paredes que no poseen aberturas, por lo que no podría alcanzar el mínimo. En definitiva, tenemos un edificio cerrado donde las cargas de viento se transmiten al sistema principal resistente a la fuerza del viento (diagrid) a través del entrepiso y la cubierta. **Cumple**
- Pendiente de cubierta menor que 10°. **No cumple**
- La altura media de la cubierta del edificio es menor o igual a 10 m. **Cumple**
- El edificio es de forma regular:  
Como expresamos anteriormente, el edificio es aproximadamente similar a un edificio de forma prismática con una cubierta inclinada con dos salientes o aleros. Consideramos que posee forma regular. **Cumple**
- El edificio no se encuadra como edificio flexible  
Los edificios flexibles son aquellos edificios y otras estructuras esbeltas que tienen una frecuencia natural fundamental menor que 1 Hz. El edificio analizado no se considera esbelto. **Cumple**
- La estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones. **Cumple**
- El edificio no está sujeto a los efectos topográficos  
El edificio podemos considerar que se encuentra sobre una colina, por lo cual se ve afectado a efectos topográficos. **No cumple**

Se debe utilizar otro procedimiento. Vemos que en el analítico las condiciones a cumplir son:

- El edificio o estructura es de forma regular. **Cumple**
- El edificio o estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo.

Haciendo uso de los comentarios al CIRSOC 102, concluimos que el edificio cumple con esta condición, así como cumple la condición de forma regular. **Cumple**

Se hace uso del procedimiento analítico:

- 1) Determinamos la velocidad básica del viento y el factor de direccionalidad  $K_d$ :  
Como no se poseen registros específicos del viento en la zona, se utiliza el valor propuesto por el reglamento:  $V=40$  m/s. Además,  $K_d=0,85$ .
- 2) Determinar el factor de importancia  $I$ :  
Considerando una categoría III para el edificio, el factor de importancia tiene un valor  $I=1,15$ .
- 3) Determinar las categorías de exposición y los factores de exposición para presión dinámica  $K_z$  o  $K_h$ :  
Por encontrarse en una zona costera, sin obstrucciones, el edificio entra en la categoría de exposición D, en todas sus direcciones. Como la altura máxima es de 8,4 m, el factor de exposición entonces será:

$$\begin{aligned} z < 5m & \quad K_z = 1,05 \\ 5m < z < 6m & \quad K_z = 1,08 \\ 6m < z < 7,5m & \quad K_z = 1,12 \\ 7,5m < z < 8,4m & \quad K_z = 1,18 \end{aligned}$$

Estos valores servirán para evaluar la pared a barlovento, para las demás paredes se calcula un  $K_h$  calculado a la altura media:

Altura media de la cubierta 7,2 m –  $K_h=1,11$

- 4) Determinar el factor topográfico  $K_{zt}$ :  
Hemos dicho que la construcción se encuentra sobre una colina, por lo cual debemos calcular el factor topográfico como:

$$K_{zt} = (1 + K_1 \cdot K_2 \cdot K_3)^2$$

Donde:  $K_1=0,53$        $K_2=1,00$        $K_3=0,06$

Que se obtienen de evaluar la geometría de la elevación en el lado de mayor pendiente, que en nuestro caso es el que se puede evidenciar en la vista lateral. El factor topográfico tiene valor  $K_{zt}=1,065$ .

- 5) Determinar factor de efecto de ráfaga  $G$ :  
Considerando al edificio como una estructura rígida, el factor de ráfaga es  $G=0,85$ .
- 6) Determinar la clasificación de cerramiento:  
Como se ha visto anteriormente, el edificio se clasifica como cerrado.
- 7) Determinar el coeficiente de presión interna  $G_{Cpi}$ :  
Por tabla, determinamos que  $G_{Cpi}=\pm 0,18$ .
- 8) Determinar los coeficientes de presión externa  $C_{py}$   $G_{Cp}$ :  
Para el sistema principal resistente a la fuerza del viento:
  - o Pared a barlovento:  $C_p=0,8$
  - o Pared a sotavento: En los frentes  $C_p=-0,5$  – En los laterales  $C_p=-0,3$
  - o Paredes laterales:  $C_p=-0,7$
  - o Cubierta normal a cumbrera: barlovento  $C_p=-0,95$  – Sotavento  $C_p=-0,5$
  - o Cubierta paralela a cumbrera  $C_p=-0,3$

- Para los voladizos a barlovento:  $C_p=0,8$  (actuando sobre la superficie inferior)  
Para los componentes y revestimientos:

- Para las paredes se han planteado muros cortinas, cada panel tiene aproximadamente 3 metros de alto y 1 metro de ancho, por lo tanto, tendríamos 3 m<sup>2</sup>. Para paredes a barlovento  $G C_p=0,9$  y para paredes laterales  $G C_p=-1,2$ .
- Para la cubierta se han planteado correas de 5,4 metros de largo, separadas cada 0,6 metros, por lo que el área efectiva es de 3,24 m<sup>2</sup>. Para las que se encuentren en la cubierta, a barlovento tienen un factor de  $G C_p=0,25$  y a sotavento un factor de  $G C_p=-2,2$ . Las que se encuentren sobre los aleros tendrán un factor a sotavento de  $G C_p=-2$ .

Aclaremos que para los componentes y revestimientos se han tomado los valores de las zonas más desfavorables ya que se diseñaran todos los elementos de la misma sección.

9) Determinar la presión dinámica:

Para las paredes a barlovento se determinará con la siguiente expresión:

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

Donde recordamos que  $K_z$  varía con la altura. Los valores obtenidos para las distintas alturas son:

$$\begin{aligned} z < 5m & \quad q_z = 1072,1 \text{ N/m}^2 \\ 5m < z < 6m & \quad q_z = 1102,7 \text{ N/m}^2 \\ 6m < z < 7,5m & \quad q_z = 1143,6 \text{ N/m}^2 \\ 7,5m < z < 8,4m & \quad q_z = 1204,8 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Para las paredes laterales y a sotavento se calcula una presión a la altura media de la cubierta, utilizando el factor  $K_h$ .

$$q_h = 0,613 K_h K_{zt} K_d V^2 I = 1133,4 \text{ N/m}^2$$

10) Determinar la carga de viento de diseño:

Las presiones de viento para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

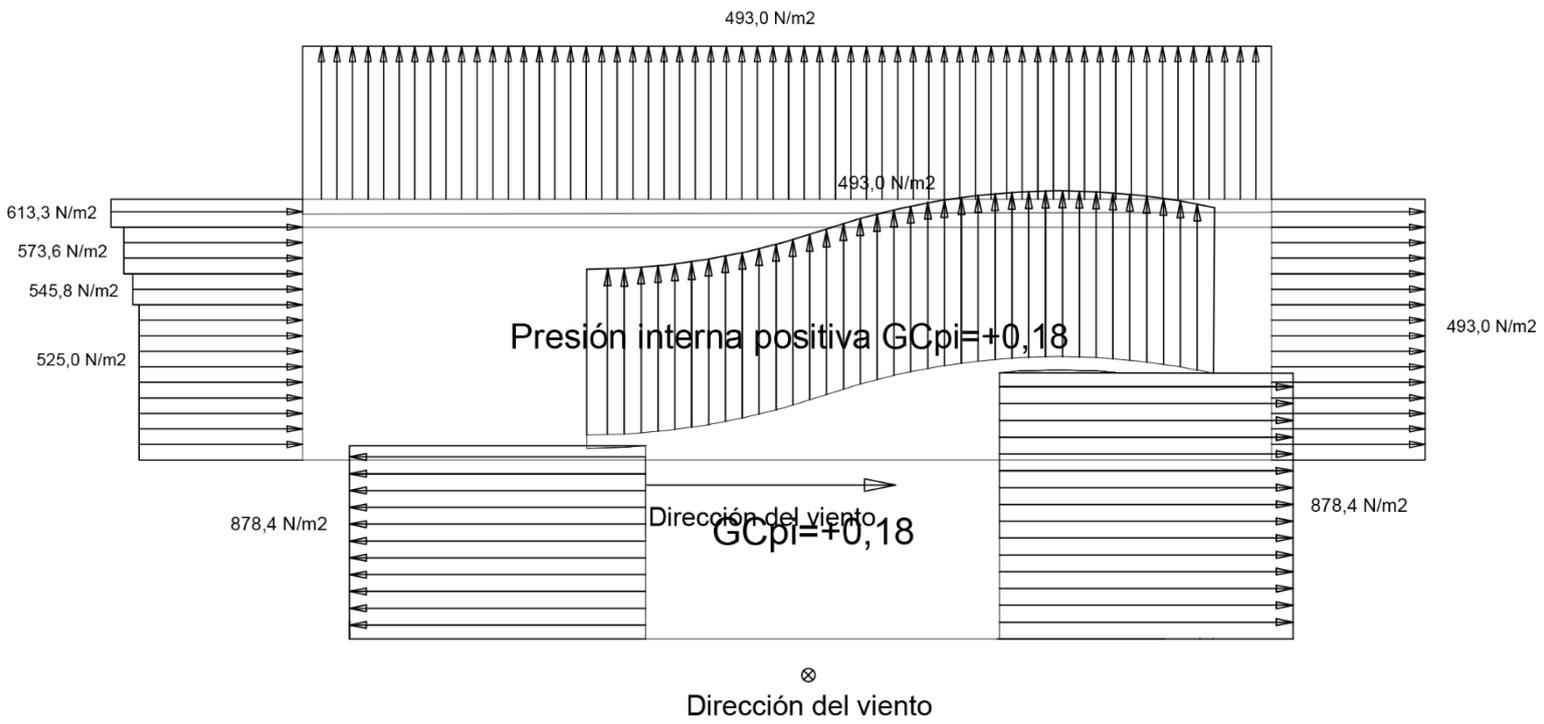
$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi})$$

Donde  $q$  y  $q_i$  son  $q_z$  y  $q_h$ , definidos anteriormente, según corresponda. Según lo definido en el reglamento se utilizará  $q=q_z$  para paredes a barlovento y  $q=q_h$  para las demás paredes. Además,  $q_i=q_h$  para todos los casos.

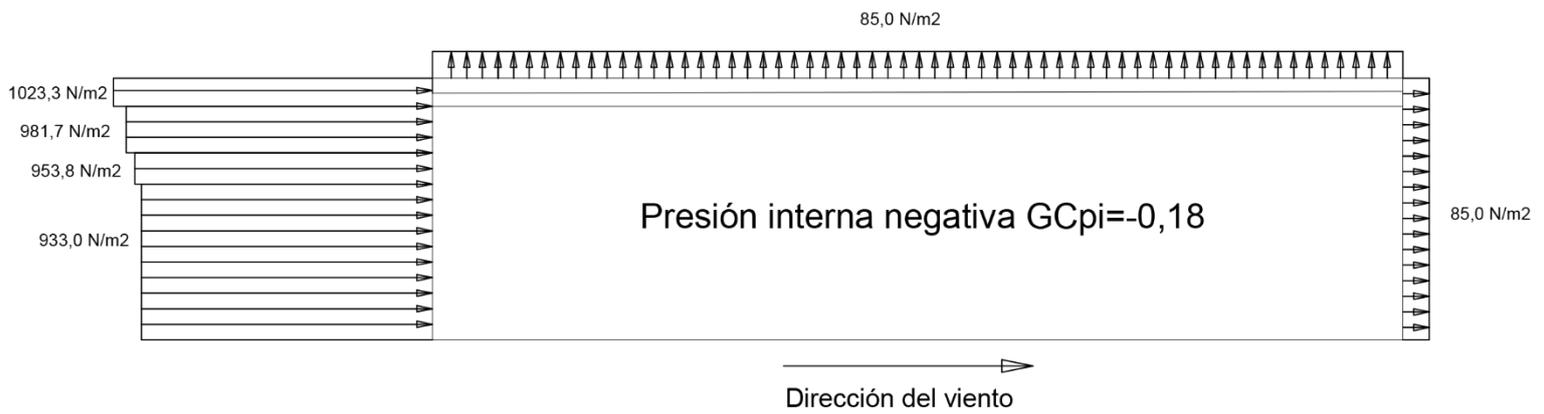
Los valores obtenidos se resumen en los siguientes gráficos:

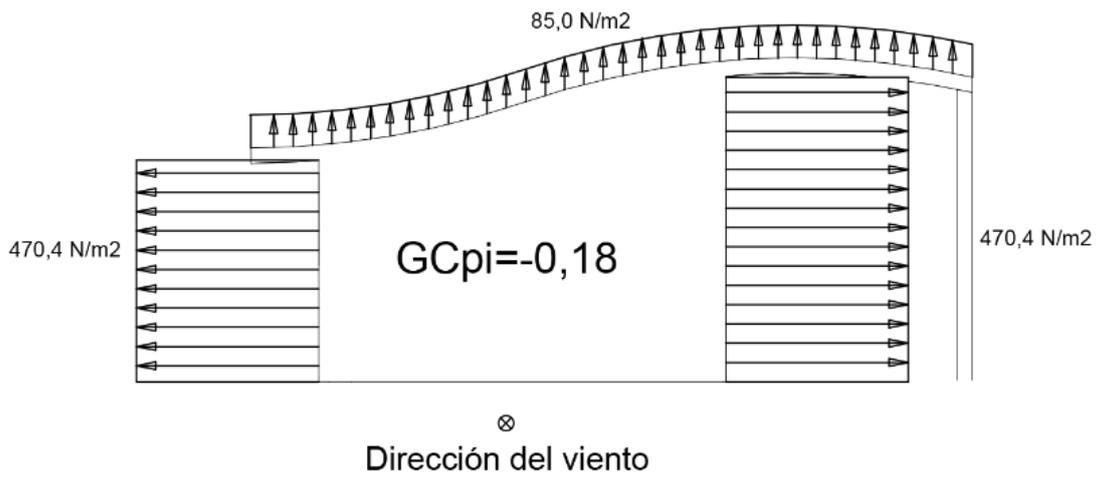
- Vientos actuantes en las caras laterales

○ Presión interna positiva:

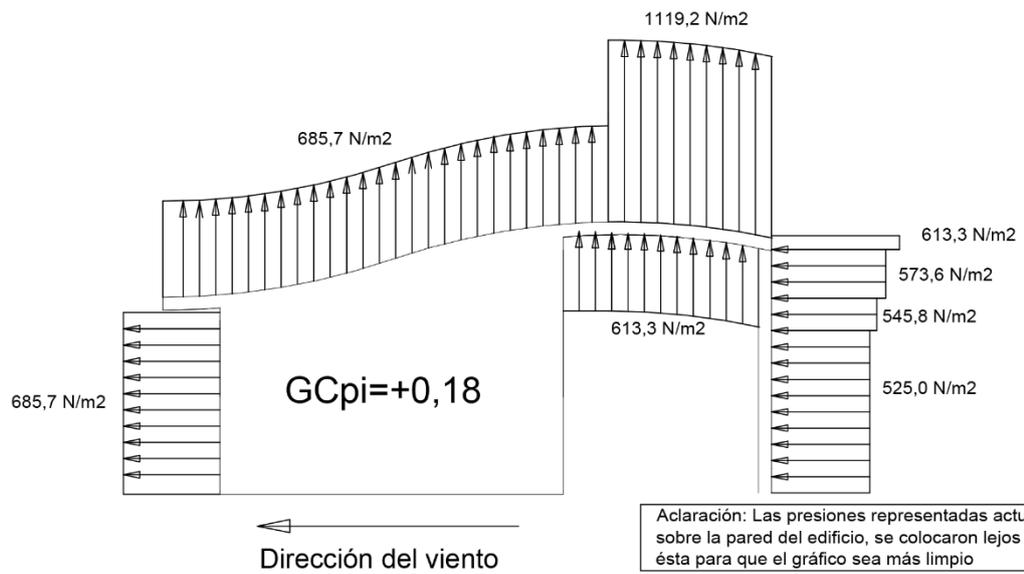
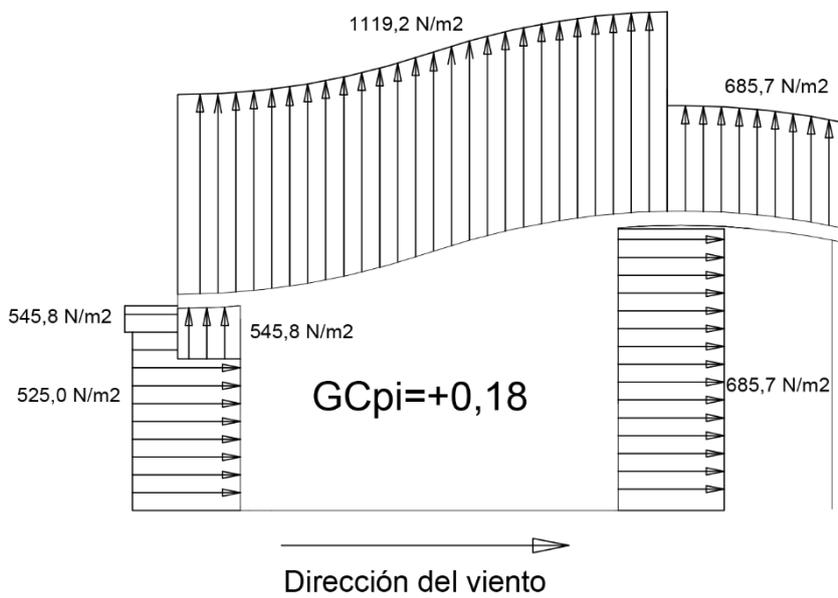


○ Presión interna negativa:



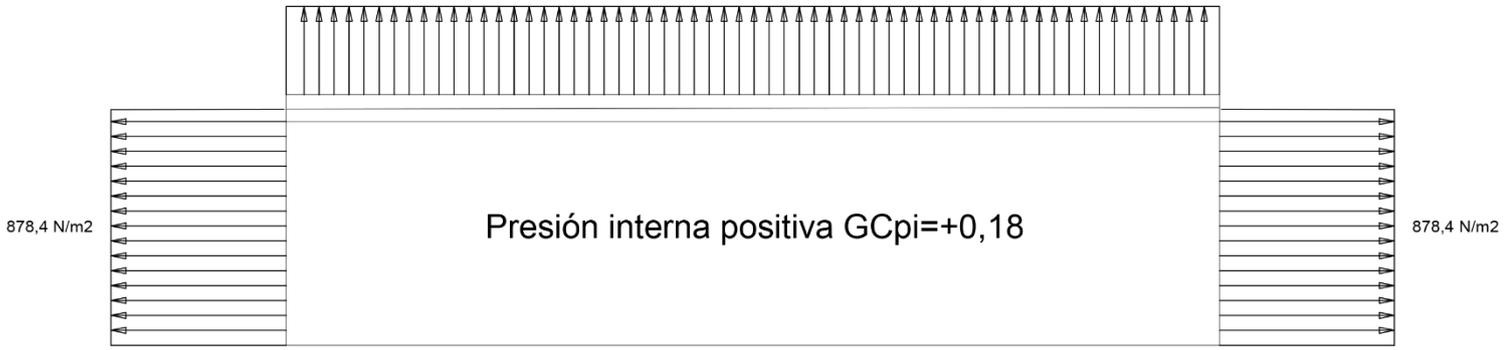


- Vientos actuantes en las caras frontales (Los gráficos no están a escala)
  - Presión interna positiva:



Aclaración: Las presiones representadas actúan sobre la pared del edificio, se colocaron lejos de ésta para que el gráfico sea más limpio

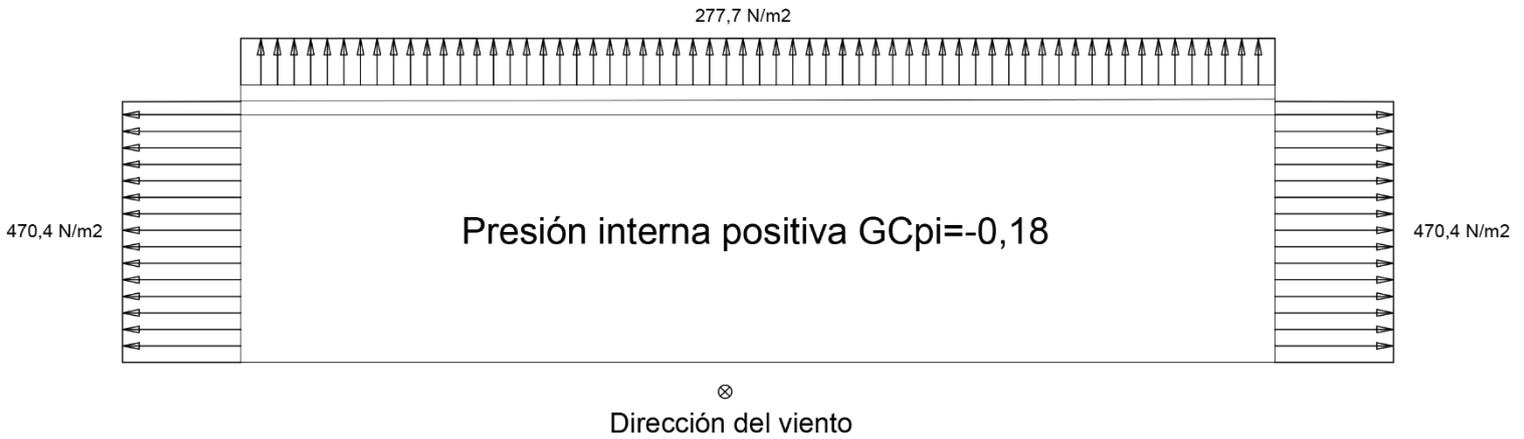
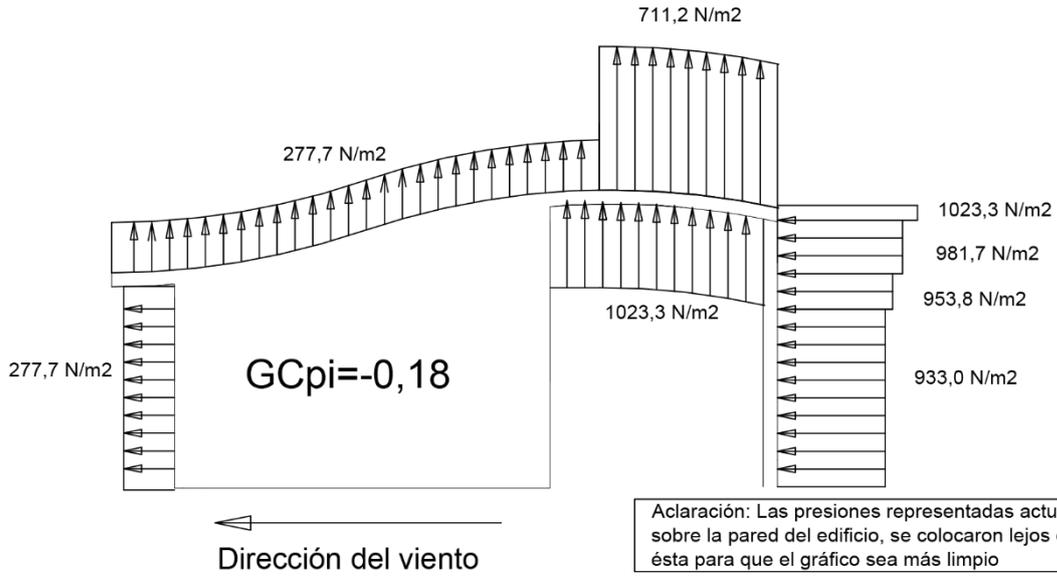
685,7 N/m<sup>2</sup>



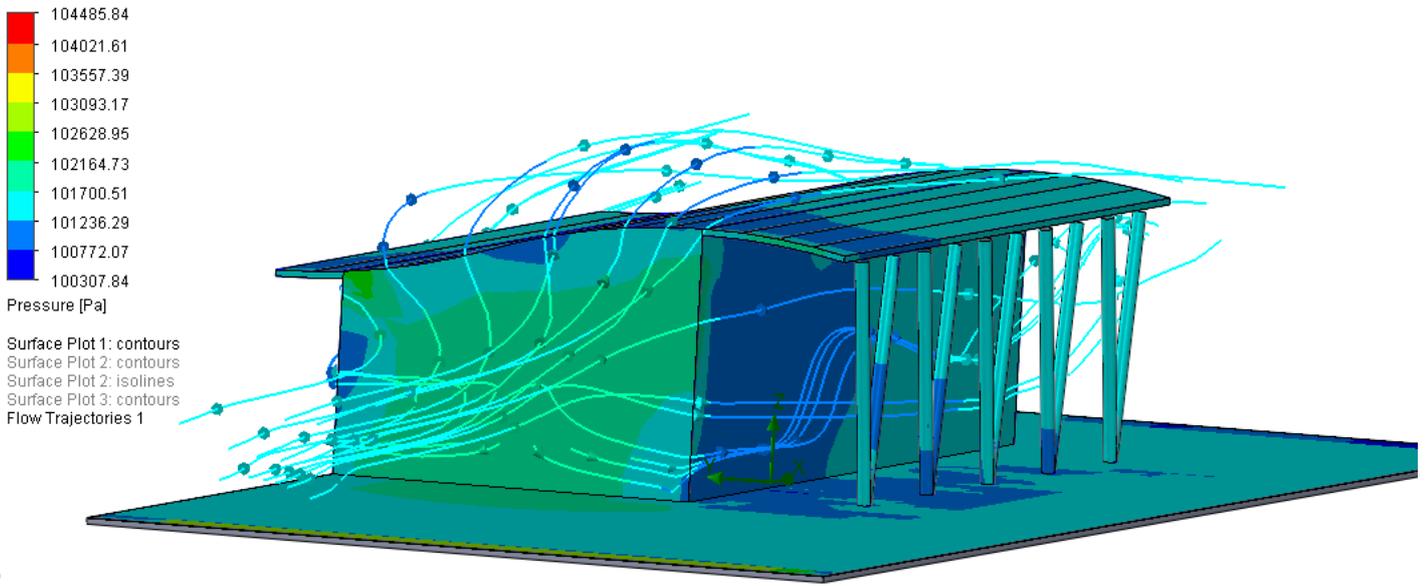
⊗  
Dirección del viento

○ Presión interna negativa:





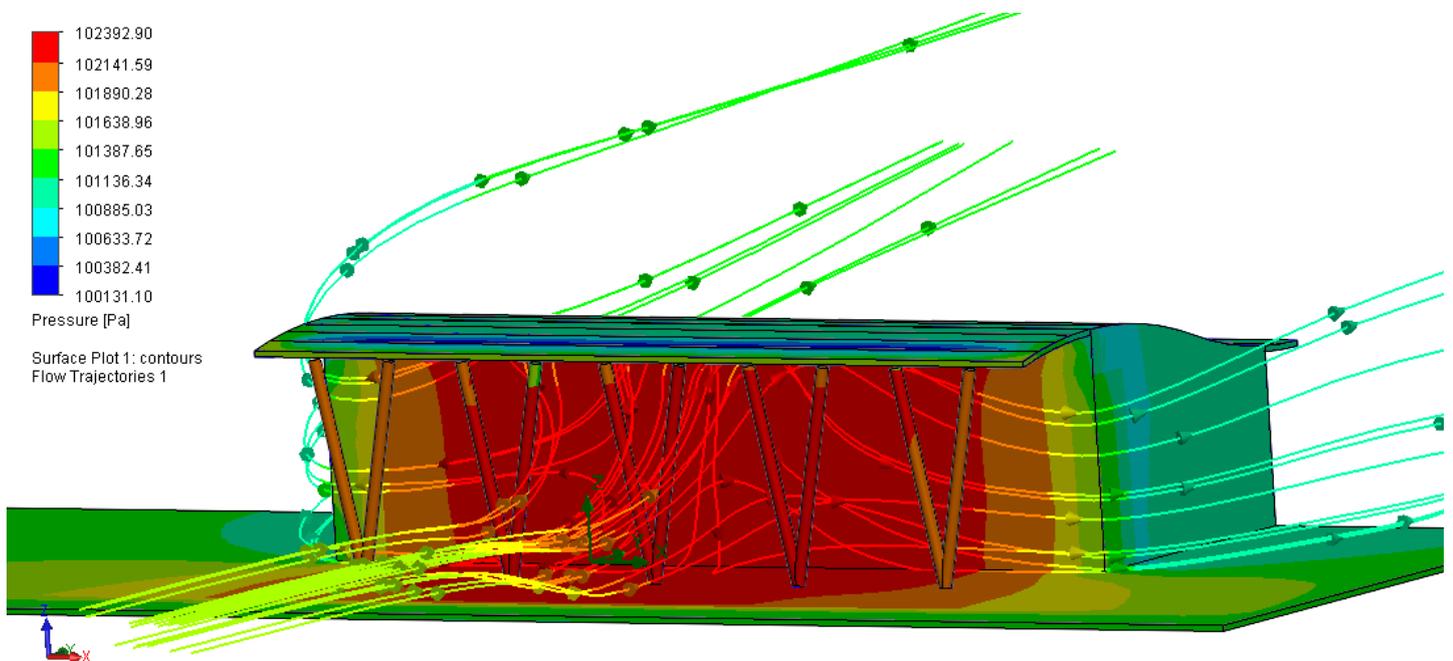
A modo de tener una representación gráfica y de controlar el comportamiento del edificio, se elaboró un análisis simple de túnel de viento:



Podemos observar que el comportamiento no se diferencia de un edificio de forma prismática y que las presiones máximas que alcanza a barlovento son de aproximadamente  $840 \text{ N/m}^2$ . Cabe aclarar que no se tiene en cuenta las presiones internas.

En esta dirección podemos observar el efecto que produce la cubierta, llegando a presiones de aproximadamente  $1070 \text{ N/m}^2$ . Además, se puede observar que las columnas exteriores van a estar sometidos a presiones significativas.

Vale aclarar que el uso del túnel de viento es solamente para una representación gráfica, no se adoptaran estos valores ya que el modelado es básico, dejándose de lado varios aspectos. Lo que sí se puede tener en cuenta es que los valores son similares a los obtenidos por el método analítico y que el edificio se co



## Distribución de Cargas de Peso Propio

### Cubierta de Techo a Vigas Longitudinales

Asumiendo que el espaciado entre correas longitudinales es de 70cm (medida tomada a lo largo de la curva de la cubierta), podemos decir que el área tributaria será de:

$$AT(\text{vigas centrales}) = 70\text{cm} * \text{Longitud Viga}$$

$$AT(\text{vigas extremas}) = 35\text{cm} * \text{Longitud Viga}$$

Podemos identificar dos vigas diferentes, las intermedias y las laterales, las cuales difieren en su medida (5,6m y 4,04m respectivamente), por lo que las cargas para estas vigas (asumiendo que están simplemente apoyadas a las vigas transversales y considerando también el peso propio) se resumen en el siguiente cuadro:

### Para cargas Muertas

#### Vigas Extremas Laterales (L=4.05m)

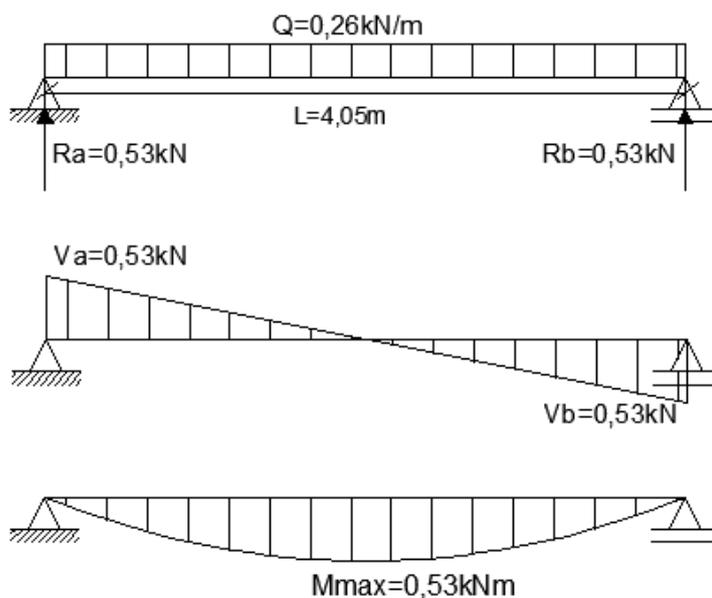
$$Q_{\text{techo}} = 0,35\text{m} * 0,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,16\text{kN/m}$$

$$Q_{\text{pp}} = 4,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2\text{m} * 0,1\text{m} = 0,1 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{techo}} + Q_{\text{pp}} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q * L}{2} = 0,53\text{kN}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{Q * L^2}{8} = 0,53\text{kNm}$$



### Vigas Extremas Centrales (L=5,6m)

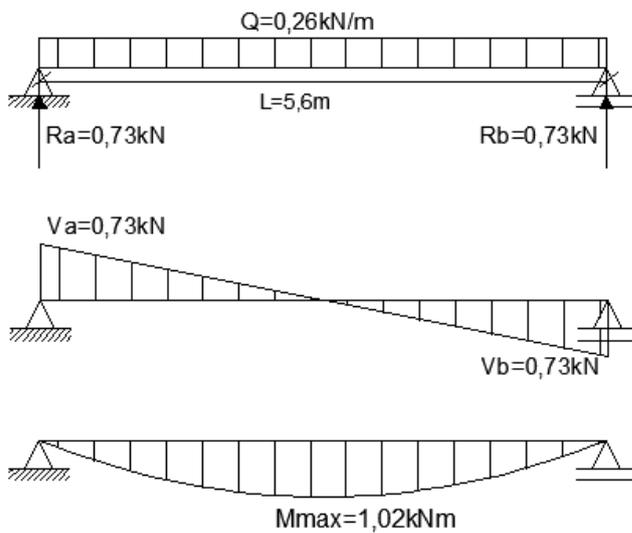
$$Q_{techo} = 0,35m * 0,46 \frac{kN}{m^2} = 0,16kN/m$$

$$Q_{pp} = 4,6 \frac{kN}{m^3} * 0,2m * 0,1m = 0,1 kN/m$$

$$Q_{total} = Q_{techo} + Q_{pp} = 0,26 \frac{kN}{m}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q * L}{2} = 0,73kN$$

$$M_{max} = \frac{Q * L^2}{8} = 1,02kNm$$



### Vigas Intermedias Laterales (L=4,05m)

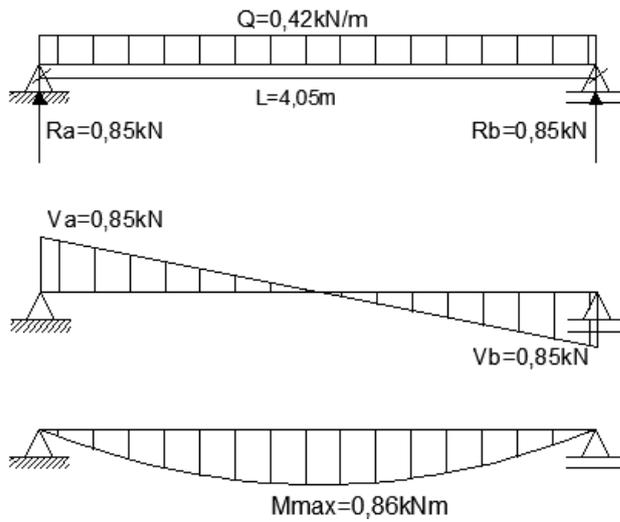
$$Q_{techo} = 0,7m * 0,46 \frac{kN}{m^2} = 0,32kN/m$$

$$Q_{pp} = 4,6 \frac{kN}{m^3} * 0,2m * 0,1m = 0,1 kN/m$$

$$Q_{total} = Q_{techo} + Q_{pp} = 0,42 \frac{kN}{m}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q * L}{2} = 0,85kN$$

$$M_{max} = \frac{Q * L^2}{8} = 0,86kNm$$



Vigas Intermedias Laterales (L=5,6m)

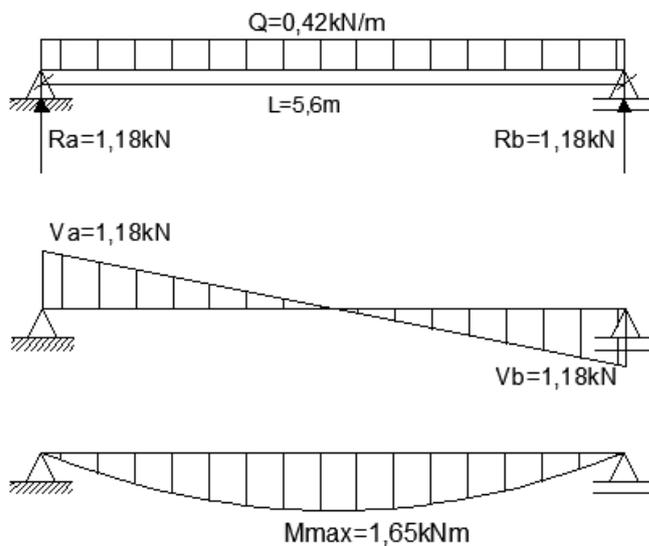
$$Q_{techo} = 0,7m * 0,46 \frac{kN}{m^2} = 0,32kN/m$$

$$Q_{pp} = 4,6 \frac{kN}{m^3} * 0,2m * 0,1m = 0,1 kN/m$$

$$Q_{total} = Q_{techo} + Q_{pp} = 0,42 \frac{kN}{m}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q * L}{2} = 1,18kN$$

$$M_{max} = \frac{Q * L^2}{8} = 1,65kNm$$



### Para cargas Vivas

Para cargas vivas se respeta la misma distribución obteniéndose los siguientes resultados

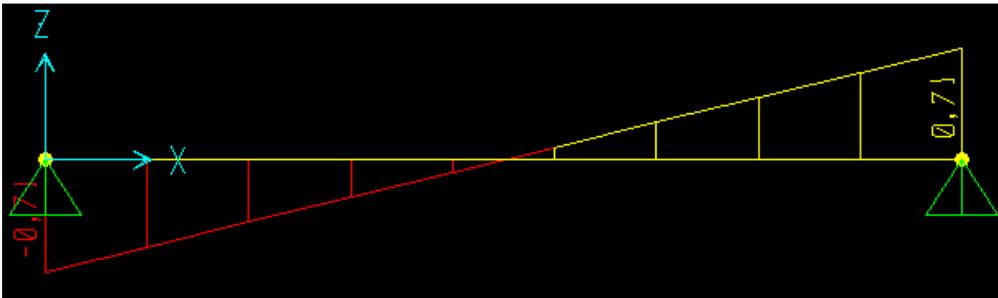
Vigas Exteriores Laterales (L=4.05m)

$$Q_{techo} = 0,35m * 1 \frac{kN}{m^2} = 0,35kN/m$$

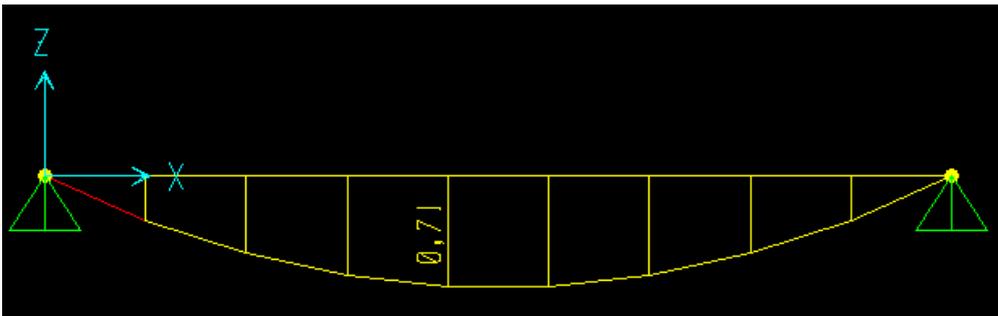
Reacciones



Corte



Momento



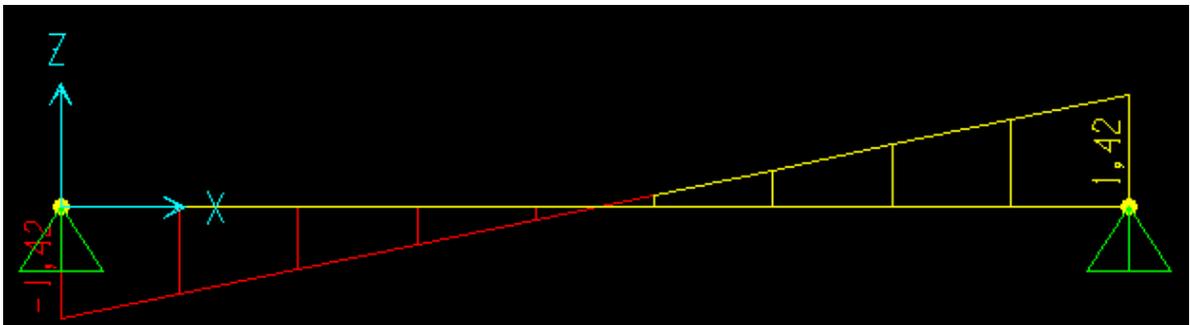
Vigas Intermedias Laterales (L=4,05m)

$$Q_{techo} = 0,7m * 1 \frac{kN}{m^2} = 1kN/m$$

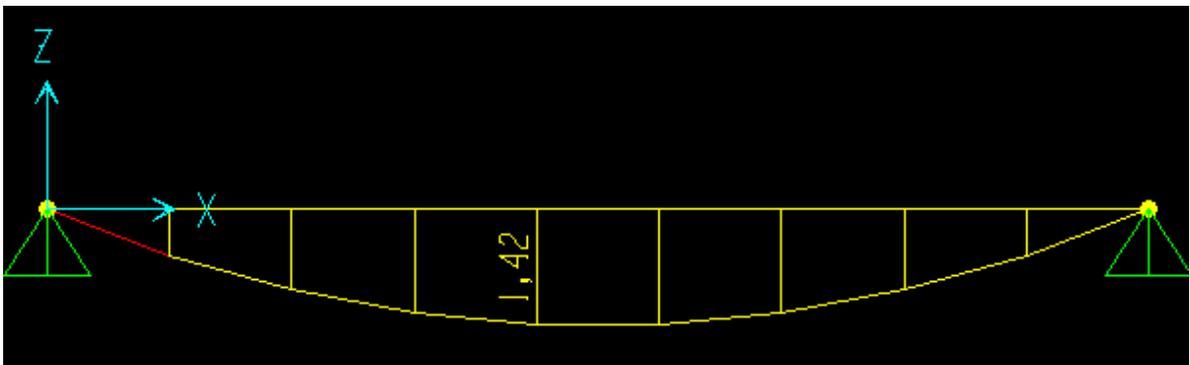
Reacciones



Corte



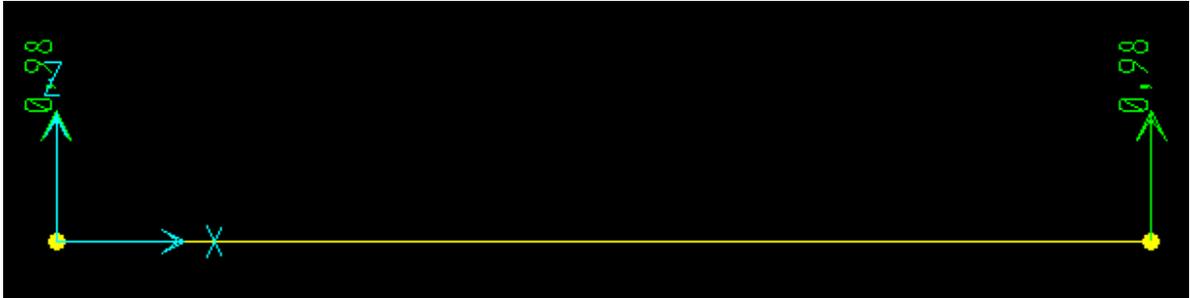
Momento



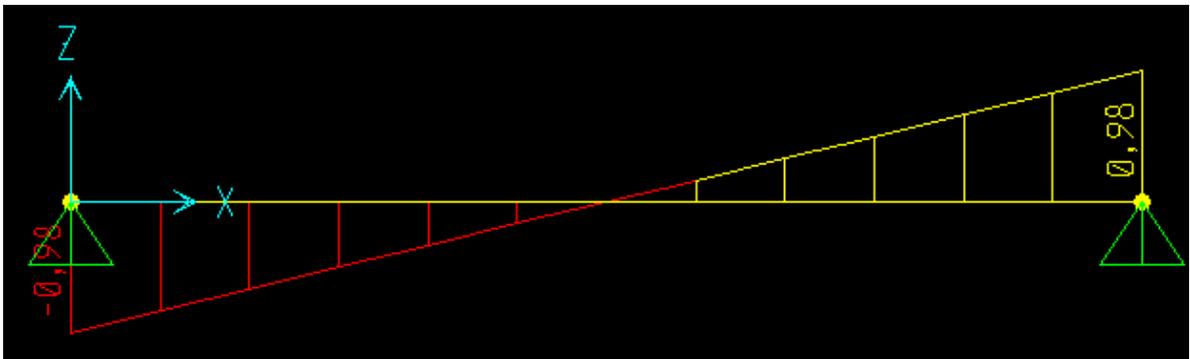
Vigas Extremas Centrales (L=5,6m)

$$Q_{techo} = 0,35m * 1 \frac{kN}{m^2} = 0,35kN/m$$

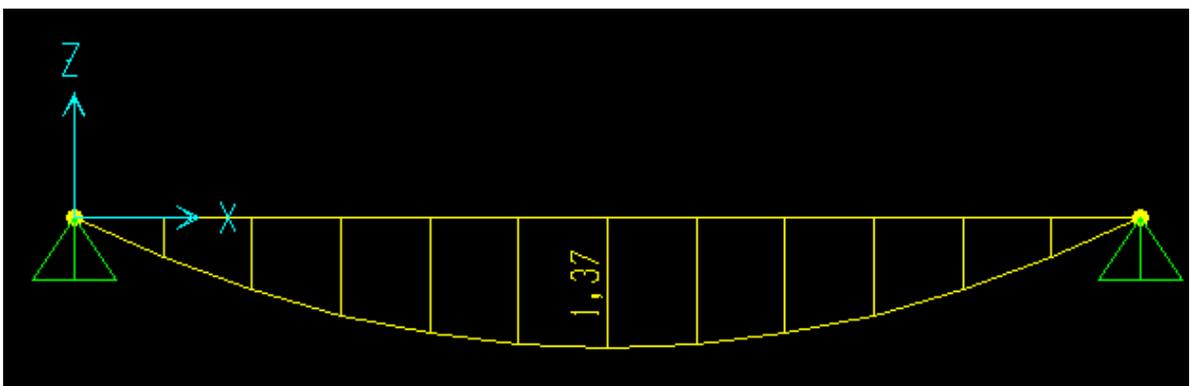
Reacciones



Corte



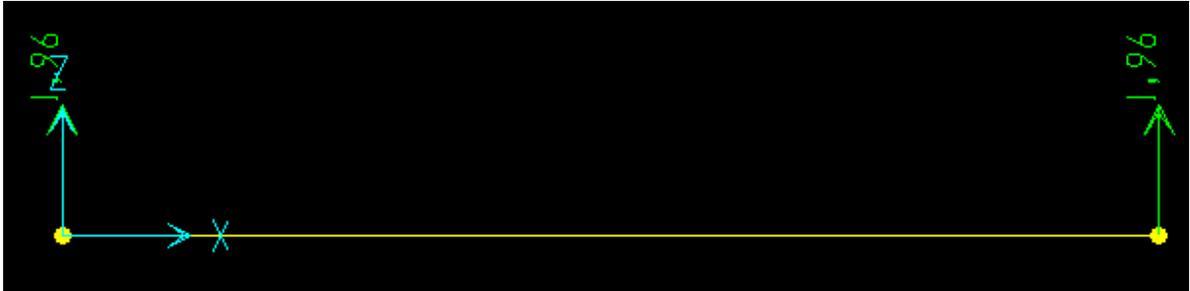
Momento



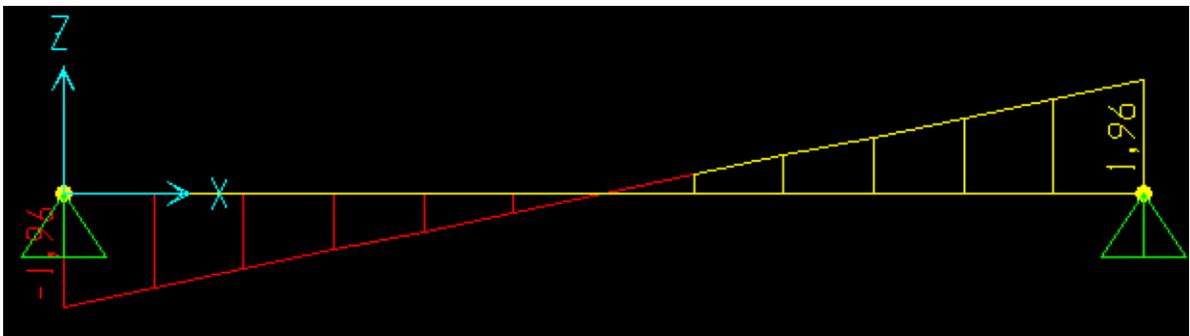
Vigas Intermedias Laterales (L=5,6m)

$$Q_{techo} = 0,7m * 1 \frac{kN}{m^2} = 0,7kN/m$$

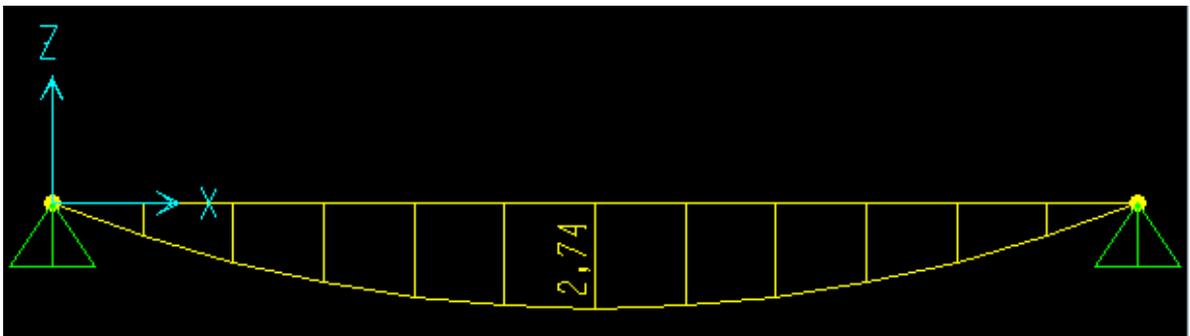
Reacciones



Corte



Momento

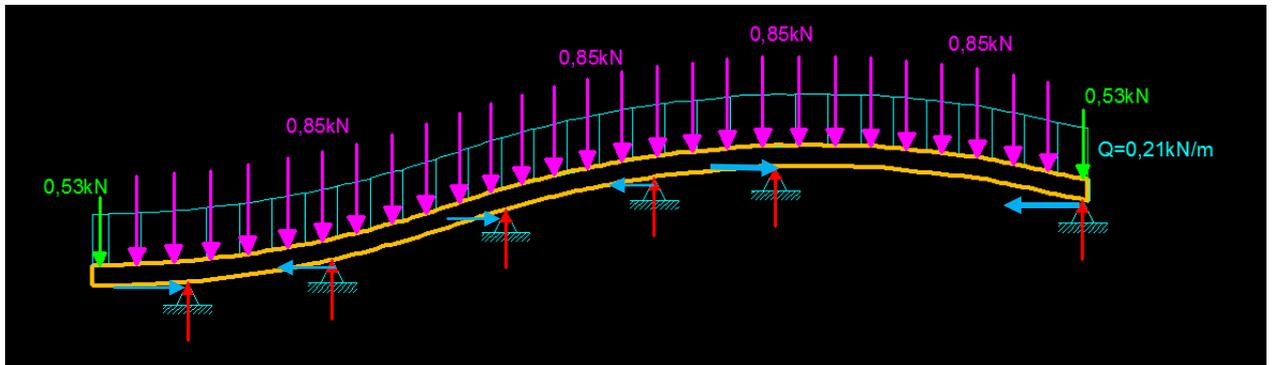


## Correas Longitudinales a Correas transversales

### Para cargas Muertas

#### Correas Longitudinales Laterales

Teniendo en cuenta tanto las reacciones del peso propio tenemos:



Del programa SAP 2000 obtenemos los siguientes valores

$$R1y = 5,52kN$$

$$R1x = 0,9kN$$

$$R2y = 3,4kN$$

$$R2x = -1,76kN$$

$$R3y = 6,18kN$$

$$R3x = 1,5kN$$

$$R4y = 2,13kN$$

$$R4x = -1,1kN$$

$$R5y = 6,62kN$$

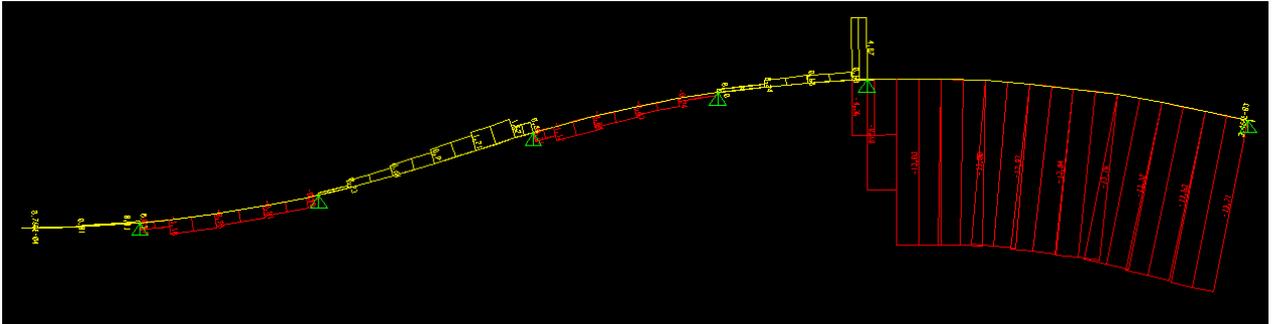
$$R5x = 13,48kN$$

$$R6y = 5,33kN$$

$$R6x = -13,03kN$$

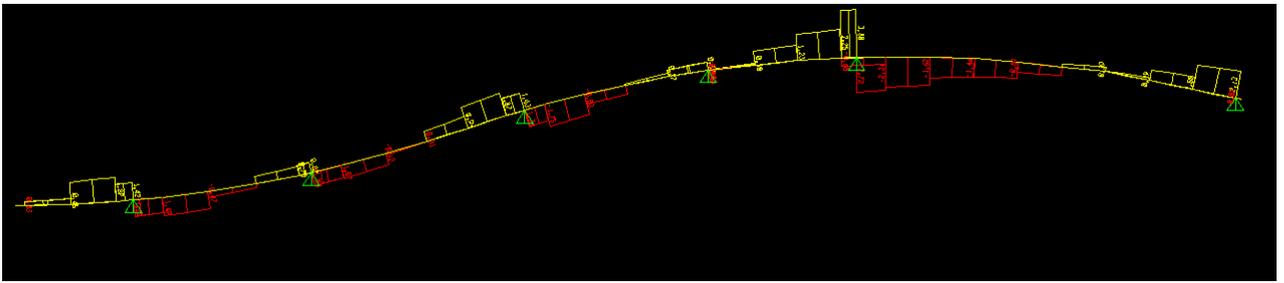
En el Programa obtuvimos los siguientes diagramas

### Normal



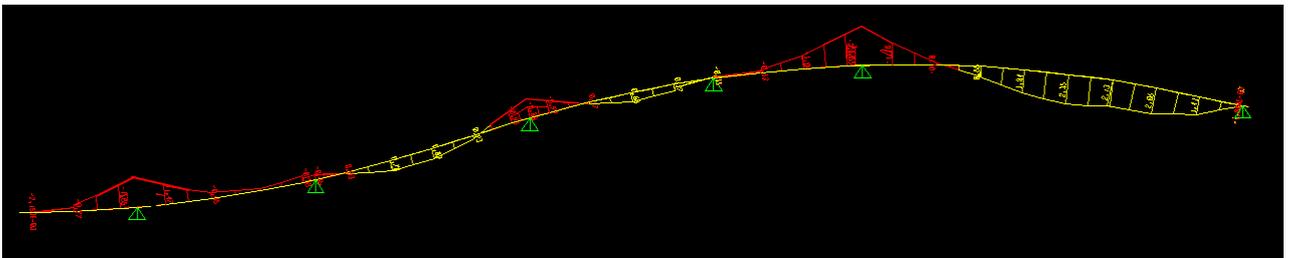
Con una **compresión** máxima de 13,71 Kn y una **tracción** máxima de 4,87kN.

### Corte



Con un **corte negativo máximo** -2,72kN de y un **corte positivo máximo** de 3,8kN

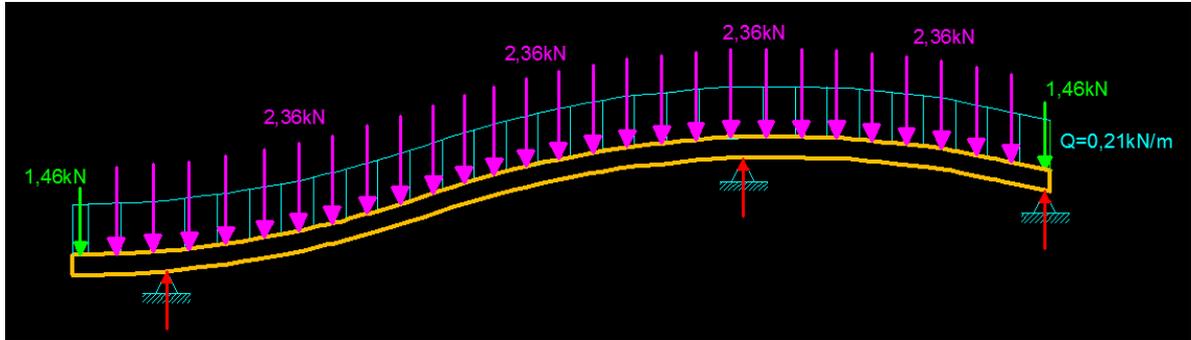
### Momento



Con un **momento máximo negativo** -3,2kNm de y un **momento máximo positivo** de 2,35kNm

## Correas Longitudinales Centrales

De igual forma que el anterior mostramos la distribución de cargas para las vigas centrales, téngase en cuenta que en estos casos las reacciones de las correas laterales, al actuar de los dos lados de esta correa, aumentan su valor al doble.



Del programa SAP 2000 obtenemos los siguientes valores

$$R1y = 28,4kN$$

$$R1x = 21,22kN$$

$$R2y = 42,79kN$$

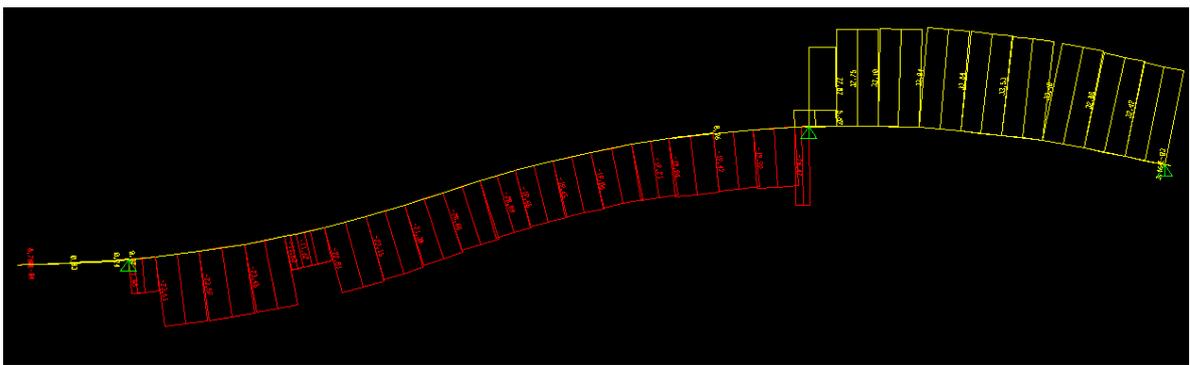
$$R2x = -53,98kN$$

$$R3y = 0,08kN$$

$$R3x = 32,75kN$$

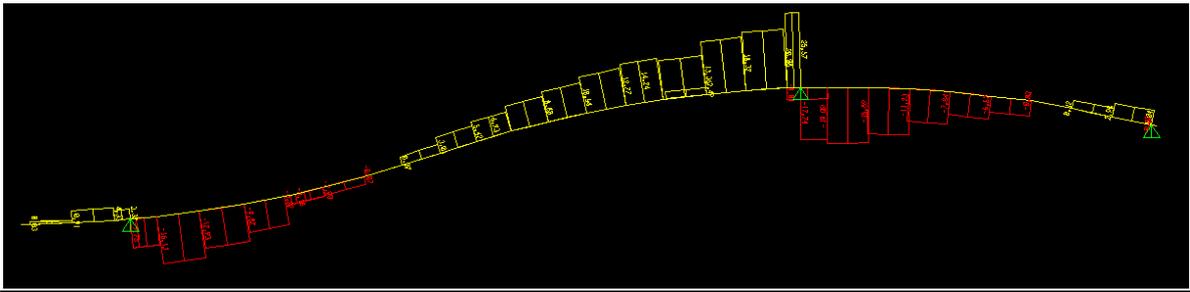
En el Programa obtuvimos los siguientes diagramas

### Normal



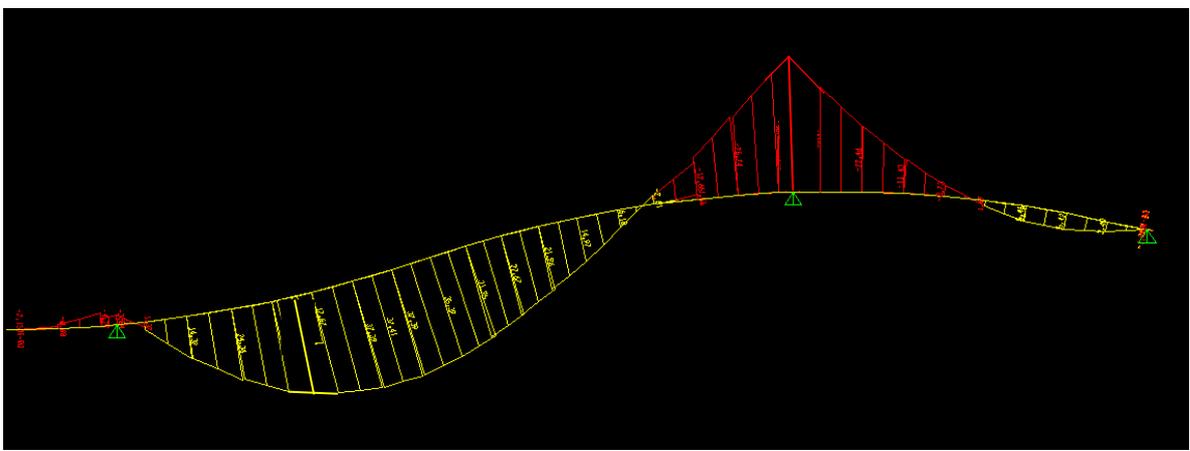
Con una **compresión** máxima de 26,47 kN y una **tracción** máxima de 33,84kN.

## Corte



Con un **corte negativo máximo** -19,09kN de y un **corte positivo máximo** de 25,57kN

## Momento



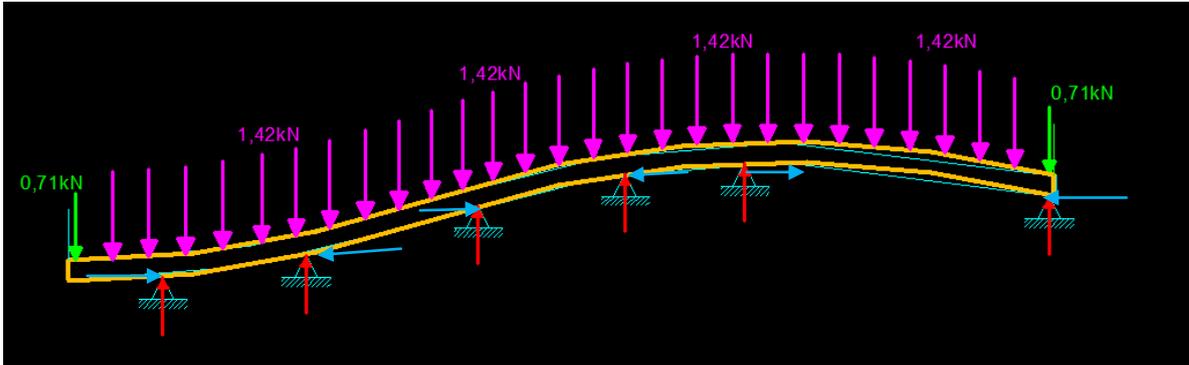
Con un **momento máximo negativo** -55,3kNm de y un **momento máximo positivo** de 37,41kNm

## Para cargas Vivas

Para cargas vivas se respeta la misma distribución obteniéndose los siguientes resultados

### Correas Longitudinales Laterales

Teniendo en cuenta tanto las reacciones del peso propio tenemos:



Del programa SAP 2000 obtenemos los siguientes valores

$$R1y = 6,8kN$$

$$R1x = 0,86kN$$

$$R2y = 5,08kN$$

$$R2x = -2,00kN$$

$$R3y = 8,58kN$$

$$R3x = 2,09kN$$

$$R4y = 2,69kN$$

$$R4x = -1,60kN$$

$$R5y = 9,2kN$$

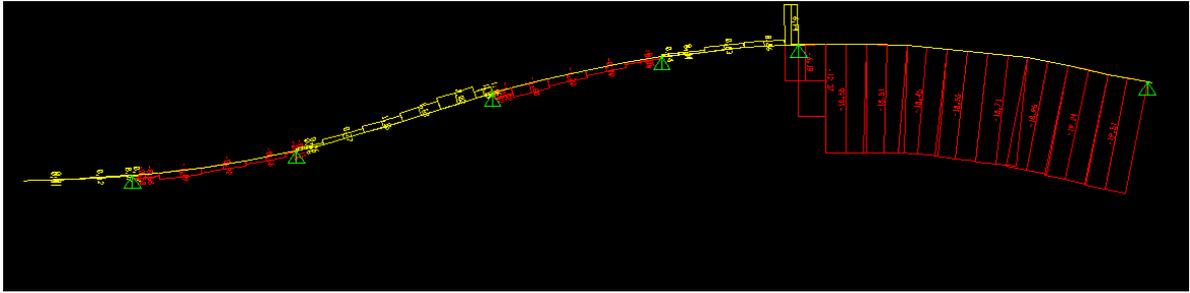
$$R5x = 19,20kN$$

$$R6y = 7,41kN$$

$$R6x = -18,55kN$$

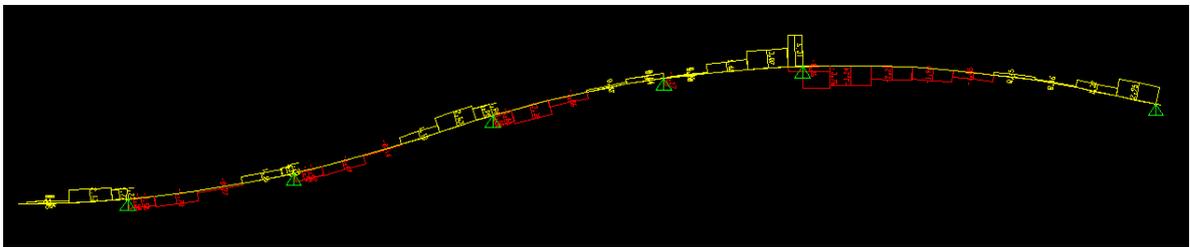
En el Programa obtuvimos los siguientes diagramas

### Normal



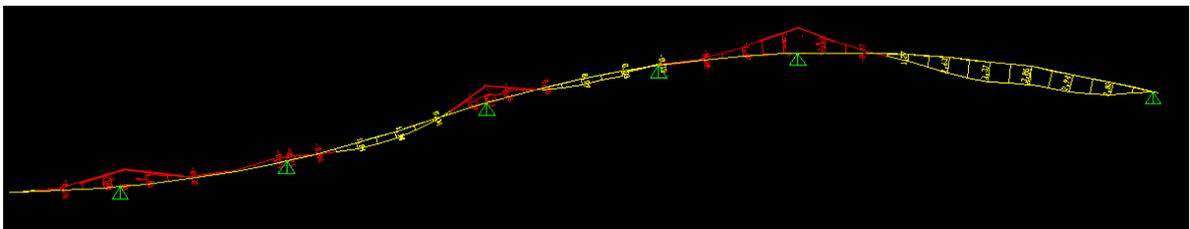
Con una **compresión** máxima de 19,51 Kn y una **tracción** máxima de 6,94kN.

### Corte



Con un **corte negativo máximo** -3,75kN de y un **corte positivo máximo** de 5,31kN

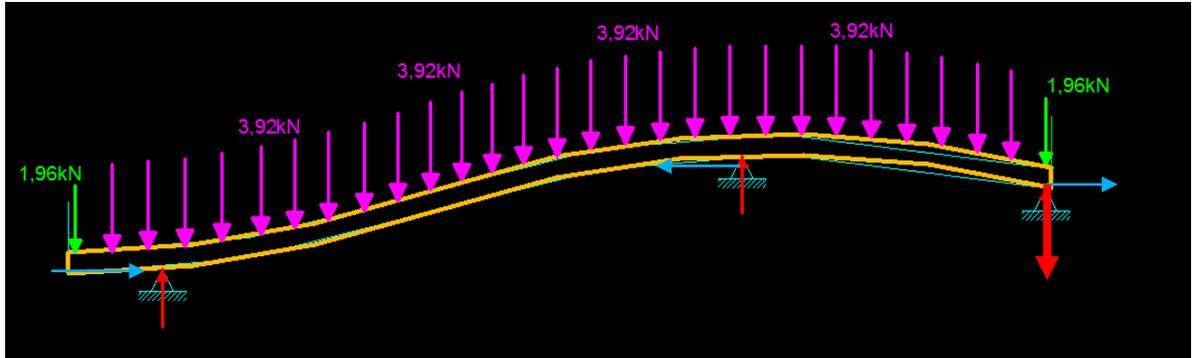
### Momento



Con un **momento máximo negativo** -4,4kNm de y un **momento máximo positivo** de 3,37kNm

## Correas Longitudinales Centrales

De igual forma que el anterior mostramos la distribución de cargas para las vigas centrales, téngase en cuenta que en estos casos las reacciones de las correas laterales, al actuar de los dos lados de esta correa, aumentan su valor al doble.



Del programa SAP 2000 obtenemos los siguientes valores

$$R1y = 43,16kN$$

$$R1x = 33,18kN$$

$$R2y = 67,22kN$$

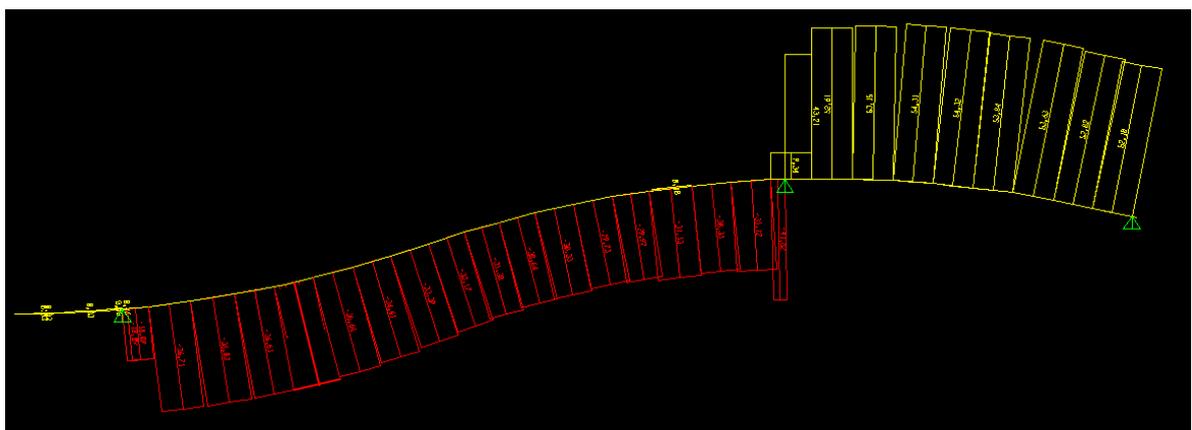
$$R2x = -85,8kN$$

$$R3y = -0,61kN$$

$$R3x = 52,16kN$$

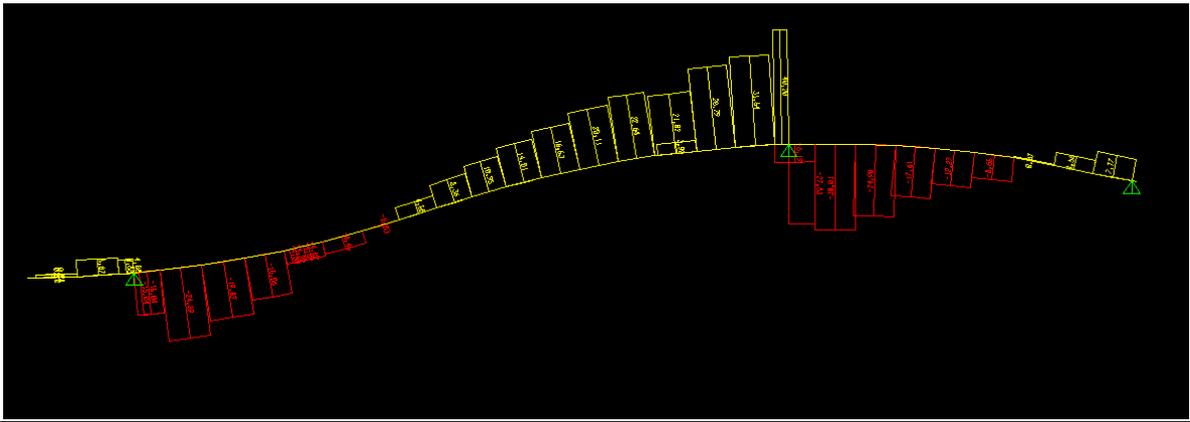
En el Programa obtuvimos los siguientes diagramas

### Normal



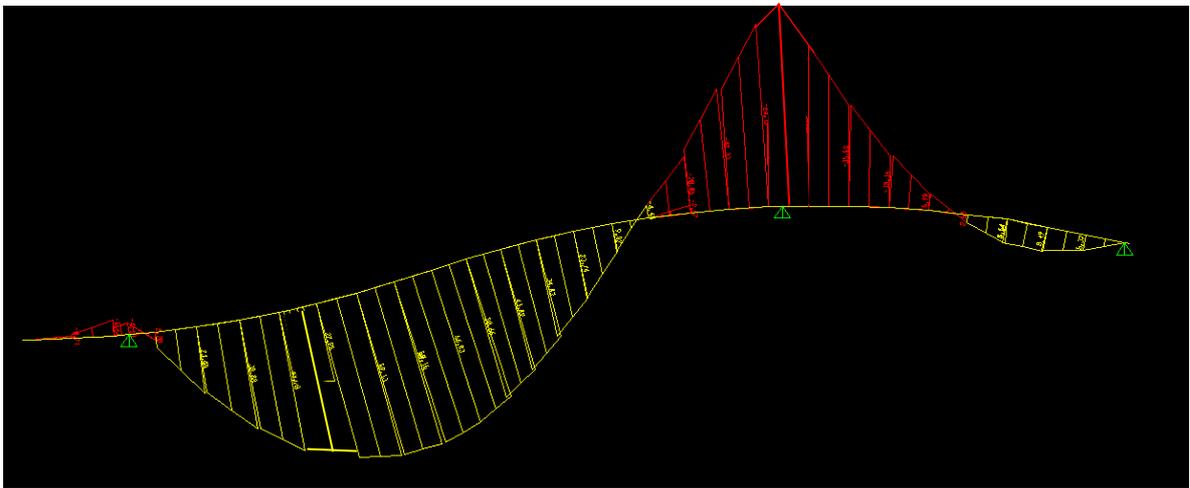
Con una **compresión** máxima de 31,12 kN y una **tracción** máxima de 54,32kN.

## Corte



Con un **corte negativo máximo** -30,01kN de y un **corte positivo máximo** de 40,2kN

## Momento



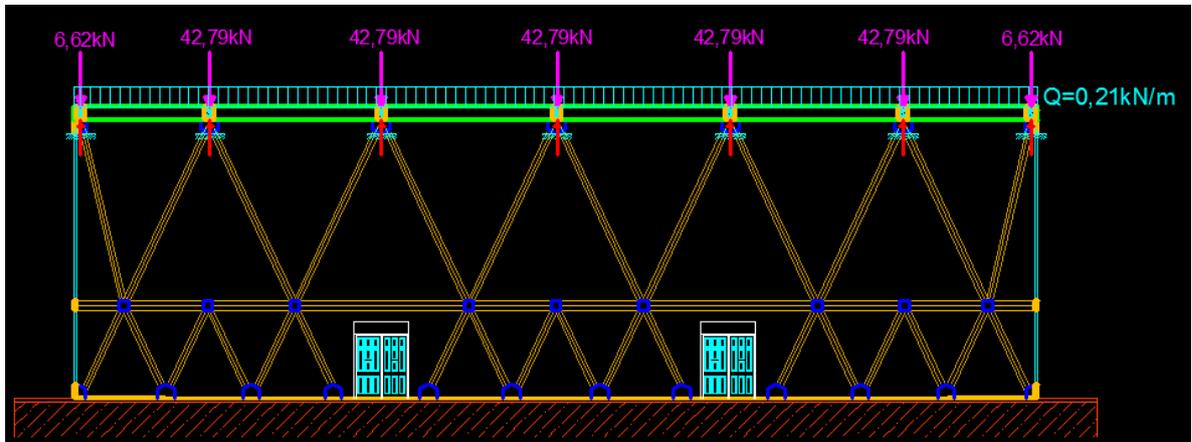
Con un **momento máximo negativo** -77,18kNm de y un **momento máximo positivo** de 59,15kNm

## Correas Transversales a Viga de Encadenado Frontal y Trasero

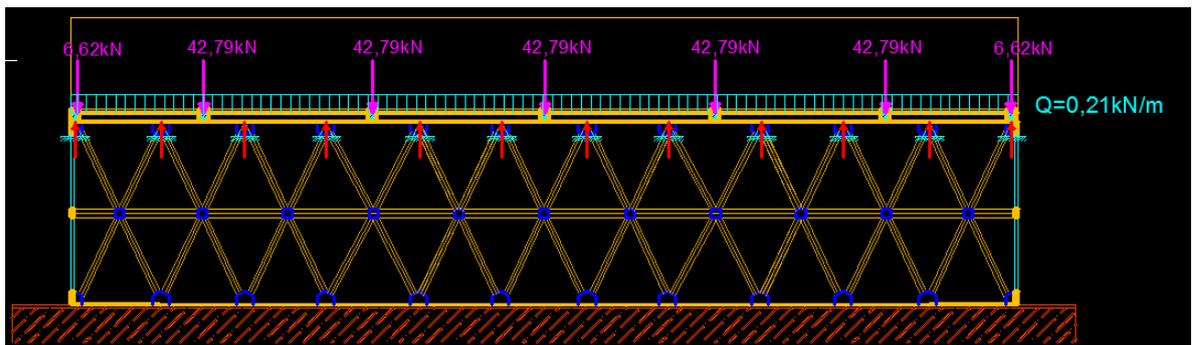
### Para cargas Muertas

Las vigas de encadenado anteriormente mencionadas transmitirán cargas puntuales a las vigas de encadenado como se muestran a continuación:

#### Vista Frontal



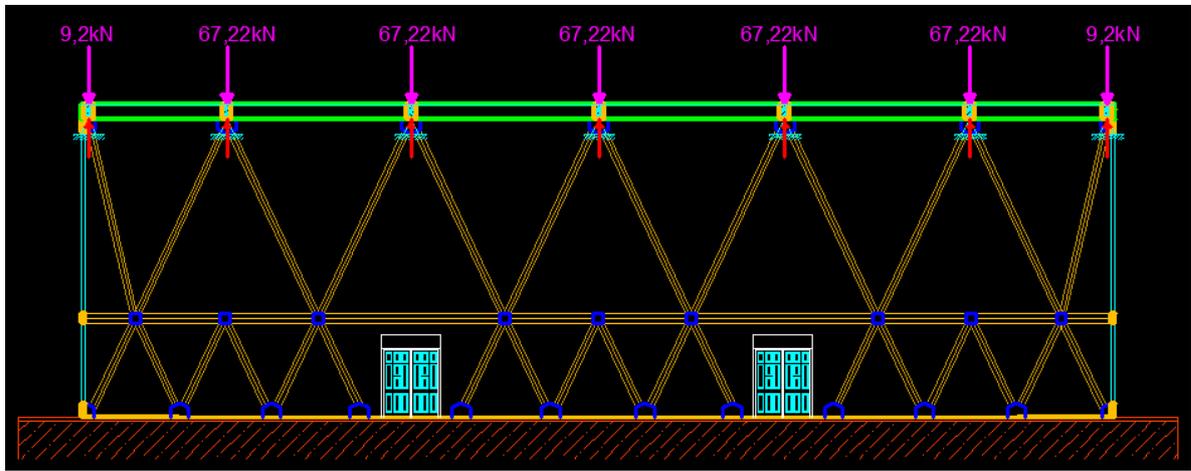
#### Vista Trasera



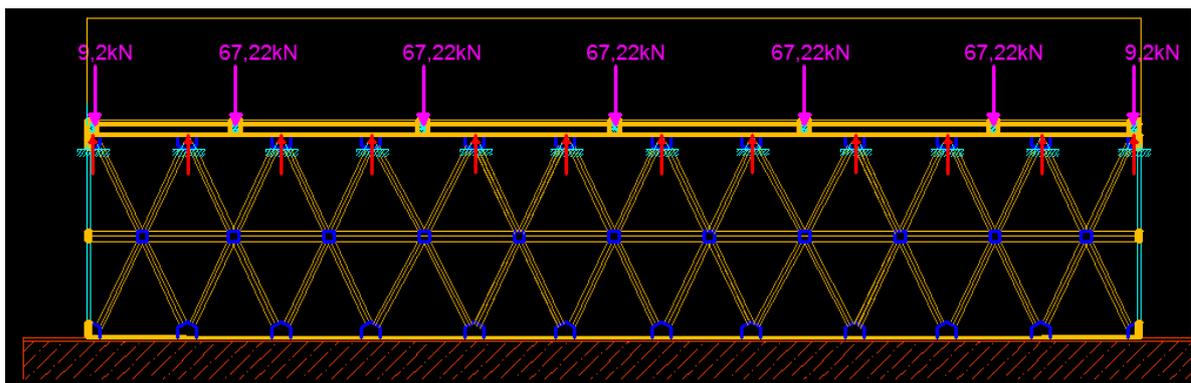
## Para cargas Vivas

Para cargas vivas se respeta la misma distribución obteniéndose los siguientes resultados

### Vista Frontal



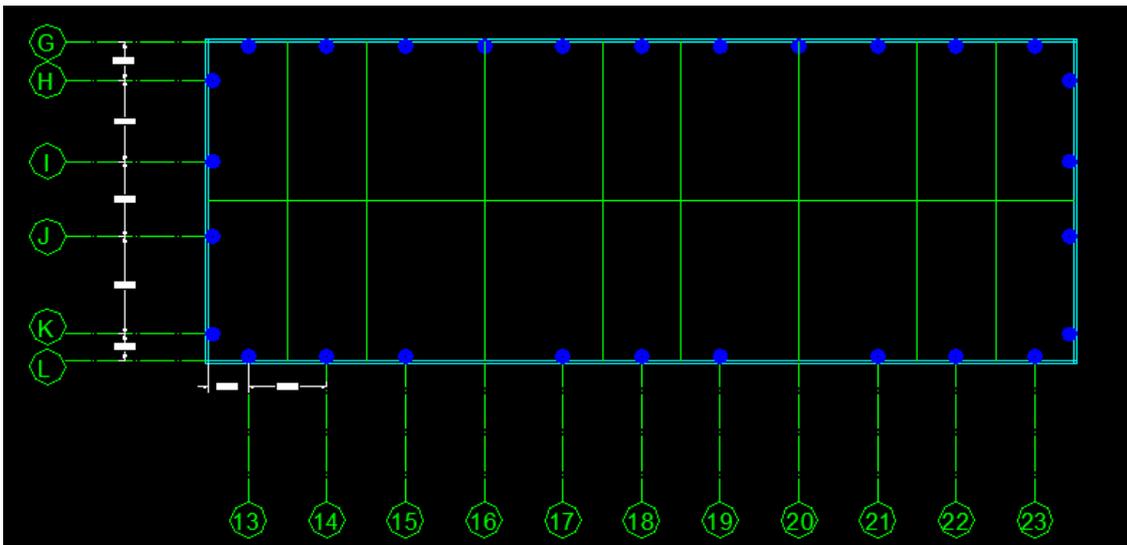
### Vista Trasera



## Entrepiso a Viga de encadenado

### Para cargas Muertas

Asumimos que el entrepiso de CLT estará apoyado en la dirección de menor longitud, por lo que cada extremo soportara la mitad de la carga en función del área tributaria como se ve a continuación.



$$D13(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 2,8m) = 22,1kN$$

$$D14(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 2,8m) = 22,1kN$$

$$D15(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 4,2m) = 33,11kN$$

$$D17(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 4,2m) = 33,11kN$$

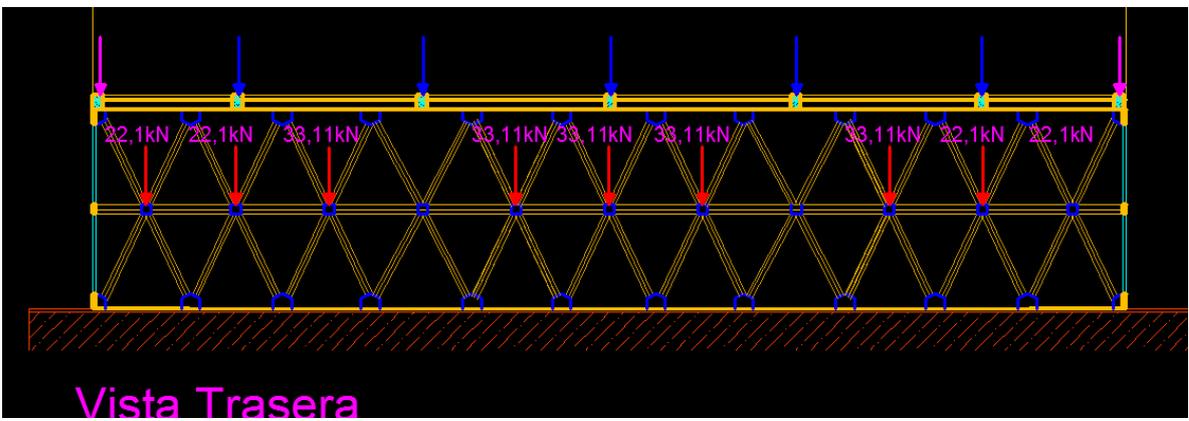
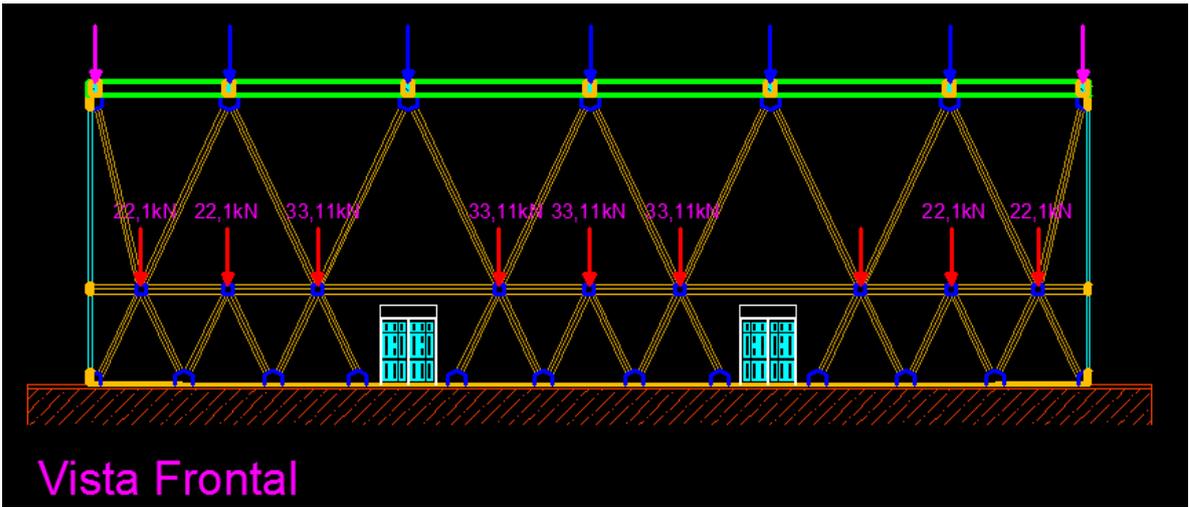
$$D18(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 2,8m) = 33,11kN$$

$$D19(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 4,2m) = 33,11kN$$

$$D21(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 4,2m) = 33,11kN$$

$$D22(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 2,8m) = 22,1kN$$

$$D23(LyG) = 4,61 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * (5,7m * 2,8m) = 22,1kN$$



### Para cargas Vivas

Para cargas vivas se respeta la misma distribución obteniéndose los siguientes resultados

$$D13(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 2,8m) = 79,8kN$$

$$D14(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 2,8m) = 79,8kN$$

$$D15(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 4,2m) = 119,7kN$$

$$D17(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 4,2m) = 119,7kN$$

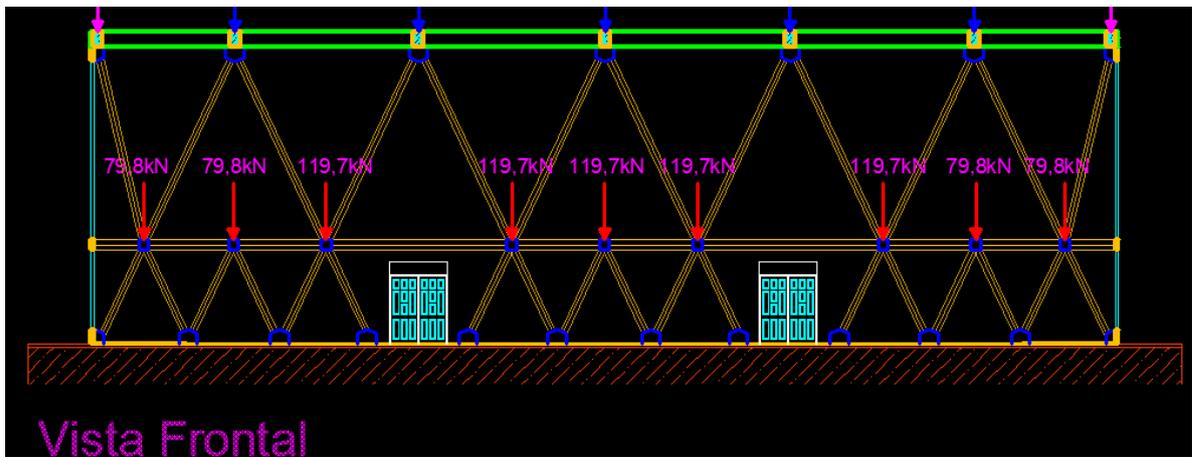
$$D18(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 2,8m) = 119,7kN$$

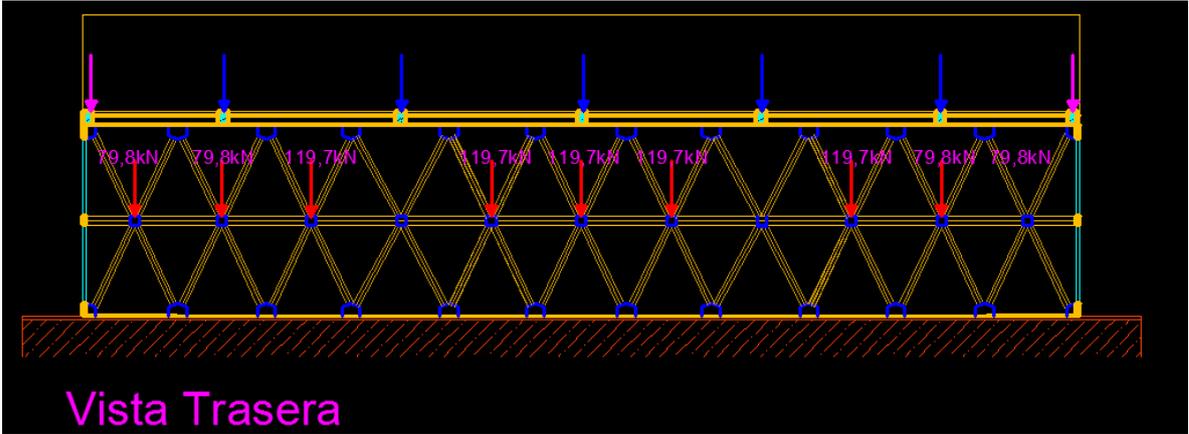
$$D19(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 4,2m) = 119,7kN$$

$$D21(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 4,2m) = 119,7kN$$

$$D22(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 2,8m) = 79,8kN$$

$$D23(LyG) = \frac{5kN}{m^2} * (5,7m * 2,8m) = 79,8kN$$



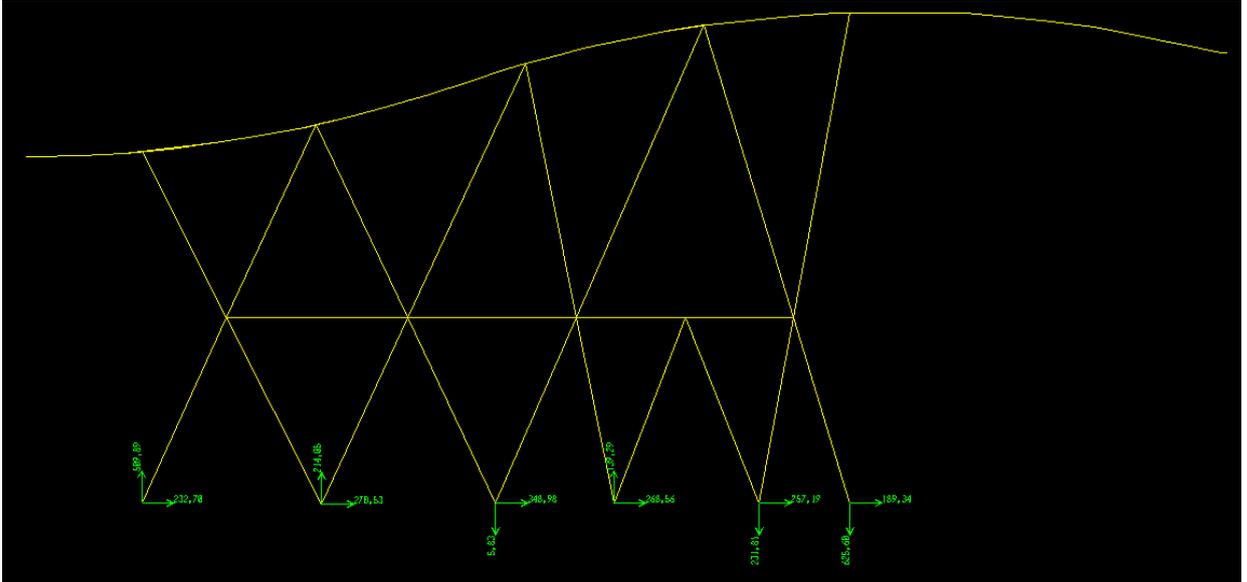


## Distribución de Cargas de SISMO

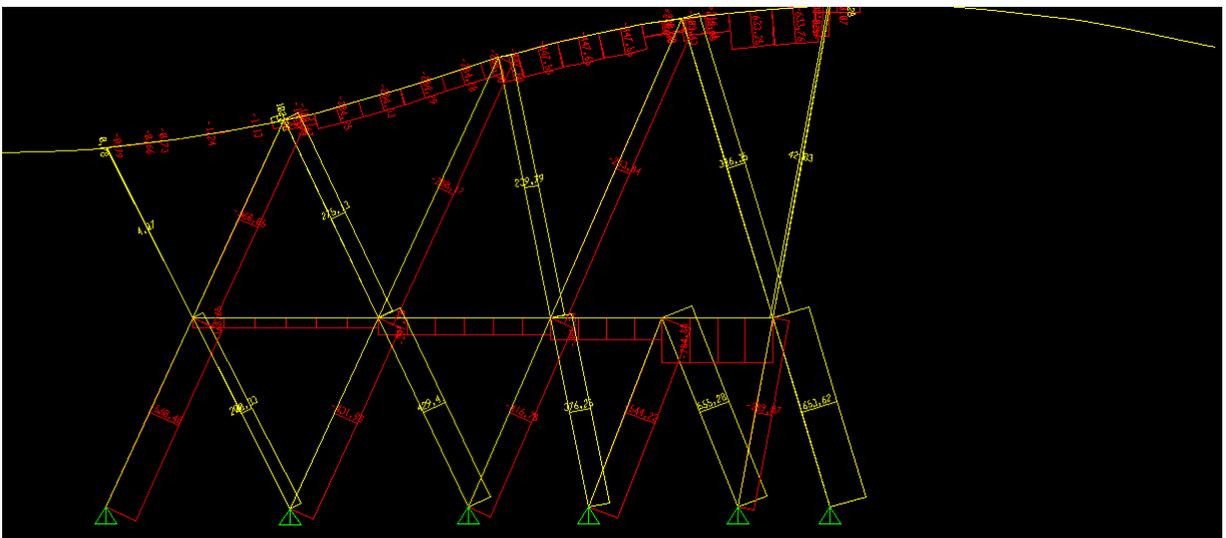
### Vista Transversal

Asumiendo que la carga sísmica total se distribuirá a la mitad entra las dos vistas transversales, obtendremos los siguientes esfuerzos.

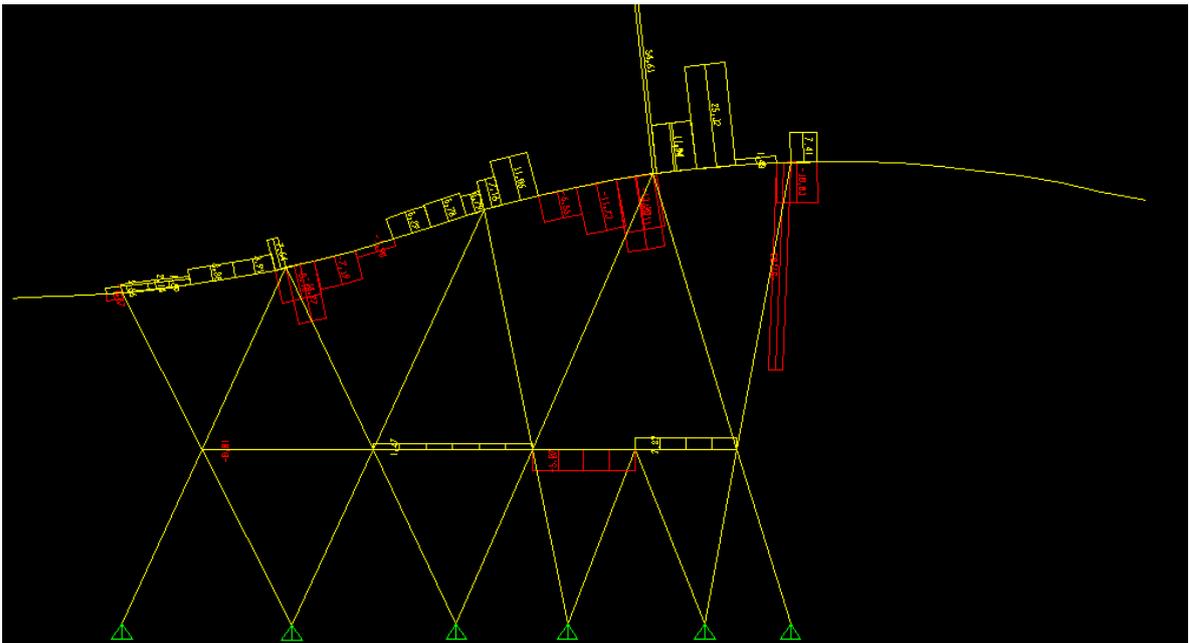
### Reacciones



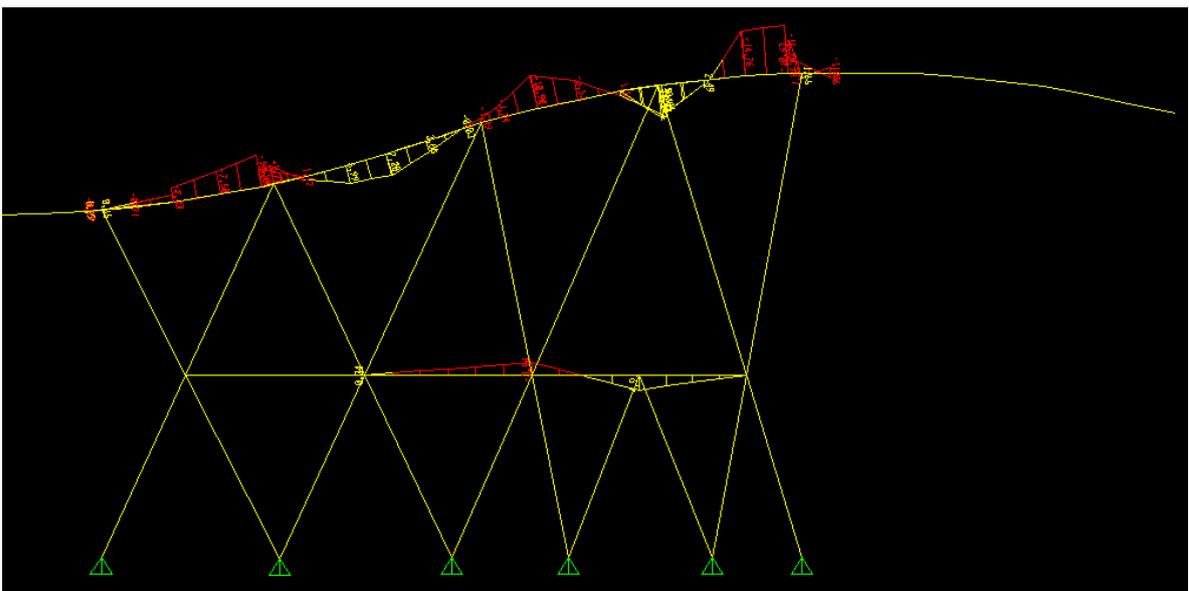
### Normal



## Corte



## Momento

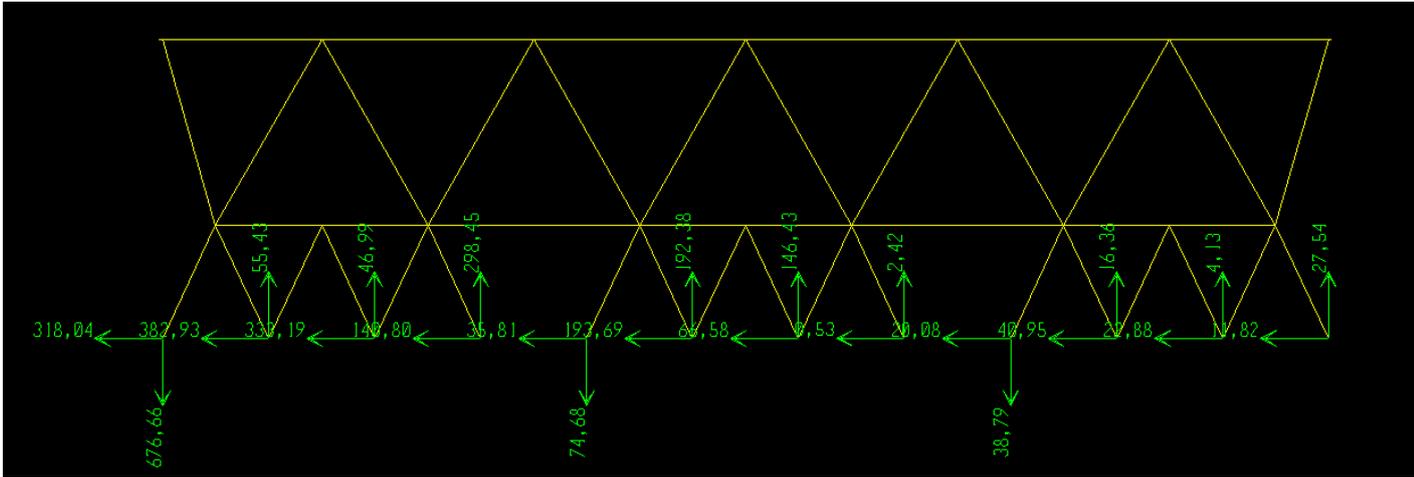


## Vista Frontal y Trasera

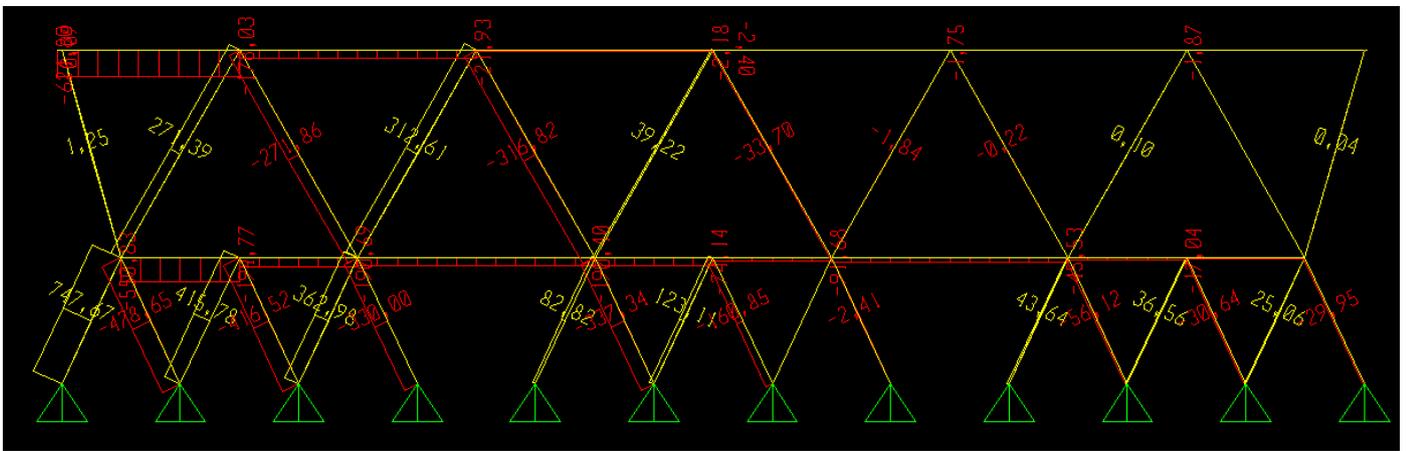
Asumiendo que la carga sísmica total se distribuirá a la mitad entra las dos vistas obtendremos los siguientes esfuerzos.

### VISTA FRONTAL

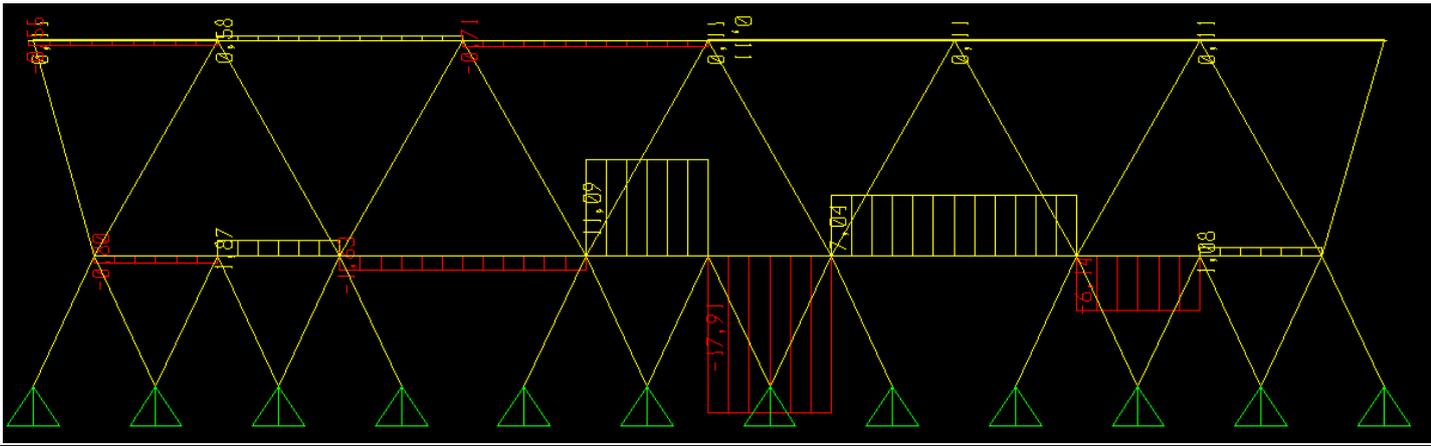
#### Reacciones



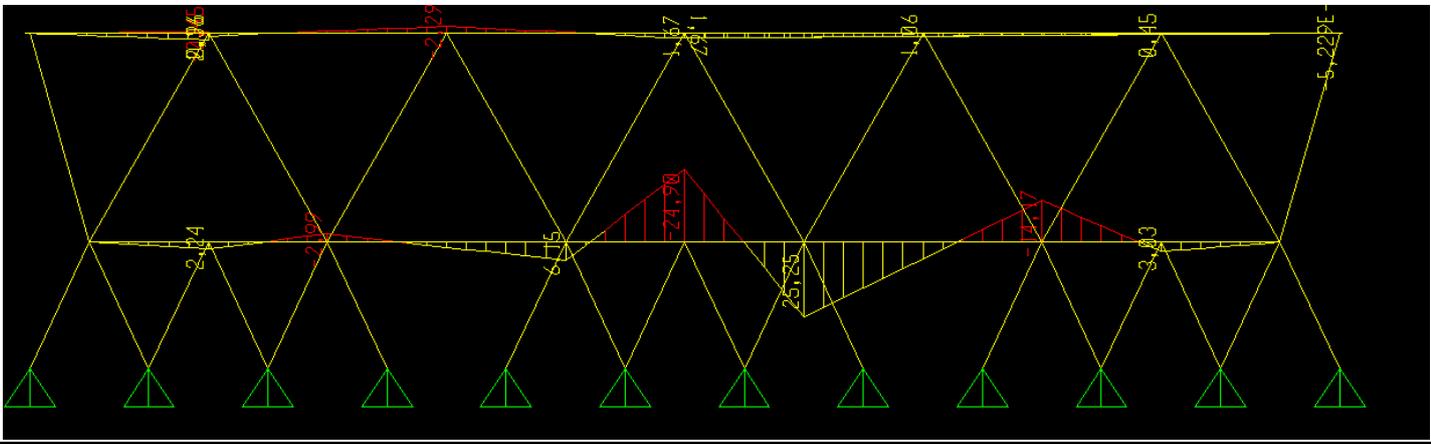
#### Normal



### Corte



### Momento



## DISTRIBUCIÓN DE CARGAS NIEVE Y HIELO

- HIELO

Comenzamos con la carga de hielo la cual es de 3,8 kN/m<sup>2</sup>

Podemos ver que a partir de las áreas efectivas se puede determinar las cargas que soporta cada elemento.

En primer lugar tenemos la 1ª viga perimetral en la cual apoyan las vigas longitudinales por lo tanto las cargas las podemos calcular de la siguiente manera, guiándonos con la figura N°1 y luego realizando una aproximación de las cargas puntuales en una carga distribuida lineal.

- $P1 = 5,6m * 7,55m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 160,66 kN$
- $P2 = 4,8m * 7,55m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 137,71 kN$
- $P3 = 2,3m * 3,15m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 27,53 kN$
- $Carga\ lineal = \frac{3*P1+*P2+3*P3}{31\ m} = 25,29 \frac{kN}{m}$

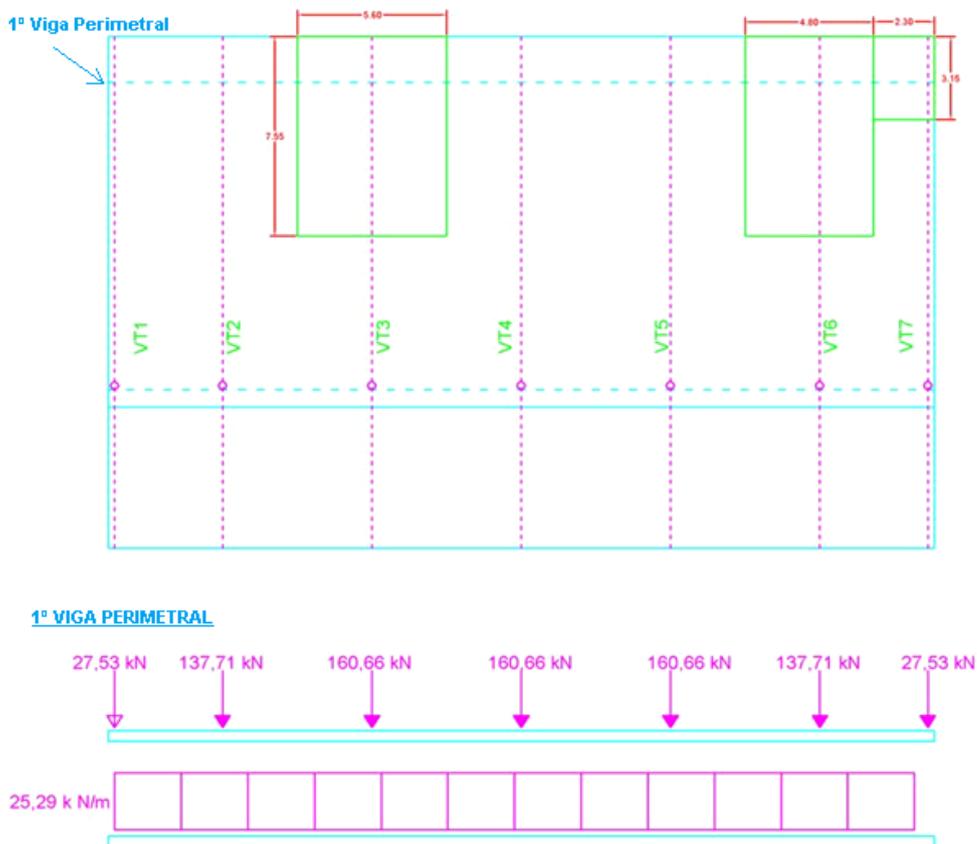


Figura N°1: Áreas efectivas y cargas sobre la 1ª viga perimetral.

Para poder calcular cuánta carga soporta cada barra de diagrid nos guiamos por la siguiente imagen en la cual vemos el área efectiva de cada una de las barras. Tenemos que las barras centrales del diagrid que soportan a la 1ª viga perimetral soportan una carga q1 y las barras de los extremos del diagrid soportan una carga q2.

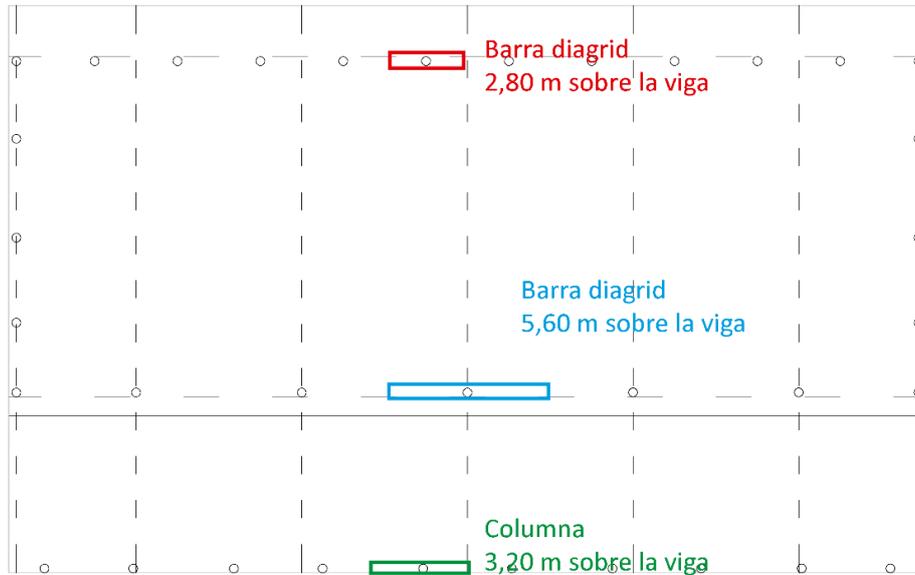
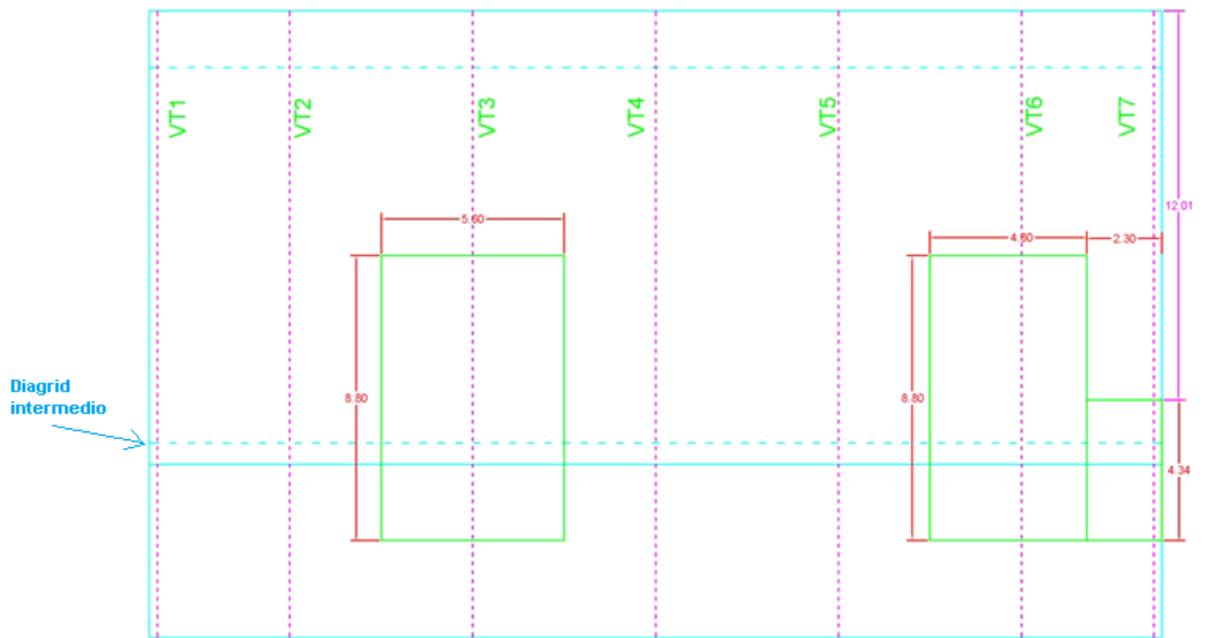


Figura Nº2: Áreas efectivas de barras diagrid y columnas.

- $q1 = 25,29 \frac{kN}{m} * 2,8m = 70,80 kN$
- $q1 = 25,29 \frac{kN}{m} * 1,4m = 35,40 kN$

En segundo lugar tenemos que las vigas longitudinales apoyan directamente sobre las barras del diagrid y según el área efectiva calculamos las cargas que soportan.

- $q1 = 5,6m * 8,80m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 187,26 kN$
- $q2 = 4,8m * 8,80m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 160,51 kN$
- $q3 = 2,3m * 4,34m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 37,93 kN$



DIAGRID INTERMEDIO

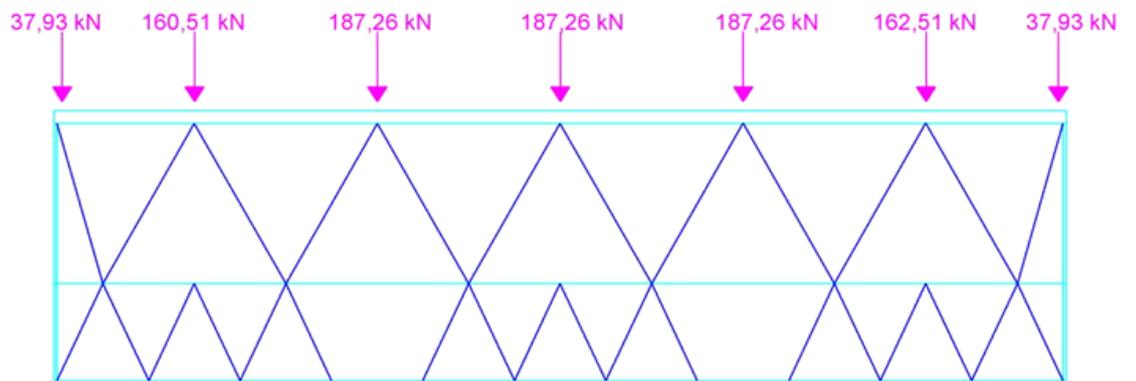


Figura N°3: Áreas efectivas y cargas sobre barras diagrid.

En tercer lugar tenemos la 2ª viga perimetral en la cual apoyan las vigas longitudinales, por lo tanto las cargas las podemos calcular de la siguiente manera, guiándonos con la figura N°1 y luego realizando una aproximación de las cargas puntuales en una carga distribuida lineal.

- $P1 = 5,6m * 3m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 63,84 kN$
- $P2 = 4,8m * 3m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 54,72 kN$
- $P3 = 2,3m * 3m * 3,8 \frac{kN}{m^2} = 26,22 kN$
- $Carga\ lineal = \frac{3*P1+*P2+3*P3}{31\ m} = 11,40 \frac{kN}{m}$

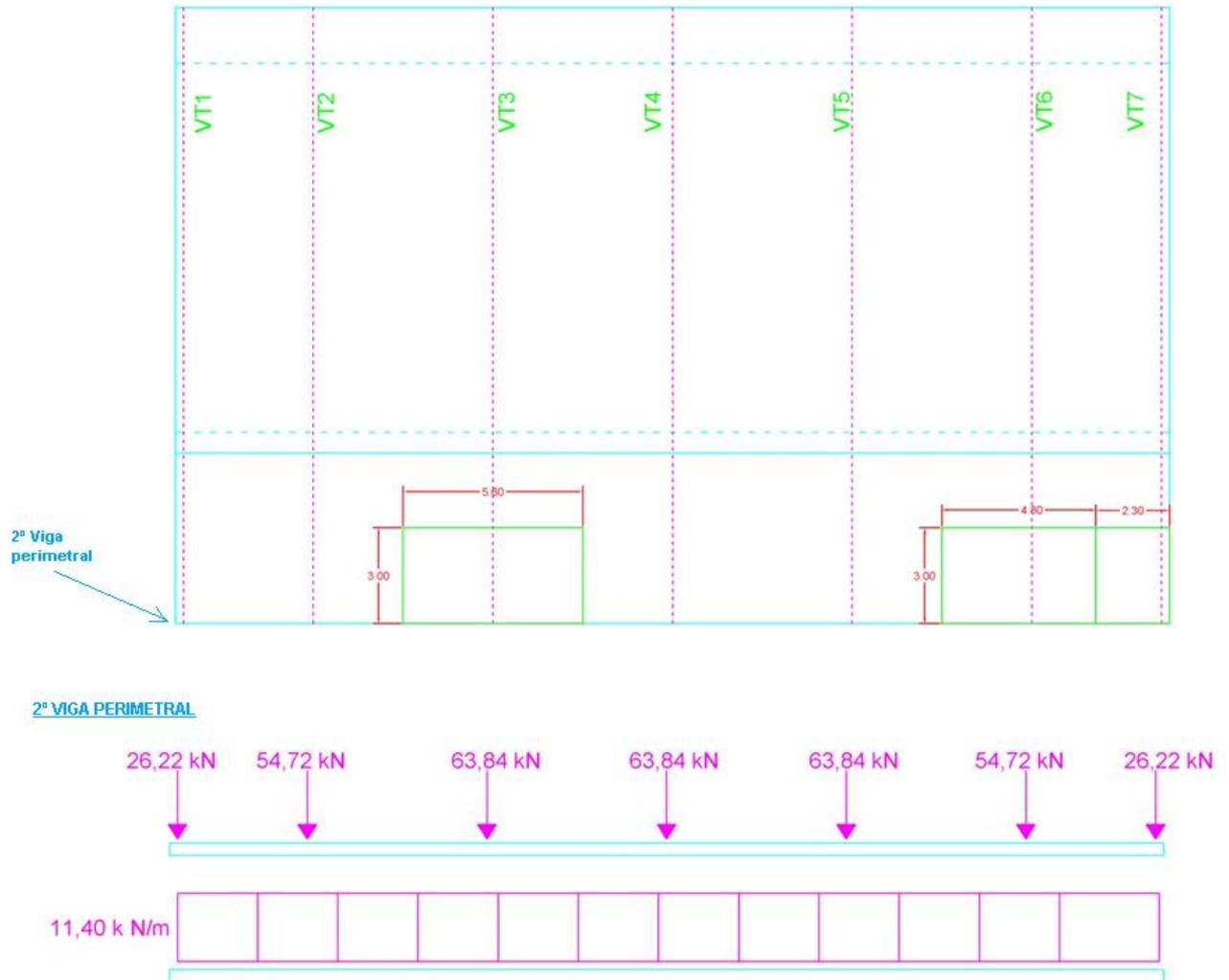


Figura N°4: Áreas efectivas y cargas sobre la 2ª viga perimetral.

Para poder calcular cuanto carga soporta cada barra de diagrid nos guiamos por Figura N°2. Tenemos que las barras centrales del diagrid soportan una carga  $q_1$  y las barras de los extremos del diagrid soportan una carga  $q_2$ .

- $q_1 = 11,40 \frac{kN}{m} * 3,2m = 36,48 kN$
- $q_2 = 11,40 \frac{kN}{m} * 2,7m = 30,78 kN$

Y en cuarto lugar podemos calcular cuánto soportan las barras diagrid de los planos hastiales en las cuales descarga una viga longitudinal. En la siguiente imagen tenemos el área efectiva de cada barra.

- $q_1 = 3,80 \frac{kN}{m^2} * 2,3m * 3,09 = 27,01 kN$
- $q_2 = 3,80 \frac{kN}{m^2} * 2,3m * 3,14 = 27,44 kN$
- $q_3 = 3,80 \frac{kN}{m^2} * 2,3m * 2,64 = 23,07 kN$

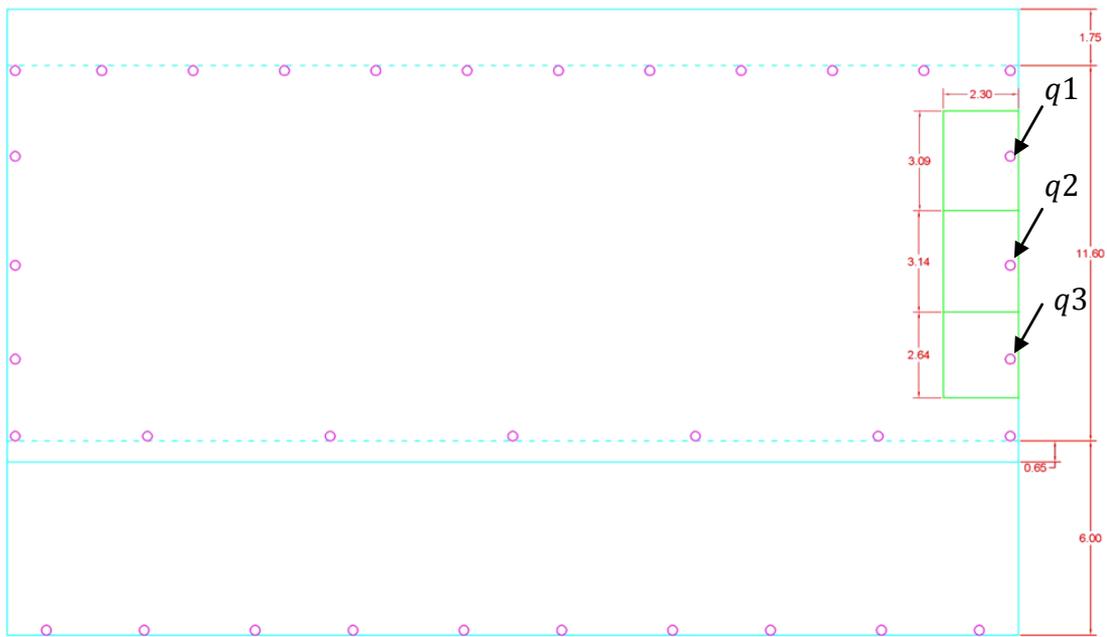


Figura N°5: Áreas efectivas y cargas sobre barras diagrid laterales.

- NIEVE

Al analizar la carga de nieve debemos tener en cuenta su distribución, la cual es como la siguiente figura.

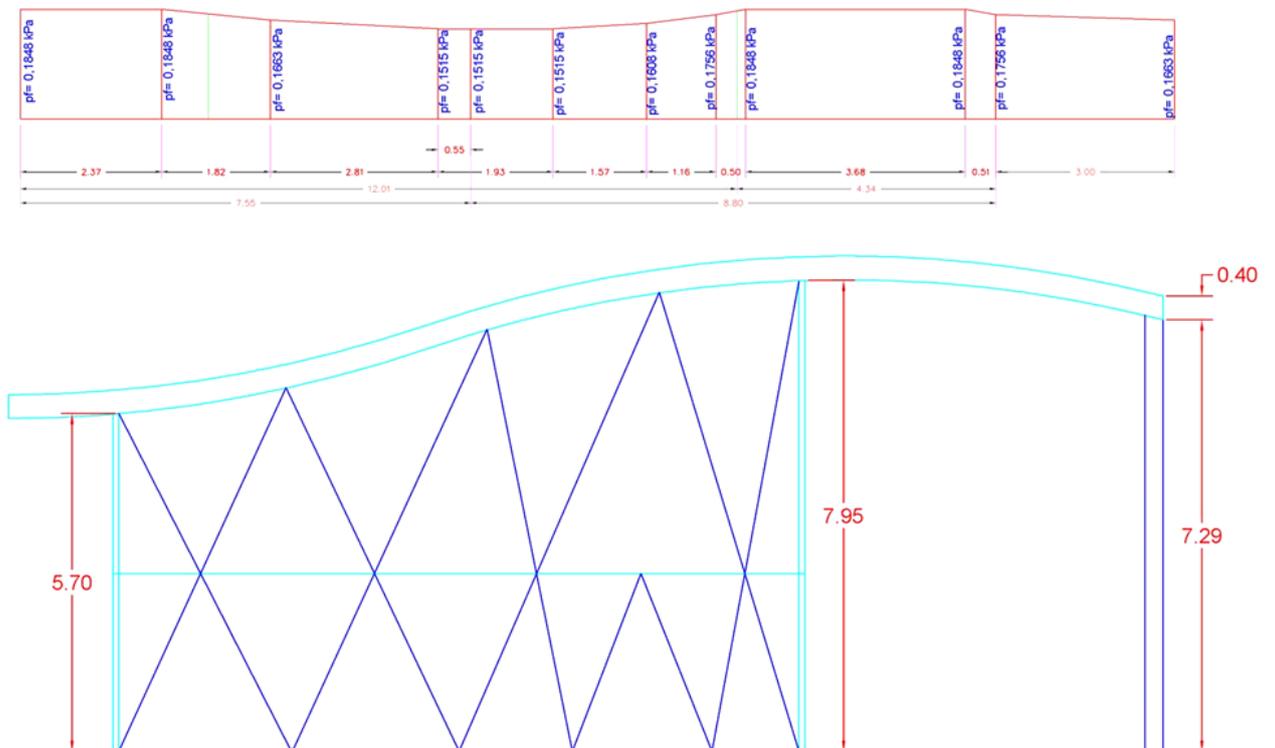
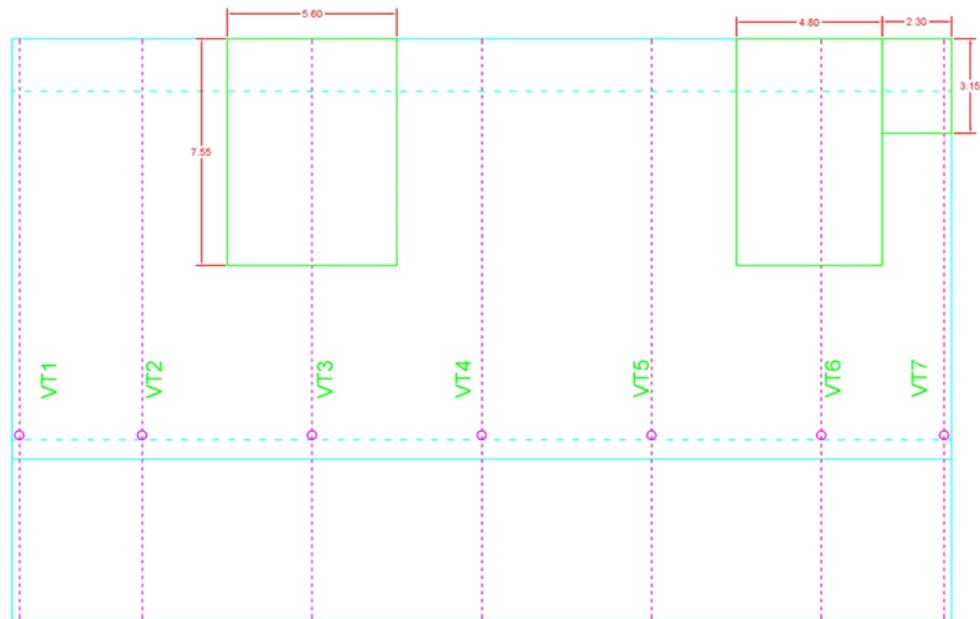


Figura N°6: Carga de nieve.

Podemos ver que a partir de las áreas efectivas se puede determinar las cargas que soporta cada elemento, estas áreas son las mismas que mencionamos anteriormente, lo que difiere del caso anterior de hielo, es la distribución de la carga la cual no es lineal.

En primer lugar tenemos la 1ª viga perimetral en la cual apoyan las vigas longitudinales por lo tanto podemos calcular las cargas guiándonos con la figura N°6 y luego realizando una aproximación de las cargas puntuales en una carga distribuida lineal. El cálculo lo realizamos multiplicando el área del diagrama que corresponda de la figura N°6 ( $\frac{kN}{m}$ ) por la profundidad (m).

- $P1 = 1,287 \frac{kN}{m} * 5,6 m = 7,21 kN$
- $P2 = 1,287 \frac{kN}{m} * 4,8 m = 6,18 kN$
- $P3 = 0,579 \frac{kN}{m} * 2,3 m = 1,33 kN$
- $Carga\ lineal = \frac{3*P1+*P2+3*P3}{31\ m} = 1,18 \frac{kN}{m}$



**1ª VIGA PERIMETRAL**

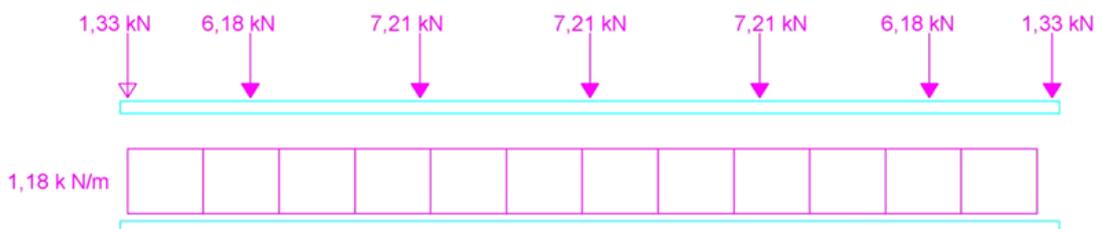


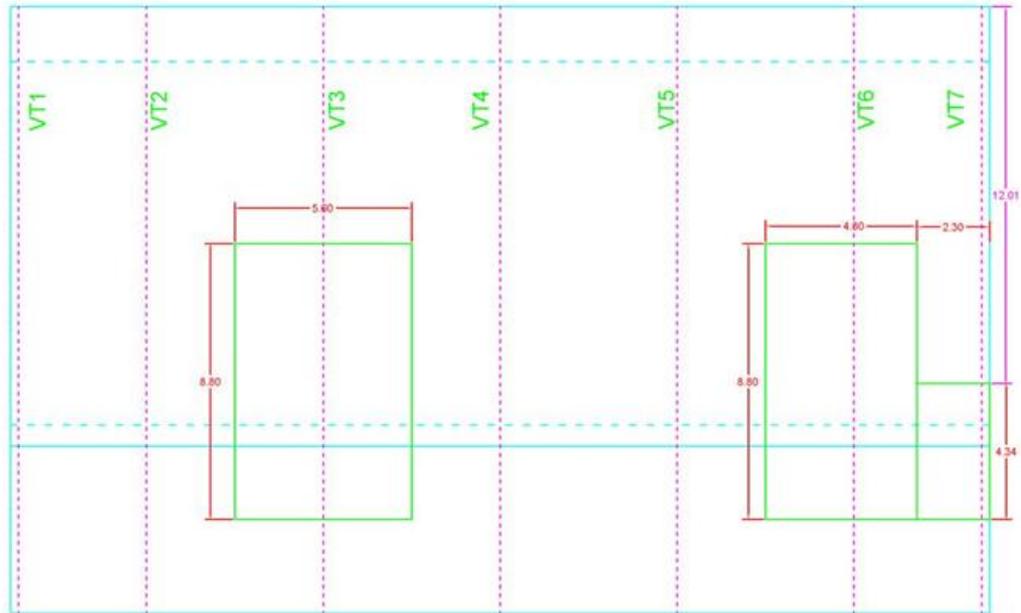
Figura N°7: Áreas efectivas y cargas sobre la 1ª viga perimetral.

Y luego de la misma forma que antes para poder calcular cuanto carga soporta cada barra de diagrid nos guiamos por la siguiente Figura N°2 en la cual vemos el área efectiva de cada una de las barras. Tenemos que las barras centrales del diagrid soportan una carga q1 y las barras de los extremos del diagrid soportan una carga q2.

- $q_1 = 1,18 \frac{kN}{m} * 2,8m = 3,31kN$
- $q_2 = 1,18 \frac{kN}{m} * 1,4m = 1,65 kN$

En segundo lugar tenemos que las vigas longitudinales apoyan directamente sobre las barras del diagrid y según el área efectiva y la parte del diagrama que le corresponda de la Figura N°6 calculamos las cargas que soportan. El cálculo lo realizamos multiplicando el área del diagrama que corresponda de la figura N°6  $\left(\frac{kN}{m}\right)$  por la profundidad  $(m)$ .

- $q_1 = 1,511 \frac{kN}{m} * 5,60m = 8,46 kN$
- $q_2 = 1,511 \frac{kN}{m} * 4,80m = 7,25 kN$
- $q_3 = 0,800 \frac{kN}{m} * 2,30m = 1,84 kN$



#### DIAGRID INTERMEDIO

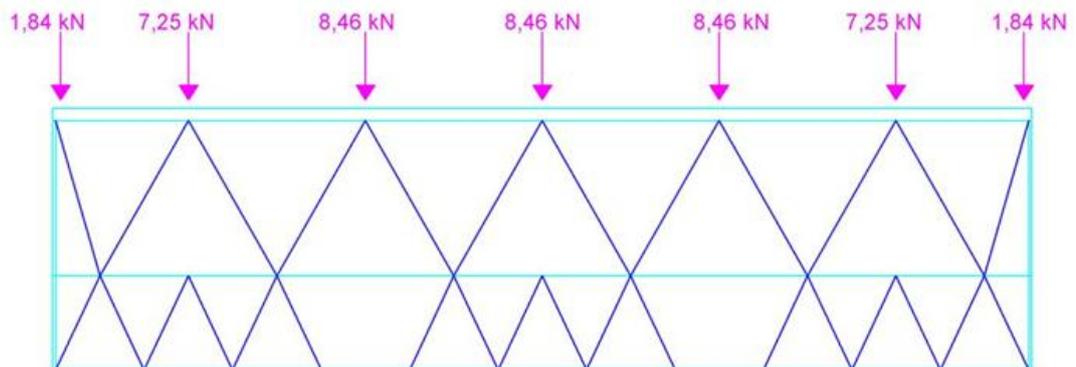
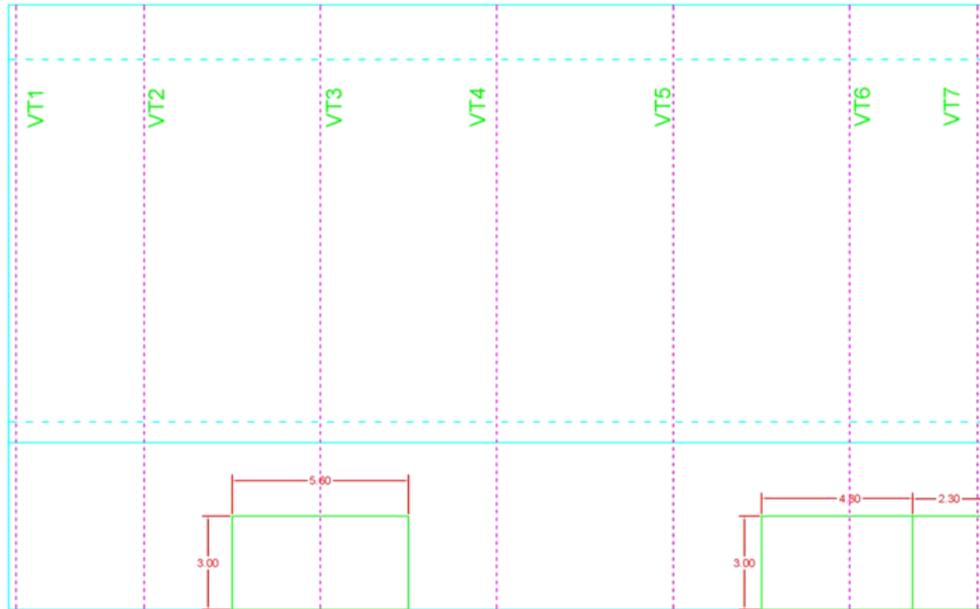


Figura N°8: Áreas efectivas y cargas sobre barras diagrid.

En tercer lugar tenemos la 2ª viga perimetral y calculamos de una forma análoga a los anteriores, multiplicando el área del diagrama que corresponda de la figura N°6  $\left(\frac{kN}{m}\right)$  por la profundidad  $(m)$ .

- $P1 = 0,513 \frac{kN}{m} * 5,60m = 2,87 kN$
- $P2 = 0,513 \frac{kN}{m} * 4,80m = 2,46 kN$
- $P3 = 0,513 \frac{kN}{m} * 2,30m = 1,18 kN$
- $Carga\ lineal = \frac{3*P1+*P2+3*P3}{31\ m} = 0,51 \frac{kN}{m}$



#### 2º VIGA PERIMETRAL

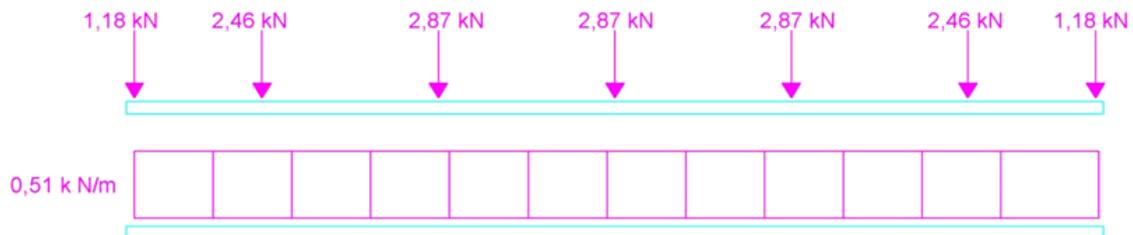


Figura N°9: Áreas efectivas y cargas sobre la 2ª viga perimetral.

Para poder calcular cuanto carga soporta cada barra de diágrida nos guiamos por Figura N°2. Tenemos que las barras centrales del diágrida soportan una carga  $q1$  y las barras de los extremos del diágrida soportan una carga  $q2$ .

- $q1 = 0,51 \frac{kN}{m} * 3,2m = 1,64 kN$
- $q2 = 0,51 \frac{kN}{m} * 2,7m = 1,38 kN$

Y en cuarto lugar podemos calcular cuánto soportan las barras diágrida de los planos hastiales en las cuales descarga una viga longitudinal. En la siguiente imagen tenemos el área efectiva de cada barra y lo que difiere de la carga de hielo es que debemos calcular el área del diagrama de carga que corresponde a cada barra de diágrida.

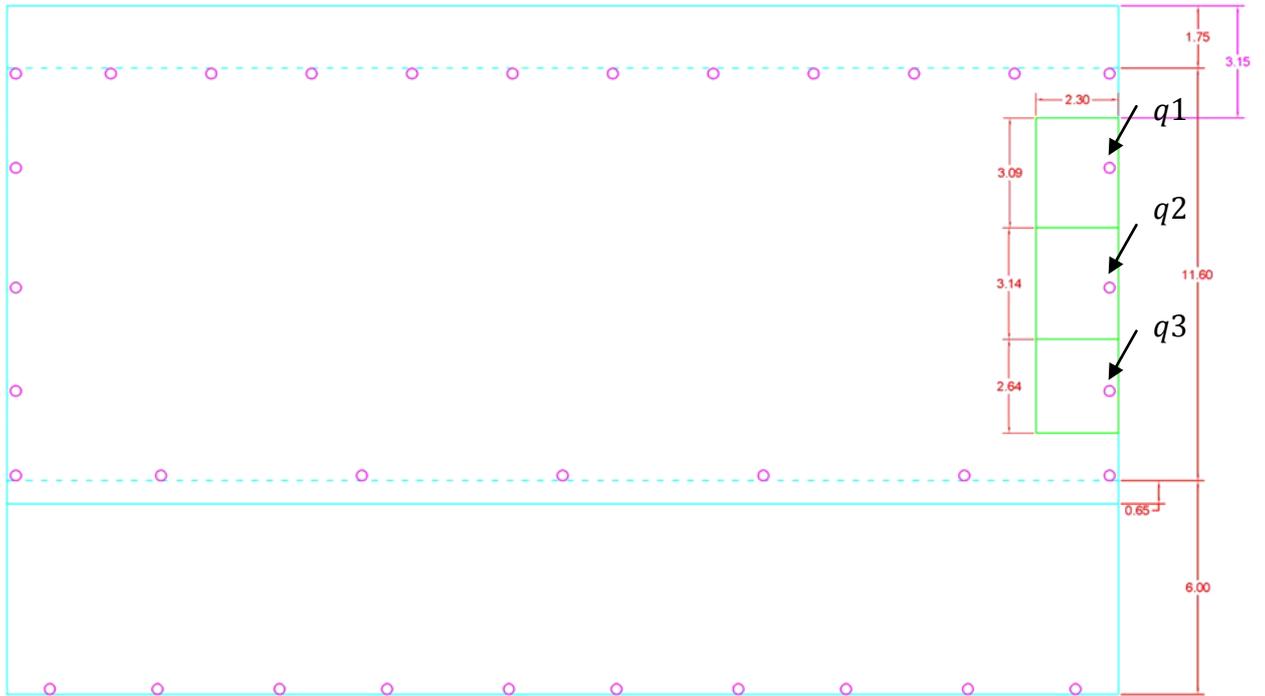
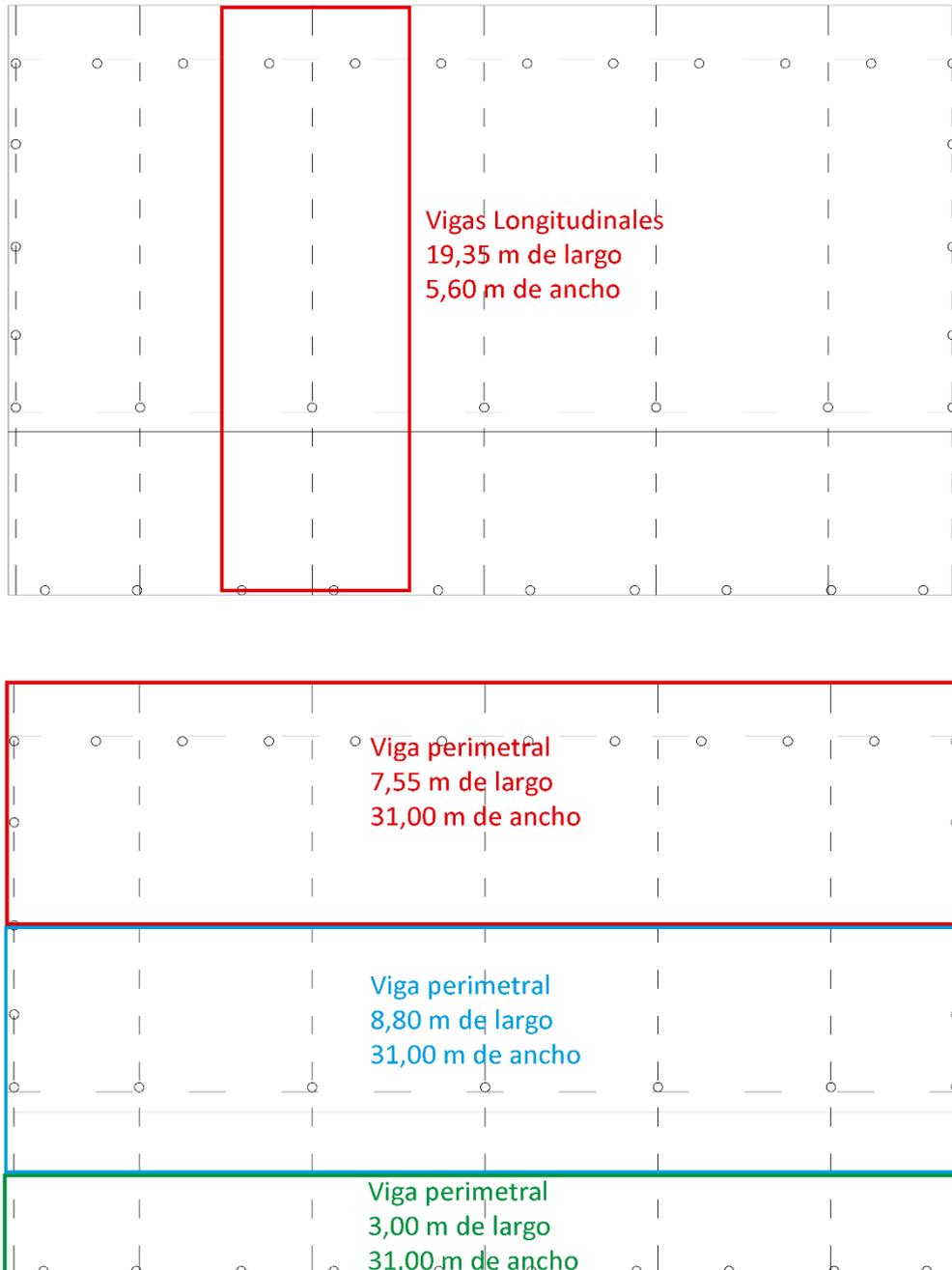


Figura N°10: Áreas efectivas y cargas sobre barras diagrid del los planos hastiales.

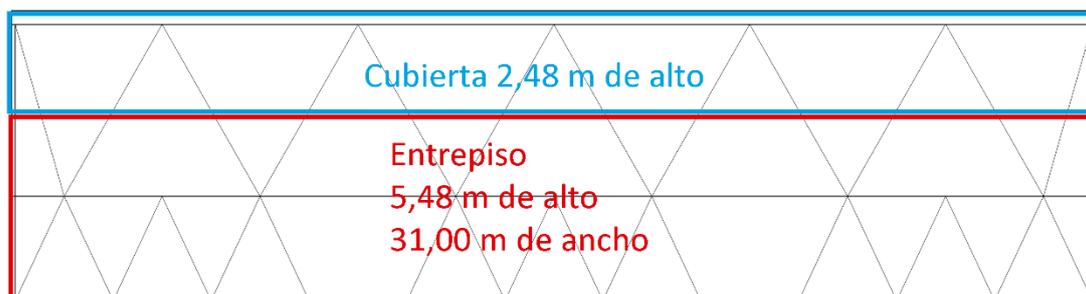
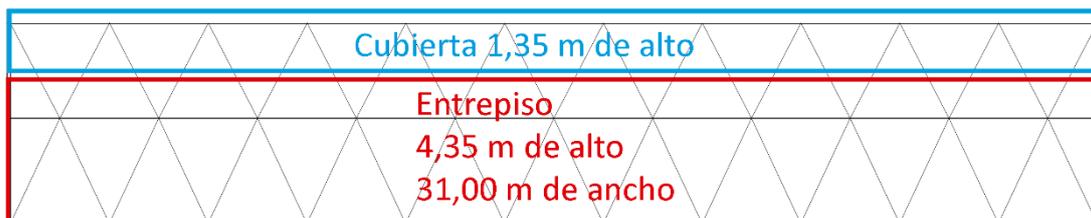
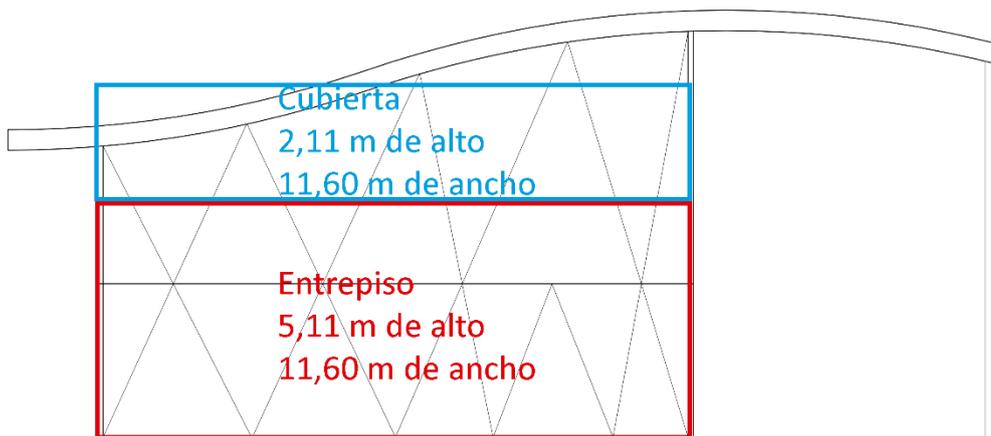
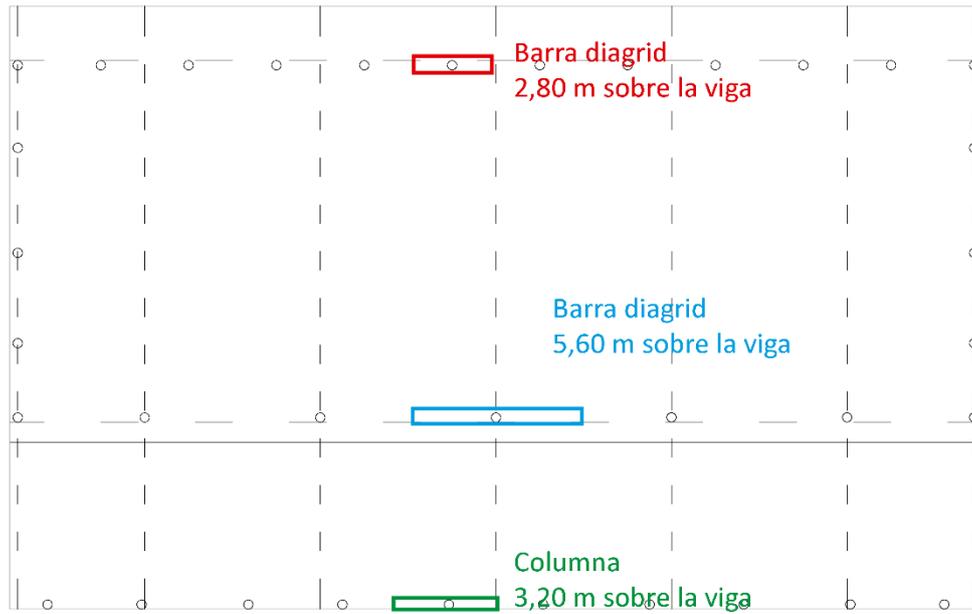
- $q1 = 0,508 \frac{kN}{m^2} * 2,3m = 1,17 kN$
- $q2 = 0,480 \frac{kN}{m^2} * 2,3m = 1,10 kN$
- $q3 = 0,436 \frac{kN}{m^2} * 2,3m = 1,00 kN$

Para determinar las cargas actuantes debido al viento en el sistema principal resistente a las fuerzas de viento, se considerarán seis estados de cargas, que dependen de la dirección del viento y del valor de la presión interna. Como SPRFV consideramos el sistema diagrid, las vigas de la cubierta y las columnas en V ubicadas en el alero. Los estados de carga se encuentran en orden según fueron presentados en el informe anterior.

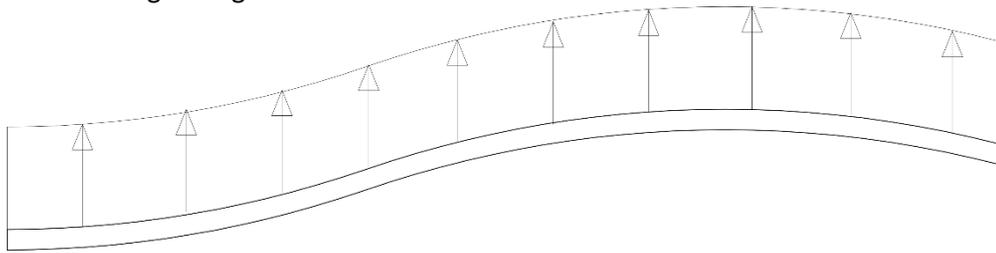
Definimos las correspondientes áreas de influencia correspondiente a cada elemento:



Aclaremos que para la sección marcada con celeste la carga caería directamente sobre el diagrid, no produciendo esfuerzos sobre las vigas perimetrales.

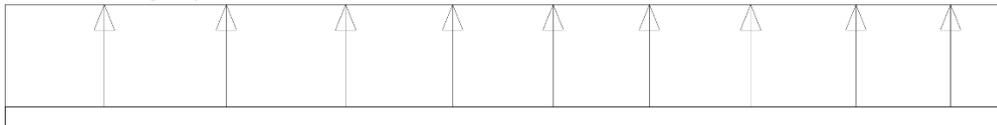


- Estado W1 (Viento actuante sobre las caras laterales, presión interna positiva):
  - Vigas longitudinales:



Valor de la carga  $-2,76 \text{ kN/m}$

- Vigas perimetrales:



En realidad son cargas puntuales, a modo de aproximación utilizaremos distribuida. Utilizando el diagrama presentado anteriormente:

Área superior (roja): Valor de carga  $-3,72 \text{ kN/m}$

Área inferior (verde): Valor de carga  $-1,48 \text{ kN/m}$

- Barras diagrid/Columnas:

Superiores (rojas): Valor de carga  $-10,42 \text{ kN}$

Intermedias (azules): Valor de carga  $-24,29 \text{ kN}$

Inferiores (verdes): Valor de carga  $-4,74 \text{ kN}$

- Cara lateral a barlovento:

Entrepiso: Valor de carga  $+2,68 \text{ kN/m}$  (carga total lateral  $31,15 \text{ kN}$ )

Cubierta: Valor de carga  $+1,22 \text{ kN/m}$  (carga total lateral  $14,12 \text{ kN}$ )

- Cara lateral a sotavento:

Entrepiso: Valor de carga  $-2,52 \text{ kN/m}$

Cubierta: Valor de carga  $-1,04 \text{ kN/m}$

- Cara frontal:

Entrepiso: Valor de carga  $-4,81 \text{ kN/m}$

Cubierta: Valor de carga  $-2,18 \text{ kN/m}$

- Cara posterior:

Entrepiso: Valor de carga  $-3,82 \text{ kN/m}$

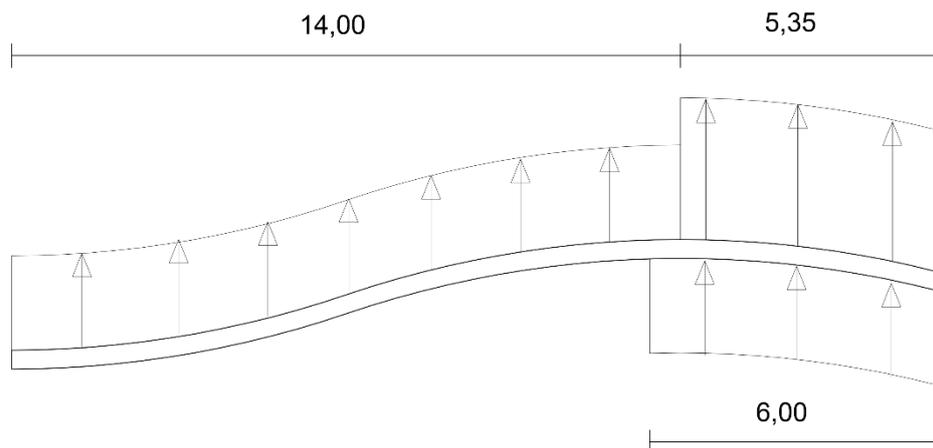
Cubierta:  $-1,18 \text{ kN/m}$

Las cargas evaluadas en cada cara se deben dividir en dos para evaluar los dos planos resistentes a cargas horizontales generados por el diagrid. En el modelo computacional se evaluará cuantas barras actúan para llevar esta carga.

- Estado W2 (Viento actuante sobre las caras laterales, presión interna negativa):

- Vigas longitudinales:  
Valor de la carga -0,48 kN/m
- Vigas perimetrales:  
Área superior (roja): Valor de carga -0,64 kN/m  
Área inferior (verde): Valor de carga -0,26 kN/m
- Barras diagrid/Columnas:  
Superiores (rojas): Valor de carga -1,80 kN  
Intermedias (azules): Valor de carga -4,19 kN  
Inferiores (verdes): Valor de carga -0,82 kN
- Cara lateral a barlovento:  
Entrepiso: Valor de carga +4,77 kN/m (carga total lateral 55,33 kN)  
Cubierta: Valor de carga +2,08 kN/m (carga total lateral 24,12 kN)
- Cara lateral a sotavento:  
Entrepiso: Valor de carga -0,43 kN/m  
Cubierta: Valor de carga -0,18 kN/m
- Cara frontal:  
Entrepiso: Valor de carga -2,58 kN/m  
Cubierta: Valor de carga -1,17 kN/m
- Cara posterior:  
Entrepiso: Valor de carga -2,05 kN/m  
Cubierta: -0,64 kN/m

- Estado W3 (Viento actuante sobre la cara frontal, presión interna positiva):
  - Vigas longitudinales:



Tramo superior izquierdo: Valor de la carga -3,84 kN/m

Tramo superior derecho: Valor de la carga -6,27 kN/m

Tramo inferior: Valor de la carga -3,43 kN/m

– Vigas perimetrales:

Área superior (roja): Valor de carga -5,18 kN/m

Área inferior (verde): Valor de carga -5,20 kN/m

– Barras diagrid/Columnas:

Superiores (rojas): Valor de carga -12,94 kN

Intermedias (azules): Valor de carga -49,79 kN

Inferiores (verdes): Valor de carga -16,63 kN

– Cara frontal:

Entrepiso: Valor de carga +2,89 kN/m (carga horizontal total 89,6 kN)

Cubierta: Valor de carga +1,44 kN/m (carga horizontal total 44,6 kN)

– Cara posterior:

Entrepiso: Valor de carga -2,98 kN/m

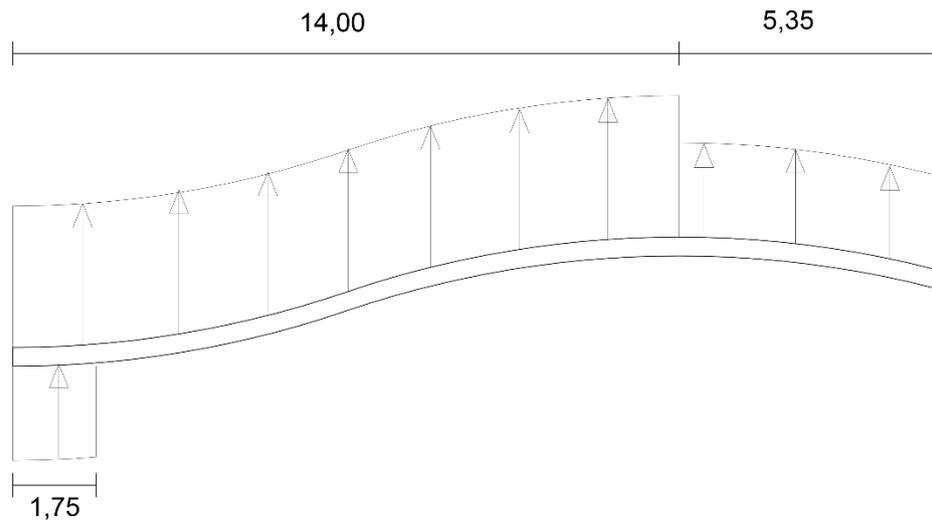
Cubierta: -0,93 kN/m

– Cara lateral:

Entrepiso: Valor de carga -4,49 kN/m

Cubierta: Valor de carga -1,85 kN/m

- Estado W4 (Viento actuante sobre la cara posterior, presión interna positiva):
  - Vigas longitudinales:



Tramo superior izquierdo: Valor de la carga -6,27 kN/m

Tramo superior derecho: Valor de la carga -3,84 kN/m

Tramo inferior: Valor de la carga -3,06 kN/m

– Vigas perimetrales:

Área superior (roja): Valor de carga -9,41 kN/m

Área inferior (verde): Valor de carga -2,06 kN/m

– Barras diagrid/Columnas:

Superiores (rojas): Valor de carga -26,33 kN

Intermedias (azules): Valor de carga -49,44 kN

Inferiores (verdes): Valor de carga -6,58 kN

– Cara frontal:

Entrepiso: Valor de carga -3,76 kN/m

Cubierta: -1,70 kN/m

– Cara posterior:

Entrepiso: Valor de carga +2,28 kN/m (carga horizontal total 70,80 kN)

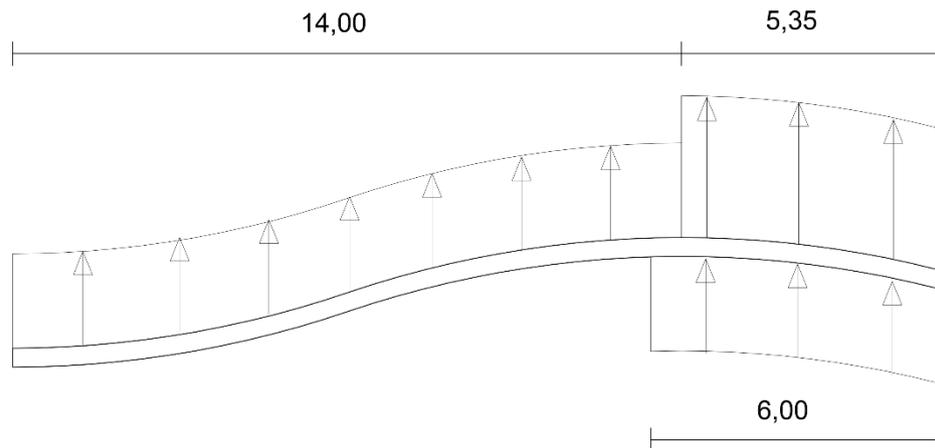
Cubierta: Valor de carga +0,72 kN/m (carga horizontal total 22,34 kN)

– Cara lateral:

Entrepiso: Valor de carga -4,49 kN/m

Cubierta: Valor de carga -1,85 kN/m

- Estado W5 (Viento actuante sobre la cara frontal, presión interna negativa):
  - Vigas longitudinales:



Tramo superior izquierdo: Valor de la carga  $-1,56 \text{ kN/m}$

Tramo superior derecho: Valor de la carga  $-3,98 \text{ kN/m}$

Tramo inferior: Valor de la carga  $-5,73 \text{ kN/m}$

– Vigas perimetrales:

Área superior (roja): Valor de carga  $-2,10 \text{ kN/m}$

Área inferior (verde): Valor de carga  $-5,20 \text{ kN/m}$

– Barras diagrid/Columnas:

Superiores (rojas): Valor de carga  $-5,87 \text{ kN}$

Intermedias (azules): Valor de carga  $-36,58 \text{ kN}$

Inferiores (verdes): Valor de carga  $-16,65 \text{ kN}$

– Cara frontal:

Entrepiso: Valor de carga  $+5,12 \text{ kN/m}$  (carga horizontal total  $158,81 \text{ kN}$ )

Cubierta: Valor de carga  $+2,45 \text{ kN/m}$  (carga horizontal total  $76,08 \text{ kN}$ )

– Cara posterior:

Entrepiso: Valor de carga  $-1,21 \text{ kN/m}$

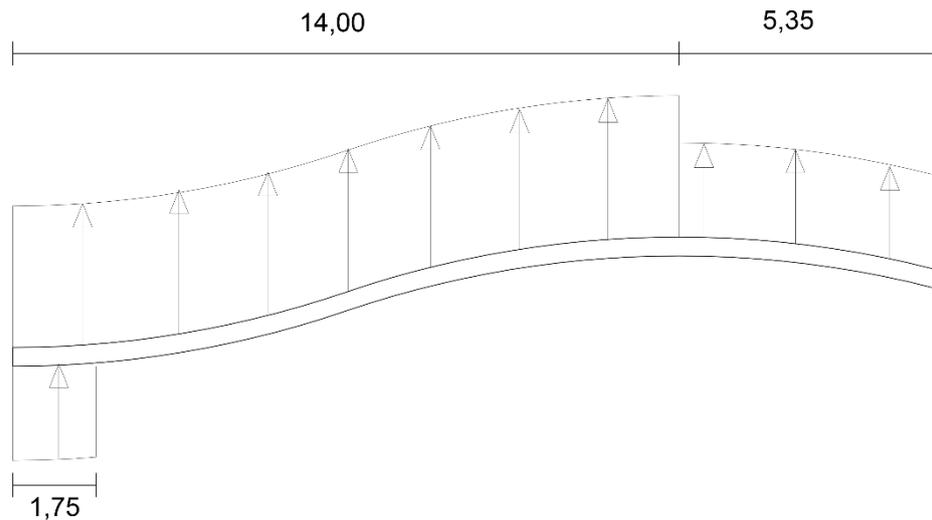
Cubierta:  $-0,37 \text{ kN/m}$

– Cara lateral:

Entrepiso: Valor de carga  $-2,40 \text{ kN/m}$

Cubierta: Valor de carga  $-0,99 \text{ kN/m}$

- Estado W6 (Viento actuante sobre la cara posterior, presión interna negativa):
  - Vigas longitudinales:



Tramo superior izquierdo: Valor de la carga -3,98 kN/m

Tramo superior derecho: Valor de la carga -1,56 kN/m

Tramo inferior: Valor de la carga -5,34 kN/m

– Vigas perimetrales:

Área superior (roja): Valor de carga -5,37 kN/m

Área inferior (verde): Valor de carga -0,83 kN/m

– Barras diagrid/Columnas:

Superiores (rojas): Valor de carga -19,71 kN

Intermedias (azules): Valor de carga -29,34 kN

Inferiores (verdes): Valor de carga -2,67 kN

– Cara frontal:

Entrepiso: Valor de carga -1,52 kN/m

Cubierta: -0,69 kN/m

– Cara posterior:

Entrepiso: Valor de carga +4,06 kN/m (carga horizontal total 125,86 kN)

Cubierta: Valor de carga +1,27 kN/m (carga horizontal total 39,37 kN)

– Cara lateral:

Entrepiso: Valor de carga -2,40 kN/m

Cubierta: Valor de carga -0,99 kN/m

Los componentes sobre los cuales analizaremos las cargas son los paneles vidriados de las paredes y las correas de cubierta de techo. El valor de las presiones a considerar se determina con la ecuación:

$$p = q_h(GCp - GCpi)$$

Donde  $q_h=1133,4 \text{ N/m}^2$ .

Comenzando con los paneles de pared:

- Área efectiva:  $3 \text{ m}^2$
- A barlovento  $G_{Cp}=0,9$  y paredes laterales  $G_{Cp}=-1,2$

Las presiones más desfavorables que actuarán son:

- A barlovento:  $p=1224,07 \text{ N/m}^2$
- Paredes laterales:  $p=-1564,09 \text{ N/m}^2$

Para las correas de techo:

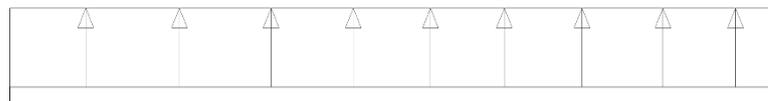
- Área efectiva:  $3,24 \text{ m}^2$
- A barlovento  $G_{Cp}=0,25$  y a sotavento  $G_{Cp}=-2,2$

Las presiones más desfavorables que actuarán son:

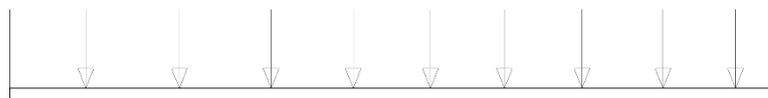
- A barlovento:  $p=487,36 \text{ N/m}^2$
- A sotavento:  $p=-2697,49 \text{ N/m}^2$

Por lo tanto, sobre la corra las cargas que actuarán son:

**1,62 kN/m**



**0,29 kN/m**



## DIMENSIONADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### Dimensionamiento de cubierta

Ya que sobre la cubierta las cargas horizontales no tienen influencia, la combinación de cargas a utilizar no es la que considera el sismo, sino la que considera las cargas de nieve, viento, hielo, entre otras, extraídas del CIRSOC 301, que se expresa a continuación:

$$1,4 (D + F) \quad (A.4.1)$$

$$1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R) \quad (A.4.2)$$

$$1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W) \quad (A.4.3)$$

$$1,2 D + 1,6 W + f_1 L + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R) \quad (*) \quad (A.4.4)$$

$$1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S \quad (A.4.5)$$

$$0,9 D + (1,6 W \text{ ó } 1,0 E) + 1,6 H \quad (*) \quad (A.4.6)$$

En nuestro caso las cargas que tenemos son:

- Cargas muertas (D)
- Cargas vivas (L)
- Cargas de nieve (S)
- Cargas de hielo (R)
- Cargas de viento (W)

Las demás cargas no corresponden. Tampoco se tiene en cuenta el estado de carga que contiene al sismo.

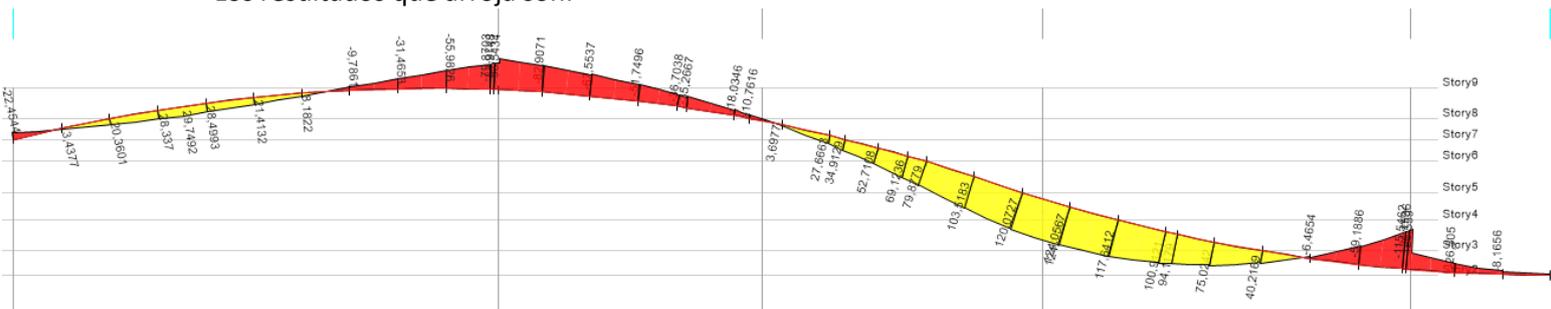
Evaluaremos las distintas combinaciones en el modelo para analizar las vigas principales y vigas perimetrales. Los componentes y revestimientos se evaluarán por separado, considerando las presiones de diseño que se especifican para los mismos según CIRSOC 102 para viento y CIRSOC 104 para hielo y nieve, definidos anteriormente.

Aclaremos que como la carga de viento tiende a producir un levantamiento de la cubierta sólo se evaluará en la última combinación de cargas.

Para las vigas principales, la combinación que presenta una mayor sollicitación sobre las vigas principales, generando tanto momentos positivos como negativos, es:

- o C2: 1,2D + 1,6L + 0,5R

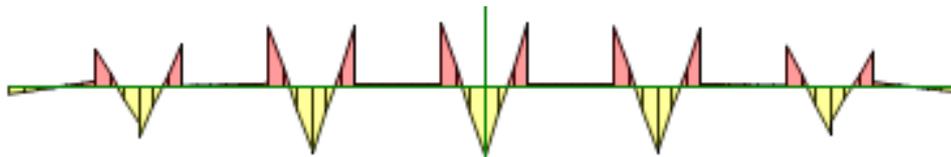
Los resultados que arroja son:



Los valores extremos que alcanza son +124,3 kNm en el lado cóncavo y -96,5kNm en el lado convexo.

Al tratarse de una viga curva de madera laminada, debemos hacer uso de la sección 5.1 del CIRSOC 601, donde se refiere a vigas de este tipo, definiendo límites para tensiones radiales de compresión y tracción, así como tensiones de flexión, que tienen en cuenta los esfuerzos axiales producidos por el momento flector, debido a la forma de la viga. Nos referiremos más adelante en el dimensionamiento.

Para las vigas perimetrales, la combinación de cargas que produce el resultado más desfavorable tanto para momentos positivos como negativos es C2 teniendo en cuenta las cargas de hielo. Los resultados que obtenemos son:



La forma del diagrama de momentos corresponde a que a la viga le llegan cargas puntuales, debido a las vigas curvas. El diagrama corresponde a la viga perimetral ubicada en la fachada posterior sobre el diagrid. Los valores máximos de momento que obtenemos son +80,5kNm en la viga mencionada anteriormente y en la viga perimetral que se encuentra sobre las columnas en V tenemos un valor máximo de momento de +21,1kNm, con un diagrama similar.

Para los componentes y revestimientos debemos determinar las cargas actuantes en cada uno.

○ **Correas:**

Su área de influencia es de 5,60m x 0,60m, dando como resultado un área de 3,36 m<sup>2</sup> aproximadamente. Las cargas que soporta ya se han definido anteriormente y son:

- D= 0,42 kN/m
- L= 0,7 kN/m
- R= 0,97 kN/m
- W1= 0,29 kN/m
- W2= -1,62 kN/m

Por lo que, aplicadas las combinaciones, la carga máxima que soportara es:

- En dirección a la gravedad: 2,11 kN/m
- En dirección contraria a la gravedad: -2,05 kN/m

Considerándolas simplemente apoyadas, los valores de momento flector son:

- M = +8,27 kNm
- M = -8,04 kNm

○ **Paneles:**

Los paneles de cubierta utilizados tienen un ancho útil de 1 metro, donde los fijadores están colocados cada 0,50 m, y además están apoyados en las correas cada 0,60m. El área es de 0,3 m<sup>2</sup>. Sin tener en cuenta el peso propio, las presiones que actúan sobre el mismo son:

- L= 1 kN/m<sup>2</sup>
- R= 3,8 kN/m<sup>2</sup>

- $W1 = 0,34 \text{ kN/m}^2$
- $W2 = -3,17 \text{ kN/m}^2$

Cabe aclarar que las presiones actúan sobre los paneles de chapa metálica, no sobre los paneles de madera.

- Fijadores:

Como se menciona anteriormente, se colocan cada 0,50m, por lo que el área de influencia es de 0,3 m<sup>2</sup>. Las presiones actuantes dentro del área son las mismas, que, si prestamos importancia a las presiones de succión, producen tensiones de tracción de aproximadamente 1 kN por fijador.

Para comenzar con el dimensionamiento, tomamos los valores de referencia que propone el CIRSOC 601, en el suplemento 2.

| Especie                              | Grado de resistencia | $F_b$ | $F_t$ | $F_v$ | $F_{c\perp}$ | $F_c$ | $F_{rt}$ | $E$   | $E_{0,05}$ | $E_{min}$ |
|--------------------------------------|----------------------|-------|-------|-------|--------------|-------|----------|-------|------------|-----------|
| Pino taeda y elliotti <sup>(1)</sup> | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11200 | 7500       | 4700      |
|                                      | 2                    | 4,1   | 2,3   | 0,4   | 0,8          | 4,1   | 0,1      | 6700  | 4500       | 2800      |
| Pino Paraná <sup>(2)</sup>           | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,0          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Eucalipto grandis <sup>(3)</sup>     | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,8          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,6   | 3,7   | 0,8   | 1,7          | 6,6   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Álamo <sup>(4)</sup>                 | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 9400  | 6300       | 4000      |
|                                      | 2                    | 5,6   | 3,2   | 0,6   | 0,9          | 5,6   | 0,1      | 8500  | 5700       | 3600      |

(1) *Pinus taeda y elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, (4) *Populus deltoides* ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

Adoptamos una madera laminada encolada de pino elliotti de grado de resistencia 1, tanto para vigas principales curvas, vigas perimetrales y correas. Además, se deben calcular los factores de ajustes según también indica el código:

| Tensiones y módulo de elasticidad | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |       |       |       |   |       |
|-----------------------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---|-------|
| $F'_b = F_b$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_L$ | $C_V$ | $C_c$ | $C_r$ | - | -     |
| $F'_t = F_t$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $F'_v = F_v$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $F'_{c\perp} = F_{c\perp}$        | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $F'_c = F_c$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | $C_P$ |
| $F'_{rt} = F_{rt}$                | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $E' = E$                          | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $E'_{0,05} = E_{0,05}$            | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $E'_{min} = E_{min}$              | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |

Como todos los coeficientes serán utilizados, a continuación, se detalla la determinación de cada uno de ellos.

- Factor de duración de carga  $C_D$

Como en todos los casos analizados poseemos cargas de distinta duración, el reglamento especifica que se debe considerar el factor correspondiente a la carga de menor duración.

Para todas las vigas se utilizó la combinación de carga que contiene peso propio, cargas vivas y carga de hielo. El factor resulta  $C_D = 1,15$ .

- Factor de condición de servicio  $C_M$

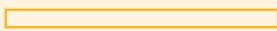
Como todos los miembros estarán en lugares cubiertos y además la humedad relativa en el sitio de la construcción es en promedio baja, consideramos que no aplica este factor.

- Factor de temperatura  $C_t$

Los datos climáticos del lugar indican que las temperaturas máximas registradas se encuentran por debajo de los 40°C, además que todos los elementos se encontraran en el interior del edificio, por lo que el factor vale  $C_t = 1,0$  para todas las tensiones.

- Factor de estabilidad lateral de la viga  $C_L$

Se debe tener en cuenta las dimensiones consideradas para el cálculo del coeficiente. El dimensionado se realizó teniendo en cuenta una relación  $d/b = 2$ , donde la altura  $d$  se obtuvo de las tablas del fabricante:

| Tipos de Estructuras  |   |                      |                |                                  |
|---|---|----------------------|----------------|----------------------------------|
| Sistema Estático  | Denominación  | Pendiente Apropriada | Luces Normales | Altura de los elementos          |
|  | Viga recta de altura constante                            | 0                    | 10 - 30        | $h = 1/17.l$                     |
|  | Viga continua de altura constante                         | 0                    | 10 - 25        | $h = 1/20.l$                     |
|  | Viga peraltada con extremo de altura variable o constante | 3 - 15               | 10 - 30        | $h_1 = 1/16.l$<br>$h_2 = 1/30.l$ |

Consideramos que las vigas curvas se aproximan al caso 3, mientras que las vigas perimetrales son el caso 2 y las correas son el caso 1. Las dimensiones serian:

- Vigas curvas: longitud=19,35m – Luz libre mayor=11,6m –  $d=0,80$  m –  $b=0,40$  m
- Vigas perimetrales: longitud=31,0m – Luz libre mayor=3,40m –  $d=0,30$  –  $b=0,20$  m (Se aumentaron los valores ya que eran muy pequeños).
- Correas: Longitud= Luz libre= 5,60m –  $d=0,35$ m –  $b= 0,20$ m.

Según lo especificado en el código, para relaciones  $d/b = 2$  se puede considerar  $C_L = 1$  siempre que se le impide el desplazamiento y giro en los extremos, lo cual si se cumple.

- Factor de volumen  $C_V$

Como todas las secciones difieren de la sección de referencia, debemos calcular el factor de volumen para los tres elementos.

$$C_V = \left(\frac{600}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{b}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

- Vigas curvas:  $C_V = 0,925$
- Vigas perimetrales:  $C_V = 1,05$
- Correas:  $C_V = 1,04$

- Factor de curvatura  $C_C$

Solamente aplicable a las vigas curvas, el factor se determina como:

$$C_C = 1 - 2000 \left( \frac{t}{R} \right)^2$$

Donde  $t$  es el espesor de la lámina y  $R$  el radio de curvatura. Como no tenemos información del espesor de lámina utilizado por el fabricante, consideramos el límite máximo impuesto por la norma IRAM 9660-1, que es de 45mm. El radio de curvatura es de 21,5 m o 21500 mm. El factor tiene el valor  $C_C = 0,99$ .

- Factor de distribución lateral de cargas  $C_r$

No se aseguran las condiciones descriptas por lo que el factor se toma  $C_r = 1$

Obtenidos los factores, se procede con el dimensionamiento.

#### Vigas curvas

Recordando lo impuesto por el CIRSOC 601:

La tensión radial,  $f_r$ , originada por el momento flector,  $M$ , en un miembro estructural curvo cuyo eje geométrico presenta un radio de curvatura  $R$  y su sección sea rectangular y constante, se obtiene de la siguiente expresión:

$$f_r = \frac{3M}{2Rbd} \quad (5.1-1)$$

En los casos en que la acción del momento flector tiende a **disminuir la curvatura**, la tensión radial,  $f_r$ , es de tracción, y se debe cumplir:

$$f_r \leq 1,4 (0,01 / V)^{0,2} F'_{rt} \quad (5.1-2)$$

$$f_r \leq F'_v / 3 \quad (5.1-3)$$

En los casos en que la acción del momento flector tiende a **aumentar la curvatura**, la tensión radial,  $f_r$ , será de compresión, y se debe cumplir:

$$f_r \leq F'_{c\perp} \quad (5.1-4)$$

Por lo tanto, calculamos la tensión radial originada y la comparamos con los valores planteados. En todos los casos, el momento flector tiende a aumentar la curvatura, por lo que trabajamos con la segunda expresión. Verificamos que se cumpla la condición:

$$f_r = 27,1 \text{ kN/m}^2$$

Los valores de referencia están expresados en N/mm<sup>2</sup>, por lo que para llevarlos a kN/m<sup>2</sup> debemos multiplicarlos por 1000. La tensión de diseño en compresión perpendicular a las fibras ajustada es:

$$F'_{c\perp} = F_{c\perp} \times C_D \times C_M \times C_t = 1035 \text{ kN/m}^2$$

Vemos que ampliamente supera el valor originado por el momento flector. Para el cálculo de la tensión originada por el momento flector  $f_b$ , el código propone:

Cuando no se utilice un método más preciso, la tensión originada por el momento flector,  $f_b$ , en el borde interior (cóncavo) de un miembro estructural curvo con sección transversal rectangular y constante se puede determinar con la siguiente expresión:

$$f_b = (1 + 0,35 d / R + 0,6 d^2 / R^2) \frac{6M}{bd^2} \quad (5.1-5)$$

siendo:

$d$  la altura de la viga en la zona curva.

$R$  el radio de curvatura del eje geométrico del miembro estructural curvo.

La tensión originada por el momento flector,  $f_b$ , en el borde exterior (convexo) de un miembro estructural curvo con sección transversal rectangular y constante se puede determinar, conservadoramente, con la expresión 3.2.1-2 (ver el artículo 3.2.1.).

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}, \text{ ya que } I = \frac{bd^3}{12}, \text{ y } S = \frac{I}{c} = \frac{bd^2}{6}, \text{ siendo } c = d/2 \quad (3.2.1-2)$$

El mayor momento flector que se origina en la viga, que fue el utilizado en el cálculo de la tensión radial, es de 124,3 kNm. Calculamos las tensiones generadas en el lado cóncavo y en el convexo de la viga en esa sección.

$$f_b(\text{cóncavo}) = 2953,6 \frac{kN}{m^2} = 2,95 MPa$$

$$f_b(\text{convexo}) = 2913,3 \frac{kN}{m^2} = 2,91 MPa$$

Debemos compararla con la tensión de diseño a flexión ajustada, cuyo valor es:

$$F' b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_V \times C_C \times C_r = 6634,6 \frac{kN}{m^2} = 6,63 MPa$$

Vemos que ampliamente supera el valor generado, por lo que se debería redimensionar. Decidimos no cambiar el alto ya que es el especificado por el fabricante por razones de rigidez, por lo que cambiaremos el ancho. Tomaremos un valor de 0,25m.

El coeficiente de estabilidad lateral no se ve afectado ya que en las vigas curvas su rotación y desplazamiento se encuentran impedidos por las correas cada 0,60m. De igual forma se verificará una vez definida la sección. El único coeficiente que cambia es el de volumen, que toma valor  $C_V = 0,947$ .

Las tensiones generadas ahora son:

$$f_b(\text{cóncavo}) = 4725,8 \frac{kN}{m^2} = 4,73 MPa$$

La tensión de diseño a flexión ajustada:

$$F' b = 6792,4 \frac{kN}{m^2} = 6,79 MPa$$

El valor se acerca más a la carga generada. No lo modificamos ya que se debe realizar otra comprobación ya que la forma de la viga produce que se generen esfuerzos axiales. En la zona que presenta mayor momento flector, el esfuerzo axial es de compresión y vale 98,8 kN. Ya que la flexión se genera en el plano de mayor momento de inercia, la condición a verificar es:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1 - (f_c / F_{cE1})]} \leq 1$$

Debiendo verificarse que:

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0,822E'_{min}}{(\ell_{e1} / d_1)^2}$$

Calculamos  $f_c$  como P/A:

$$f_c = 494 \frac{kN}{m^2} = 0,5 MPa$$

Para calcular la tensión de diseño a compresión paralela a las fibras ajustada debemos calcular el coeficiente  $C_p$ , mediante la siguiente expresión:

$$C_p = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c}\right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \quad (3.3.1-1)$$

Donde:

$$F_{cE} = \frac{0,822E'_{min}}{\left(\frac{\ell_e}{d}\right)^2}$$

Y el coeficiente  $c$  vale 0,90 para madera encolada. El valor  $\ell_e$  es la longitud de pandeo efectiva. La longitud de pandeo es de 0,60 que es la distancia entre correas, que es igual a la longitud de pandeo efectiva ya que tomamos el factor  $K=1$ . Los valores que obtenemos son:

$$F_{cE} = 670,7 MPa$$

$$C_p = 0,999$$

Por lo tanto:

$$F'_c = 7237,7 \frac{kN}{m^2} = 7,24 MPa$$

Verificamos las condiciones expresadas anteriormente:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1 - (f_c / F_{cE1})]} \leq 1$$

$$0,70 \leq 1$$

Además, verificamos claramente que  $f_c < F_{cE}$ . Por último, verificamos la resistencia al corte. El esfuerzo de corte máximo actuante sobre la viga es de 116,2 kN. La tensión de corte para sección rectangular la calculamos como:

$$f_v = \frac{3V}{2bd} = 871,5 \frac{kN}{m^2}$$

La resistencia de diseño a corte ajustada es igual a:

$$F'_v = 805 \frac{kN}{m^2}$$

Lo cual no verifica. Si consideramos un ancho  $b=0,30m$ :

$$f_v = \frac{3V}{2bd} = 726 \frac{kN}{m^2}$$

Lo cual ahora si verifica. Vemos que con una sección mayor seguirá verificando a flexión y compresión. Adoptamos la sección considerada y lo reemplazamos en el modelo. Verificamos que los esfuerzos han cambiado considerablemente, por lo que se debe redimensionar. Vemos que, para una sección de 0,80m de alto por 0,40m de ancho el momento flector máximo adopta el valor de 294,4 kNm, el axial 81,3 kN de compresión y el corte 170,9 kN. Realizamos las verificaciones correspondientes:

$$f_b(\text{cóncavo}) = 6995,6 \frac{kN}{m^2} = 6,99 MPa$$

Vemos que no verifica ya la primera condición. Consideramos un elemento de  $d=1m$  y  $b=0,40m$ . Los valores que toman los esfuerzos son: Momento flector 306,7 kNm, Axial de compresión 71,7 kN y corte 178,3 kN. Verificamos:

$$f_b(\text{cóncavo}) = 4664,3 \frac{kN}{m^2} = 4,67 MPa$$

$$F'_b = 6489,2 \frac{kN}{m^2} = 6,49 MPa$$

Verifica la primera condición. Para flexión con compresión:

$$f_c = 177,7 \frac{kN}{m^2} = 0,18 MPa$$

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1 - (f_c / F_{cE1})]} \leq 1$$

$$0,72 \leq 1$$

Por último, verificamos el corte:

$$fv = \frac{3V}{2bd} = 668,6 \frac{kN}{m^2}$$

Lo cual también verifica. Adoptamos la sección elegida de  $d=1,0m$  y  $b=0,40m$

#### Vigas perimetrales

Si se pretenden hacer ambas vigas iguales, utilizamos la que presenta las mayores solicitaciones. Los esfuerzos a los que está sometida son: Momento flector 80,5 kNm y Corte 110,7 kN. Al no presentar curvatura, utilizamos la siguiente expresión para determinar la tensión a flexión:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}, \text{ ya que } I = \frac{bd^3}{12}, \text{ y } S = \frac{I}{c} = \frac{bd^2}{6}, \text{ siendo } c = d/2 \quad (3.2.1-2)$$

$$fb = 26,84 MPa$$

Vemos que el pre dimensionamiento es escaso, por lo cual aumentamos las dimensiones a  $d=0,6m$  y  $b=0,2m$ . La tensión ahora originada:

$$fb = 6,71 MPa$$

La tensión de diseño a flexión ajustada es:

$$F' b = 7,14 MPa$$

Vale aclarar que se ha cambiado el factor de volumen, el valor arrojado es de  $Cv=0,986$ . Vemos que verifica, realizamos la comprobación a corte:

$$fv = \frac{3V}{2bd} = 1383,7 \frac{kN}{m^2}$$

Como vemos no verifica, pero si cambiamos a  $d=0,7$  y  $b=0,3$ :

$$fv = \frac{3V}{2bd} = 790,7 \frac{kN}{m^2}$$

Lo cual ahora si verifica, recordando que:

$$F' v = 805 \frac{kN}{m^2}$$

Si cargamos la sección en el modelo, los esfuerzos pasan a ser: Momento flector 112,3 kNm y corte 111,8 kN. Verificamos que siga cumpliendo:

$$fv = 798,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$fb = 4,58 MPa$$

Lo cual verifica, y podemos decir que no se encuentra sobre dimensionado.

#### Correas

Al igual que el elemento anterior, se encuentran solicitadas a momento flector y corte. Se ha determinado anteriormente que los valores de los mismos son 8,27 kNm y 5,91 kN respectivamente. Realizamos el cálculo de las tensiones:

$$fb = 2,03 MPa$$

$$f_v = 126,6 \frac{kN}{m^2}$$

Vemos que puede llegar a estar sobre dimensionado. Adoptamos  $d=0,30m$  y  $b=0,10m$ .

$$f_b = 5,51 MPa$$

$$f_v = 295,5 \frac{kN}{m^2}$$

Los valores de diseño ajustados son:

$$F' b = 7,92 MPa$$

$$F' v = 805 kN/m^2$$

Adoptamos la sección planteada.

### Cerramientos

El cerramiento de la cubierta consta de varios elementos: sobre la superficie formada por las vigas curvas y las correas se coloca una placa de madera multilaminada de pino de 6mm de espesor. El pequeño espesor es debido a que pueda seguir sin problema la curvatura planteada y además que no cumplirá ninguna función estructural. Estos paneles se montan colocando fijadores cada 0,60m ya que el panel tiene un ancho de 1,22m. Por sobre estos paneles, se coloca la aislación hidrófuga que se lleva a cabo mediante una membrana de polietileno de alta densidad. Por encima se colocan listones en la misma ubicación que las correas y unidos a las mismas, los cuales también llevan fijadores cada 0,50m, Teniendo la precaución de que en los primeros 1,8 metros y luego cada 3 metros caerán en el mismo lugar, por lo que se debe apartar unos centímetros. Entre los listones se coloca la aislación de fibra de vidrio. Los laterales se cierran con cenefas del mismo alto de los listones, que tendrán al menos dos pulgadas de altura ya que la lana de vidrio posee un espesor de 50mm. Como cerramiento total se coloca una chapa trapezoidal, fijada sobre los listones cada 0,50m ya que el panel posee un ancho útil de 1 metro. Éste último es el que recibe las cargas y las pasa a las correas y vigas, por lo que lo diseñamos a partir de las tablas del fabricante:



#### ACABADO

Prelacado / Galvanizado

ANCHO ÚTIL 1000 mm

#### ESPEORES (mm)

Hasta 12

USO

Cubiertas



La chapa corresponde al modelo MT-32, de la empresa Hiansa Panel. Las presiones de diseño que proporcionan:

| PRESIÓN |     |      |     |      |     |      |     | 1 Vano | SUCCIÓN |      |     |      |     |      |     |      |  |  |
|---------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|--------|---------|------|-----|------|-----|------|-----|------|--|--|
| 2.75    | 2.5 | 2.25 | 2   | 1.75 | 1.5 | 1.25 | 1   |        | 1       | 1.25 | 1.5 | 1.75 | 2   | 2.25 | 2.5 | 2.75 |  |  |
|         |     |      | 82  | 125  | 187 | 272  | 427 | e(mm)  | 398     | 253  | 175 | 125  | 82  |      |     |      |  |  |
|         |     | 68   | 99  | 150  | 239 | 347  | 545 | 0.5    | 489     | 311  | 215 | 150  | 99  | 68   |     |      |  |  |
|         |     |      | 79  | 115  | 175 | 283  | 416 | 653    | 0.6     | 582  | 370 | 255  | 175 | 115  | 79  |      |  |  |
|         | 64  | 90   | 132 | 201  | 323 | 474  | 744 | 0.7    | 677     | 431  | 297 | 201  | 132 | 90   | 64  |      |  |  |
|         |     | 80   | 113 | 165  | 251 | 404  | 590 | 927    | 0.8     | 868  | 553 | 381  | 251 | 165  | 113 | 80   |  |  |
|         |     |      |     |      |     |      |     | 1.0    |         |      |     |      |     |      |     |      |  |  |

| PRESIÓN |     |      |     |      |     |      |     | 2 Vanos | SUCCIÓN |       |     |      |     |      |     |      |     |     |     |
|---------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|---------|---------|-------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|-----|-----|
| 2.75    | 2.5 | 2.25 | 2   | 1.75 | 1.5 | 1.25 | 1   |         | 1       | 1.25  | 1.5 | 1.75 | 2   | 2.25 | 2.5 | 2.75 |     |     |     |
|         |     |      | 65  | 81   | 103 | 137  | 187 | 272     | 427     | e(mm) | 398 | 253  | 175 | 127  | 96  | 75   | 60  |     |     |
|         |     | 68   | 83  | 104  | 132 | 175  | 239 | 347     | 545     | 0.5   | 489 | 311  | 215 | 156  | 118 | 92   | 74  | 60  |     |
|         |     |      | 81  | 99   | 124 | 159  | 209 | 283     | 417     | 653   | 0.6 | 582  | 370 | 255  | 186 | 141  | 110 | 88  | 72  |
|         |     | 92   | 113 | 141  | 181 | 238  | 323 | 474     | 744     | 0.7   | 677 | 431  | 297 | 216  | 164 | 128  | 102 | 83  |     |
|         |     |      | 115 | 141  | 176 | 225  | 297 | 404     | 590     | 927   | 0.8 | 868  | 553 | 381  | 278 | 211  | 165 | 132 | 107 |
|         |     |      |     |      |     |      |     |         |         | 1.0   |     |      |     |      |     |      |     |     |     |

| PRESIÓN |     |      |     |      |     |      |     | 3 Vanos | SUCCIÓN |       |     |      |     |      |     |      |     |     |     |
|---------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|---------|---------|-------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|-----|-----|
| 2.75    | 2.5 | 2.25 | 2   | 1.75 | 1.5 | 1.25 | 1   |         | 1       | 1.25  | 1.5 | 1.75 | 2   | 2.25 | 2.5 | 2.75 |     |     |     |
|         |     |      | 80  | 102  | 130 | 172  | 235 | 341     | 535     | e(mm) | 499 | 318  | 219 | 160  | 121 | 95   | 76  |     |     |
|         |     | 71   | 96  | 131  | 167 | 220  | 301 | 435     | 683     | 0.5   | 613 | 390  | 269 | 197  | 149 | 117  | 94  | 71  |     |
|         |     |      | 82  | 112  | 156 | 200  | 263 | 360     | 521     | 818   | 0.6 | 729  | 465 | 321  | 234 | 178  | 139 | 112 | 82  |
|         |     | 94   | 128 | 178  | 228 | 300  | 411 | 594     | 932     | 0.7   | 848 | 540  | 373 | 272  | 207 | 162  | 128 | 94  |     |
|         |     |      | 124 | 160  | 222 | 284  | 373 | 511     | 740     | 1160  | 0.8 | 1088 | 693 | 479  | 349 | 265  | 208 | 160 | 118 |
|         |     |      |     |      |     |      |     |         |         | 1.0   |     |      |     |      |     |      |     |     |     |

Los esfuerzos actuantes, calculadas anteriormente y aplicando las combinaciones que lleven a la mayor carga, son 3,5 kPa de presión y 5,07 kPa de succión. Convirtiendo a las mismas unidades tenemos 357,1 kg/m<sup>2</sup> de presión y 517,4 kg/m<sup>2</sup> de succión. Si tenemos que las longitudes habituales oscilan entre los 1,6m y los 14,0m, podemos proponer paneles de 1,80m de largo, apoyados en cuatro correas y que dejan tres vanos. Siendo este caso debemos ir a las últimas tablas y tomar el valor menor de separación entre correas. El panel que verifica es de 0,6 mm, por lo cual es el que adoptamos.

Control de estado de servicio

Para los estados de servicio controlaremos las deflexiones según la combinación de cargas:

$$(D + F) + \sum L_i \text{ ó } W \text{ ó } T \tag{1.4-1}$$

$$(D + F) + 0,7 [(\sum L_i + W) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } (\sum L_i + T)] \tag{1.4-2}$$

$$(D + F) + 0,6\sum L_i + 0,6W + 0,6T \tag{1.4-3}$$

donde (ver también la sección A.4.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005):

$$\sum L_i = (L + L_r + S + R + H)$$

Las deflexiones deben tener en cuenta las deformaciones instantáneas y las diferidas:

$$\Delta_f = K_{cr} \Delta_{i(LD)} + \Delta_{i(CD)} \tag{3.2.3-1}$$

Donde el factor K<sub>cr</sub> es igual a 2 debido a que se tratan de madera laminada cargadas en estado seco. Este factor es multiplicado por la deformación originada por las cargas de larga duración, como son el peso propio. Las cargas de servicio no se toman como de larga duración ya que al ser una cubierta inaccesible solamente actuarían en caso de realizar

mantenimiento. Las cargas de corta duración no se multiplican por ningún coeficiente. Los valores límites para las deflexiones impuestos por el código:

**Tabla 3.2.3-1 Deformaciones admisibles recomendadas para las vigas**

| Destino de la construcción   | Deformación instantánea originada por las cargas variables          | Deformación final neta originada por la totalidad de las cargas |
|--|---|---|
| Viviendas y oficinas   | $\Delta_{i(v)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$ )           | $\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 300$ (voladizos $\ell / 150$ )   |
| Comercio, recreación e institucional                               | $\Delta_{i(v)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$ )           | $\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 240$ (voladizos $\ell / 120$ )   |
| Construcciones industriales o rurales con bajo factor de ocupación | -   | $\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 200$ (voladizos $\ell / 100$ )   |
| siendo:  |   |   |
| $\ell$   | la luz de cálculo de la viga;                                       |   |
| $\Delta_{i(v)}$  | la deformación instantánea producida por las cargas variables;      |   |
| $\Delta_{fnet(TC)}$  | la deformación final neta producida por la totalidad de las cargas. |   |

Calculamos para cada elemento las deformaciones producidas por cada acción:

– Vigas curvas:

La deformación se toma en cuenta en la parte cóncava. Se extrajeron del modelo debido a la forma particular de la misma:

- D: 13,1 mm
- L: 7,16 mm
- S: 0,04 mm
- R: 14,6 mm

No tomamos en cuenta el viento ya que sobre las mismas solo actúa succión, lo que resta a las demás deflexiones. Las 4 deflexiones han sido tomadas en el mismo punto. Vemos que entonces las deformaciones a considerar son la originada por peso propio por el factor  $K_{cr}$  y las cargas de hielo, que son las que producen mayor deflexión, y que de acuerdo con las combinaciones de carga antes mencionadas se debe utilizar una a la vez. La deflexión total queda:

$$\Delta f = K_{cr} \Delta i (LD) + \Delta i (CD) = 40,8 \text{ mm}$$

El límite propuesto por el código, tomando en cuenta que nuestra construcción corresponde a la segunda fila de la tabla, son:

$$\Delta i(v) = 32,22 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{net(tc)} = 48,33 \text{ mm}$$

Vemos que cumple ambas condiciones. Recordamos que la luz de cálculo es 11,6m.

– Vigas perimetrales:

Con el motivo de que se busca que sea una viga continua, se analizó la deformada con el modelo. Podemos observar que la deformación de ninguna acción supera

1mm, por lo que vemos que verifica ya que las luces de calculo son 3,4m para la viga perimetral frontal y 2,8 para la viga perimetral posterior.

– Correas:

El análisis de las mismas no se ha hecho con el modelo por lo que deben calcularse las deflexiones. Si las consideramos simplemente apoyadas la deflexión máxima es:

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Donde tenemos:  $L=5,6\text{m}$  –  $E=4700000\text{ kN/m}^2$  –  $I=2,25 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$

- D: 4,58 mm
- L: 8,48 mm
- R: 11,75 mm
- W: 3,51 mm

El desplazamiento total:

$$\Delta f = Kcr \Delta i (LD) + \Delta i (CD) = 20,91\text{mm}$$

Los limites considerados por el código:

$$\Delta i(v) = 15,56\text{ mm}$$

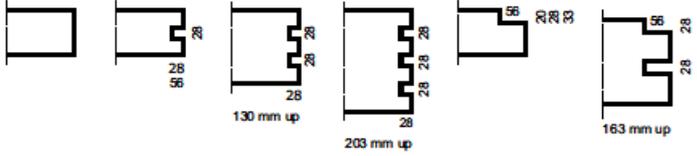
$$\Delta f_{net}(tc) = 23,33\text{ mm}$$

Verifica ambos valores.

## **ENTREPISO DE CLT**

Es multicapa, completamente y sólidamente hecha de madera. Debido al encolado de capas longitudinales y transversales, el "trabajo" de la madera se reduce a un grado insignificante. Así, se aseguran los estándares de un material de construcción moderno.

BBS es un elemento sólido prefabricado de madera que aísla el calor y puede transportar cargas simultáneamente. Es resistente al fuego y tiene un efecto de absorción de sonido. Se puede construir rápido y seco y tiene un efecto positivo en el bienestar de los seres humanos. 99.4 % madera y.

|                             |  |
|-----------------------------|--|
| Construcción                | Multicapa cruzada 3,5-,7   |
| Especies de madera          | Abeto, alerce, pino, abeto plateado  |
| Contenido de humedad        | 12% +- 2%  |
| Calidad de la capa superior | Visible AB, visible BC, no visibles C  |
| Superficie AB BC            | Pegado suavemente sin ranuras. Cada capa longitudinal - placa de una sola capa<br>Planificada en ambos lados - lijado o cepillado en un lado opcional  |
| Tamaño                      | Ancho: 125 cm<br>Largo: hasta 24 m<br>Espesor: 66mm-341mm  |
| Borde longitudinal          | todos los bordes longitudinales ligeramente achaflanados [3 mm] perfiles estándar en ambos lados<br>                             |
| Pegado/pegadura             | Placa de un solo pliegue: MUF   E1, resistente a la intemperie, ranura de cola transparente<br>BBS: PU   sin formaldehído  |
| Cambio dimensional          | en dirección longitudinal del elemento 0.010 % por porcentaje de cambio en el contenido de humedad<br>en dirección transversal del elemento 0.025 % por porcentaje de cambio en el contenido de humedad de la madera |
| Peso                        | abeto [12%] ~ 470 kg/m <sup>3</sup><br>alerce [12%] ~ 590 kg/m <sup>3</sup>  |
| Aislamiento térmico         | conductancia térmica = 0.13 W/Mk [DIN]   = 0.097 W/Mk [98 mm BBS]<br>capacidad térmica específica c = 2.10 kJ/kgK<br>difusividad térmica a = 1.317 x 10 m <sup>2</sup> /s   [ = 470 kg/m <sup>3</sup> ; = 0.13 W/Mk] |
| Aislamiento acústico        | insonorización sólida gracias a una sólida construcción certificado disponible bajo petición   |
| Protección contra incendios | certificar para REI 30-90 disponible bajo petición   |
| Difusión                    | abierto a la difusión, barrera de vapor coeficiente de resistencia a la difusión (mu-70)   |
| Aprobaciones                | Aprobación Técnica Europea ETA-06/0009 Marcado CE<br>Protección técnica de personal ( CE marking)<br>Aprobación técnica de gestión (CE) Z-9.1-534  |

## CORTE TRANSVERSAL

| layers            | thickness [mm]    | construction [mm] |    |    |    |    |  | $\xi_{ref}$ [m] | characteristic values        |                                |                              |                              |                |       |      |
|-------------------|-------------------|-------------------|----|----|----|----|--|-----------------|------------------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------------|----------------|-------|------|
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | $A_{ref}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{V,ref}$ [cm <sup>2</sup> ] | $W_{ref}$ [cm <sup>3</sup> ] | $I_{ref}$ [cm <sup>4</sup> ] | $i_{ref}$ [cm] |       |      |
| 3                 | 66 <sup>1)</sup>  | 20                | 26 | 20 |    |    |  |                 | 2                            | 400                            | 648                          | 659                          | 1988           | 2.23  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 710                          | 676                          | 2177           | 2.33  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 723                          | 679                          | 2217           | 2.35  |      |
|                   | 78                | 20                | 38 | 20 |    |    |  |                 | 2                            | 400                            | 756                          | 858                          | 2922           | 2.70  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 862                          | 887                          | 3332           | 2.89  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 885                          | 892                          | 3422           | 2.92  |      |
|                   | 90                | 27                | 36 | 27 |    |    |  |                 | 2                            | 540                            | 806                          | 1189                         | 4568           | 2.91  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 944                          | 1244                         | 5355           | 3.15  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 976                          | 1255                         | 5534           | 3.20  |      |
|                   | 100 <sup>2)</sup> | 37                | 26 | 37 |    |    |  |                 | 2                            | 740                            | 858                          | 1533                         | 6667           | 3.00  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 996                          | 1610                         | 7737           | 3.23  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 1027                         | 1625                         | 7980           | 3.28  |      |
|                   | 110 <sup>3)</sup> | 36                | 38 | 36 |    |    |  |                 | 2                            | 720                            | 897                          | 1771                         | 7966           | 3.33  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 1103                         | 1889                         | 9797           | 3.69  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 1154                         | 1914                         | 10244          | 3.77  |      |
| 130 <sup>2)</sup> | 43                | 44                | 43 |    |    |    |  | 2               | 860                          | 968                            | 2404                         | 12077                        | 3.75           |       |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  | 4               |                              | 1263                           | 2622                         | 15747                        | 4.28           |       |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  | 6               |                              | 1341                           | 2669                         | 16720                        | 4.41           |       |      |
| 5                 | 100               | 20                | 20 | 20 | 20 | 20 |  |                 | 2                            | 600                            | 963                          | 1273                         | 5458           | 3.02  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 1107                         | 1308                         | 6270           | 3.23  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 1138                         | 1315                         | 6449           | 3.28  |      |
|                   | 110               | 20                | 21 | 28 | 21 | 20 |  |                 |                              | 2                              | 680                          | 1039                         | 1482           | 6912  | 3.19 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 4                              |                              | 1199                         | 1518           | 7979  | 3.43 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 6                              |                              | 1235                         | 1525           | 8216  | 3.48 |
|                   | 130               | 20                | 26 | 38 | 26 | 20 |  |                 |                              | 2                              | 780                          | 1175                         | 1896           | 10027 | 3.59 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 4                              |                              | 1393                         | 1938           | 11893 | 3.90 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 6                              |                              | 1443                         | 1946           | 12323 | 3.97 |
|                   | 147               | 41                | 22 | 21 | 22 | 41 |  |                 |                              | 2                              | 1030                         | 1123                         | 2976           | 16689 | 4.03 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 4                              |                              | 1464                         | 3211           | 21748 | 4.60 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 6                              |                              | 1553                         | 3260           | 23071 | 4.73 |
|                   | 163               | 42                | 21 | 37 | 21 | 42 |  |                 |                              | 2                              | 1210                         | 1242                         | 3626           | 22449 | 4.31 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 4                              |                              | 1610                         | 3880           | 29116 | 4.91 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 6                              |                              | 1706                         | 3933           | 30850 | 5.05 |
|                   | 181               | 42                | 38 | 21 | 38 | 42 |  |                 |                              | 2                              | 1050                         | 1163                         | 3958           | 23052 | 4.69 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 4                              |                              | 1748                         | 4437           | 34663 | 5.75 |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 |                              | 6                              |                              | 1933                         | 4541           | 38323 | 6.04 |
| 203               | 42                | 38                | 43 | 38 | 42 |    |  |                 | 2                            | 1270                           | 1290                         | 4844                         | 31063          | 4.95  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 1937                         | 5351                         | 46641          | 6.06  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 2141                         | 5459                         | 51552          | 6.37  |      |
| 213               | 42                | 43                | 43 | 43 | 42 |    |  |                 | 2                            | 1270                           | 1291                         | 5127                         | 32905          | 5.09  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 4                            |                                | 2010                         | 5712                         | 51216          | 6.35  |      |
|                   |                   |                   |    |    |    |    |  |                 | 6                            |                                | 2248                         | 5838                         | 57272          | 6.72  |      |

- 1) sólo disponible con una longitud de 4,95 m, sin junta general del dedo
- 2) sólo disponible en C no visible

| layers | thickness [mm] | construction [mm] |    |    |    |    |    | $\ell_{eff}$ [m] | characteristic values        |                                |                              |                              |                |      |
|--------|----------------|-------------------|----|----|----|----|----|------------------|------------------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------------|----------------|------|
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | $A_{eff}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{v,eff}$ [cm <sup>2</sup> ] | $W_{eff}$ [cm <sup>3</sup> ] | $I_{eff}$ [cm <sup>4</sup> ] | $l_{eff}$ [cm] |      |
| 7      | 233            | 42                | 21 | 43 | 21 | 43 | 21 | 42               | 2                            | 1700                           | 1382                         | 6672                         | 49630          | 5.40 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 4                            |                                | 2047                         | 7304                         | 73502          | 6.58 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 6                            |                                | 2252                         | 7439                         | 80872          | 6.90 |
|        | 248            | 42                | 26 | 43 | 26 | 43 | 26 | 42               | 2                            | 1700                           | 1344                         | 7111                         | 52036          | 5.53 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 4                            |                                | 2114                         | 7901                         | 81878          | 6.94 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 6                            |                                | 2372                         | 8073                         | 91880          | 7.35 |
|        | 284            | 42                | 38 | 43 | 38 | 43 | 38 | 42               | 2                            | 1700                           | 1276                         | 8160                         | 58025          | 5.84 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 4                            |                                | 2258                         | 9336                         | 102700         | 7.77 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 6                            |                                | 2645                         | 9605                         | 120325         | 8.41 |
|        | 299            | 42                | 43 | 43 | 43 | 43 | 43 | 42               | 2                            | 1700                           | 1254                         | 8596                         | 60582          | 5.97 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 4                            |                                | 2311                         | 9935                         | 111630         | 8.10 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 6                            |                                | 2752                         | 10245                        | 132953         | 8.84 |
|        | 341            | 63                | 43 | 43 | 43 | 43 | 43 | 63               | 2                            | 2120                           | 1163                         | 11168                        | 82199          | 6.23 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 4                            |                                | 2374                         | 14087                        | 167858         | 8.90 |
|        |                |                   |    |    |    |    |    |                  | 6                            |                                | 2976                         | 14849                        | 210399         | 9.96 |

Valores de sección transversal para capas longitudinales conectadas elásticamente después del método Gamma

$$A_{v,eff} = 1,5 \frac{\rho_{eff}}{l_{eff} \cdot b} \quad (b=100 \text{ cm})$$

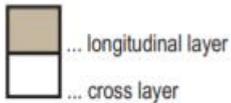
-área de sección transversal (sólo capas longitudinales)

-superficie para prueba de cizallamiento

-par de inercia

-módulo de sección

-largo



$A_{eff}$  .... cross section area (only longitudinal layers)

$A_{v,eff}$  ... surface for shear proof

$I_{eff}$  ..... torque of inertia

$W_{eff}$  ... section modulus

$l_{eff}$  ..... length

## material

Tipo de carga (N/mm<sup>2</sup>)

Módulo de flexión (E)

| kind of loading               | EN 1995-1-1   EN 338 |        |
|-------------------------------|----------------------|--------|
|                               | [N/mm <sup>2</sup> ] |        |
| E-modulus bending             | $E_{0,mean}$         | 11,000 |
| bending right angled to plane | $f_{m,k}$            | 18     |
| modulus of shear              | $G_{mean}$           | 690    |
| modulus of rolling shear      | $G_{R,mean}$         | 50     |
| thrust from lateral force     | $f_{R,k}$            | 0.70   |
| pressure in plane             | $f_{c,0,k}$          | 21     |
| normal pressure to plane      | $f_{c,90,k}$         | 2.5    |
| tension on plane              | $f_{t,0,k}$          | 9.80   |

Flexión hacia la derecha en ángulo plano

Módulo de corte

Módulo de corte ondulado/rodante

Empuje de fuerza lateral

Presión en el plano

Presión normal al plano

Tensión en el plano

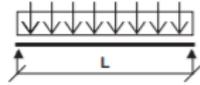
material values for dimensioning according to DIN on request

(Valores de material para acotación según DIN bajo petición)

**PREDIMENSIONADO**

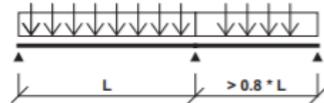
- **Tramo simple**

simple span



| g <sub>1,k</sub> +n <sub>k</sub> | span width           |        |        |        |        |        |        |        |        |       |       |       |       |       |
|----------------------------------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                                  | 3.0 m                |        | 3.5 m  |        | 4.0 m  |        | 4.5 m  |        | 5.0 m  |       | 5.5 m |       | 6.0 m |       |
|                                  | permitted deflection |        |        |        |        |        |        |        |        |       |       |       |       |       |
|                                  | I/250                | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350 | I/250 | I/350 | I/250 | I/350 |
| 2.0                              |                      | 78     | 90     | 90     | 90     | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s |       | 147   | 147   | 147   | 163   |
| 2.5                              | 78                   | 90     | 90     | 100-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147   | 147   | 163   | 163   | 181   |
| 3.0                              |                      | 90     | 100-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147   | 163   | 163   | 181   | 203   |
| 3.5                              | 90                   | 90     | 100-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 203   |
| 4.0                              |                      | 100-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 4.5                              | 90                   | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 5.0                              |                      | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 5.5                              | 100-5s               | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 6.0                              |                      | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 6.5                              | 110-5s               | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 7.0                              |                      | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 7.5                              | 110-5s               | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |
| 8.0                              |                      | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s |        | 147    | 147    | 147    | 163   | 163   | 181   | 181   | 213   |

duel span



The length of the shorter field is between 80 % and 100 % of the longer field.

| g <sub>1,k</sub> +n <sub>k</sub> | span width longer field |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |       |
|----------------------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
|                                  | 3.0 m                   |        | 3.5 m  |        | 4.0 m  |        | 4.5 m  |        | 5.0 m  |        | 5.5 m  |        | 6.0 m  |       |
|                                  | permitted deflection    |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |       |
|                                  | I/250                   | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350  | I/250  | I/350 |
| 2.0                              |                         |        |        |        | 78     | 90     | 90     | 100-5s | 100-5s |        | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 147   |
| 2.5                              |                         |        |        | 78     |        | 90     | 90     | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 147   |
| 3.0                              |                         | 78     | 78     |        | 90     | 100-5s | 100-5s | 100-5s | 100-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 147   |
| 3.5                              |                         |        |        | 90     |        | 110-3s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 147   |
| 4.0                              | 78                      |        |        |        | 100-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 4.5                              |                         |        |        | 100-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 5.0                              |                         |        | 90     | 100-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 5.5                              |                         |        |        | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 6.0                              |                         | 90     |        | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 6.5                              |                         |        | 100-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 7.0                              | 90                      |        | 100-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 7.5                              |                         | 100-5s |        | 130-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |
| 8.0                              |                         | 100-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 110-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 130-5s | 163   |

- R30 3s... 3-layers
- R60 5s... 5-layers
- R90

La longitud del campo más corto es entre el 80 % y el 100 % del campo más largo.

## example



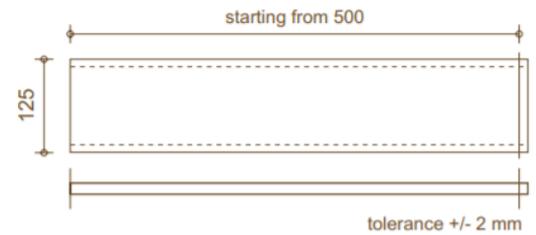
visible AB



visible BC

## standard

longitudinal edges standard profiles on both sides  
transverse edges cut right-angled | tolerance +/- 2 mm



## DIMENSIONAMIENTO ENTREPISO DE CLT DE MADERA LAMINADA

- DATOS**

Tabla 3: Resultados de ensayos a flexión de los paneles CLT

| Panel           | $F_{max}$<br>(kN) | $f_{m,CLT}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $E_{0,g}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $E_{0,l}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1               | 28.0              | 25                                  | 6714                              | 7328                              |
| 2               | 30.0              | 27                                  | 6105                              | 6663                              |
| 3               | 21.8              | 20                                  | 4482                              | 4892                              |
| 4               | 19.3              | 17                                  | 6726                              | 7341                              |
| 5               | 23.0              | 21                                  | 9397                              | 10256                             |
| <b>Promedio</b> | 24.4              | 22                                  | 6685                              | 7296                              |

- Longitud mayor entre apoyos: 6,0 m
- $F_b = 22 \frac{N}{mm^2}$

- **CONDICION DE RESISTENCIA**

### CONDICIÓN DE RESISTENCIA

$$f_b \leq F'_b$$

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

CAPÍTULO 4:  $F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_r$

MADERA ASERRADA

CAPÍTULO 5:  $F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_V \times C_C \times C_r$

MADERA LAMINADA

$$f_b \leq F'_b$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$F'_b = F_b * C_D * C_M * C_t * C_L * C_V * C_C * C_r.$$

LOSAS CLT  $G2 \Rightarrow 1,2D + 1,6L$

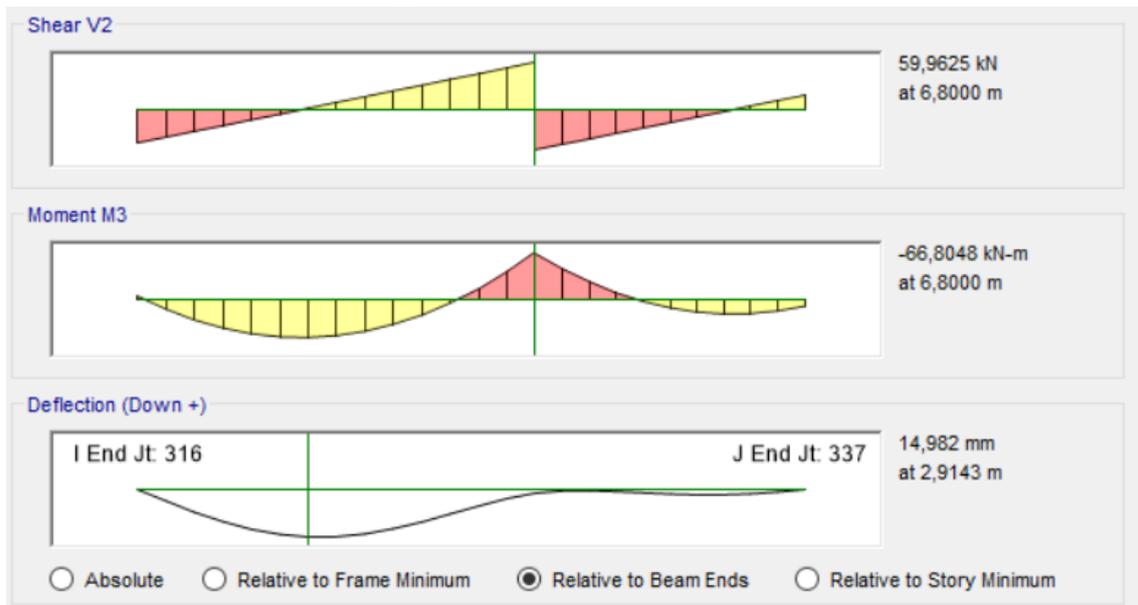


Table 3.11 Cross-section properties for 3-layer CLT panels as in figure 3.6. Conditions:  $k_{tor} = 0.65$  (slits between boards), widths  $b_x$  and  $b_y = 1.0$  m

| Dimension (mm) | Thickness per layer (mm) |       |       | Cross-section (mm) |       |       | Surfaces (cm <sup>2</sup> ) |             |           | Bending along y-axis (cm <sup>4</sup> , cm <sup>3</sup> ) |             |               | Bending along x-axis (cm <sup>4</sup> , cm <sup>3</sup> ) |             |               |
|----------------|--------------------------|-------|-------|--------------------|-------|-------|-----------------------------|-------------|-----------|---|-------------|---------------|---|-------------|---------------|
|                | $t_1$                    | $t_2$ | $t_3$ | $h_x$              | $h_y$ | $z_s$ | $A_{x,net}$                 | $A_{y,net}$ | $A_{CLT}$ | $I_{x,net}$   | $W_{x,net}$ | $S_{R,x,net}$ | $I_{y,net}$   | $W_{y,net}$ | $S_{R,y,net}$ |
| 60             | 20                       | 20    | 20    | 40                 | 20    | 30    | 400                         | 200         | 600       | 1,733   | 578         | 400           | 67  | 22          | 0             |
| 70             | 20                       | 30    | 20    | 40                 | 30    | 35    | 400                         | 300         | 700       | 2,633   | 752         | 500           | 225   | 64          | 0             |
| 80             | 20                       | 40    | 20    | 40                 | 40    | 40    | 400                         | 400         | 800       | 3,733   | 933         | 600           | 533   | 133         | 0             |
| 80             | 30                       | 20    | 30    | 60                 | 20    | 40    | 600                         | 200         | 800       | 4,200   | 1,050       | 750           | 67  | 17          | 0             |
| 90             | 30                       | 30    | 30    | 60                 | 30    | 45    | 600                         | 300         | 900       | 5,850   | 1,300       | 900           | 225   | 50          | 0             |
| 100            | 30                       | 40    | 30    | 60                 | 40    | 50    | 600                         | 400         | 1,000     | 7,800   | 1,560       | 1,050         | 533   | 107         | 0             |
| 100            | 40                       | 20    | 40    | 80                 | 20    | 50    | 800                         | 200         | 1,000     | 8,267   | 1,653       | 1,200         | 67  | 13          | 0             |
| 110            | 40                       | 30    | 40    | 80                 | 30    | 55    | 800                         | 300         | 1,100     | 10,867  | 1,976       | 1,400         | 225   | 41          | 0             |
| 120            | 40                       | 40    | 40    | 80                 | 40    | 60    | 800                         | 400         | 1,200     | 13,867  | 2,311       | 1,600         | 533   | 89          | 0             |

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{M}{S} = \frac{62,0 \text{ kNm}}{1600 \text{ cm}^3} * 100^3 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}^3} = 38,75 \text{ MPa}$$

$f_b = 38,75 \text{ MPa}$

– Factor de duración de carga  $C_D$

Tabla 4.3-2. Factor de duración de la carga ( $C_D$ )

| Duración de la carga      | $C_D$              | Ejemplo de carga                 |
|---------------------------|--------------------|----------------------------------|
| Permanente                | 0,9                | Peso propio                      |
| 10 años (duración normal) | 1,0                | Sobrecarga de uso <sup>(1)</sup> |
| 2 meses                   | 1,15               | Nieve <sup>(2)</sup>             |
| 7 días                    | 1,25               | Constructiva                     |
| 10 minutos                | 1,6                | Viento, sismo                    |
| Instantánea               | 2,0 <sup>(3)</sup> | Carga accidental                 |

(1) Si bien las sobrecargas de uso son generalmente consideradas como cargas de larga duración, el Proyectista Estructural puede evaluarlas particularmente en cada caso para la aplicación de  $C_D$ . Un análisis detallado puede proporcionar información que permita diferenciar aquellas sobrecargas que se corresponden con una duración acumulada de **10 años** durante la vida útil de la estructura, como generalmente sucede con las cargas almacenadas en depósitos o con un porcentaje de la sobrecarga de uso, de aquellas que tienen una duración acumulada mucho menor. Las sobrecargas en cubiertas solo accesibles para mantenimiento, así como un porcentaje de la sobrecarga de uso en locales de viviendas, a modo de ejemplo, constituyen casos en los cuales la duración acumulada suele ser inferior a **10 años** durante la vida útil de la estructura. En estos casos, el Proyectista Estructural puede adoptar un valor mayor que 1 para  $C_D$ , con el fin de evitar un diseño demasiado conservador.

(2) Dependiendo de la zona,

(3) Valores de  $C_D$  mayores que **1,6** no se deben aplicar a uniones (excepto cuando su capacidad portante sea determinada por partes metálicas u otros materiales), y a miembros estructurales de madera impregnada con preservantes o a tratamientos químicos de protección contra el fuego.

Se debe considerar el factor correspondiente a la carga de menor duración. Para todas las vigas se utilizó la combinación de carga que contiene peso propio, cargas vivas, viento y nieve. El factor resulta  $C_D = 1,6$

– Factor de condición de servicio  $C_M$

Como todos los miembros estarán en lugares cubiertos y además la humedad relativa en el sitio de la construcción es en promedio baja, consideramos que no aplica este factor.

– Factor de temperatura  $C_t$

Los datos climáticos del lugar indican que las temperaturas máximas registradas se encuentran por debajo de los 40°C, además que todos los elementos se encontraran en el interior del edificio, por lo que el factor vale  $C_t = 1,0$  para todas las tensiones.

– Factor de estabilidad lateral de la viga  $C_L$

Cuando la altura de una viga sea menor que su ancho ( $d \leq b$ ) no se requerirá arriostamiento lateral y  $C_L = 1,0$ . Cuando se disponga un arriostamiento continuo del borde comprimido de una viga, con capacidad para prevenir el pandeo lateral, y los apoyos extremos estén impedidos de desplazarse y rotar,  $C_L = 1,0$ .

Se debe tener en cuenta las dimensiones consideradas para el cálculo del coeficiente. Por lo tanto se puede considerar  $C_L = 1$  ya que  $d \leq b$

– Factor de volumen  $C_V$

Como la sección difiere de la sección de referencia, debemos calcular el factor de volumen:

$$C_V = \left(\frac{600}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{b}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

$$C_V = \left(\frac{600}{120}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{1250}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

$$C_V = 1,06 \leq 1,1$$

- Factor de curvatura  $C_C$

Solamente aplicable a las vigas curvas.

- Factor de distribución lateral de cargas  $C_r$

Como no se utilizan métodos más precisos de cálculo, según el reglamento debe tomarse  $C_r = 1,1$

Por lo tanto tenemos que la tensión de diseño a flexión ajustada es:

$$F'_b = F_b * C_D * C_t * C_L * C_V * C_r$$

$$F'_b = 22 \frac{N}{mm^2} * 1,6 * 1 * 1 * 1,06 * 1,1 = 41,04 \text{ MPa}$$

Recordando que  $f_b = \text{MPa}$ , podemos verificar que:

$$f_b \leq F'_b$$

$$38,75 \text{ MPa} \leq 41,04 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- **RELACIÓN DE ESBELTEZ LATERAL DE LA VIGA**

RELACIÓN DE ESBELTEZ LATERAL DE LA VIGA  $R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} \leq 50$

$\ell_u$  Mayor separación entre arriostramientos laterales

$\ell_e$  Longitud efectiva de pandeo lateral según Tabla 3.2.1-1

**Tabla 3.2.1-1. Longitud efectiva de pandeo lateral ( $\ell_e$ )**

| Viga en voladizo <sup>(1)</sup>   | Para $\ell_u/d < 7$    | Para $\ell_u/d \geq 7$       |
|---|------------------------|------------------------------|
| Carga uniformemente distribuida   | $\ell_e = 1,33 \ell_u$ | $\ell_e = 0,90 \ell_u + 3 d$ |
| Carga concentrada en el extremo   | $\ell_e = 1,87 \ell_u$ | $\ell_e = 1,44 \ell_u + 3 d$ |
| Viga simplemente apoyada <sup>(1,2)</sup>   | Para $\ell_u/d < 7$    | Para $\ell_u/d \geq 7$       |
| Carga uniformemente distribuida   | $\ell_e = 2,06 \ell_u$ | $\ell_e = 1,63 \ell_u + 3 d$ |
| Carga concentrada en el centro sin arriostramientos laterales intermedios                   | $\ell_e = 1,80 \ell_u$ | $\ell_e = 1,37 \ell_u + 3 d$ |
| Carga concentrada en el centro con arriostramiento lateral en el centro                     | $\ell_e = 1,11 \ell_u$ |                              |
| 2 cargas concentradas iguales en puntos a 1/3 de la luz con arriostramientos en esos puntos | $\ell_e = 1,68 \ell_u$ |                              |
| 3 cargas concentradas iguales en puntos a 1/4 de la luz con arriostramientos en esos puntos | $\ell_e = 1,54 \ell_u$ |                              |
| 4 cargas concentradas iguales en puntos a 1/5 de la luz con arriostramientos en esos puntos | $\ell_e = 1,68 \ell_u$ |                              |

$$\ell_u = 6 \text{ m}$$

$$\frac{\ell_u}{d} = \frac{6 \text{ m}}{0,12\text{m}} = 50 > 7$$

$$\ell_e = 1,63 * \ell_u + 3 * d = 1,63 * 6\text{m} + 3 * 0,12\text{m} = 10,14 \text{ m}$$

$$R_B = \sqrt{\frac{\ell_e * d}{b^2}} = \sqrt{\frac{10,14 \text{ m} * 0,12\text{m}}{1,25^2}} = 0,88 \leq 50 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- **VERIFICACIÓN AL CORTE**

## VERIFICACIÓN AL CORTE

### 3.2.2. Miembros flexionados – Esfuerzos de corte

- Resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras (corte horizontal)

La **tensión de corte paralela a la dirección de las fibras**,  $f_v$ , producida por el esfuerzo de corte actuante,  $V$ , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada,  $F'_v$ . No se requiere una comprobación de las tensiones de corte en dirección perpendicular a las fibras.

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \quad (3.2.2-1)$$

En el caso particular de vigas con sección transversal maciza rectangular, de ancho  $b$  y altura  $d$ , la expresión anterior se transforma en:

$$f_v = \frac{3V}{2bd} \quad (3.2.2-2)$$

siendo:

$$I = \frac{bd^3}{12}$$

$$Q = \frac{bd^2}{8}$$

Por lo tanto tenemos:

$$f_v \leq F'_v$$

$$f_v = \frac{3 * V}{2 * b * d} = \frac{3 * 59,96 \text{ kN}}{2 * 1,25\text{m} * 0,12\text{m}} = 599,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,60 \text{ MPa}$$

**Table 3.6** Examples of characteristic strength values for CLT panels based on the strength properties of the timber boards. About directions, see section 3.3.1, page 40.

| Characteristic strength values                   |                     | CLT panels with only C24 (MPa)         | CLT panels with C30 in main direction of load and C14 across main direction of load (MPa) |
|--|---------------------|--|---|
| Bending strength                                 | $f_{m,x,k}$         | 24                                     | 30  |
|  | $f_{m,y,k}$         | 24                                     | 14  |
| Tension strength, in plane                       | $f_{t,0,x,k}$       | 14.5                                   | 19  |
|  | $f_{t,0,y,k}$       | 14.5                                   | 7.2   |
| Tension strength, perpendicular to the plane     | $f_{t,90,x,k}$      | 0.4                                    | 0.4   |
|  | $f_{t,90,y,k}$      | 0.4                                    | 0.4   |
| Compression strength, in plane                   | $f_{c,0,x,k}$       | 21                                     | 24  |
|  | $f_{c,0,y,k}$       | 21                                     | 16  |
| Compression strength, perpendicular to the plane | $f_{c,90,z,k}$      | 2.5                                    | 2.7   |
| Shear strength, longitudinal shear               | $f_{v,090,xlay,k}$  | 4                                      | 4   |
|  | $f_{v,090,ylay,k}$  | 4                                      | 3   |
| Shear strength, rolling shear                    | $f_{v,9090,xlay,k}$ | 1.1 <sup>1)</sup> or 0.7 <sup>2)</sup> | 1.1 <sup>1)</sup> or 0.7 <sup>2)</sup>  |
|  | $f_{v,9090,ylay,k}$ | 1.1 <sup>1)</sup> or 0.7 <sup>2)</sup> | 1.1 <sup>1)</sup> or 0.7 <sup>2)</sup>  |

$$F'_v = F_v * C_D * C_M * C_t = 4 \frac{N}{mm^2} * 1,6 * 1 * 1 = 6,4 MPa$$

0,6 MPa ≤ 6,4 MPa → **VERIFICA**

## DIMENSIONAMIENTO VIGAS PERIMETRALES DE MADERA LAMINADA

### • DATOS

Vigas perimetrales e interiores para el soporte del CLT, construido con madera laminada de Pino Taeda/Elliott, Clase de resistencia 1, de acuerdo con la Norma IRAM 9660-1 (2015).

**Tabla S.2.1.1-1. Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada estructural de las especies incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2015) (N/mm<sup>2</sup>)**

| Especie                              | Grado de resistencia | $F_b$ | $F_t$ | $F_v$ | $F_{c\perp}$ | $F_c$ | $F_{rt}$ | $E$   | $E_{0,05}$ | $E_{min}$ |
|--------------------------------------|----------------------|-------|-------|-------|--------------|-------|----------|-------|------------|-----------|
| Pino taeda y elliotti <sup>(1)</sup> | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11200 | 7500       | 4700      |
|                                      | 2                    | 4,1   | 2,3   | 0,4   | 0,8          | 4,1   | 0,1      | 6700  | 4500       | 2800      |
| Pino Paraná <sup>(2)</sup>           | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,0          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Eucalipto grandis <sup>(3)</sup>     | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,8          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,6   | 3,7   | 0,8   | 1,7          | 6,6   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Álamo <sup>(4)</sup>                 | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 9400  | 6300       | 4000      |
|                                      | 2                    | 5,6   | 3,2   | 0,6   | 0,9          | 5,6   | 0,1      | 8500  | 5700       | 3600      |

(1) *Pinus taeda y elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, (4) *Populus deltoides* ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67') cultivado en el delta del río Paraná.

- Longitud mayor entre apoyos: 10,0 m
- Sección Transversal: d=50 cm ; b=40 cm

### • CONDICION DE RESISTENCIA

#### CONDICIÓN DE RESISTENCIA

$$f_b \leq F'_b$$

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

CAPÍTULO 4:  $F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_r$

MADERA ASERRADA

CAPÍTULO 5:  $F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_V \times C_C \times C_r$

MADERA LAMINADA

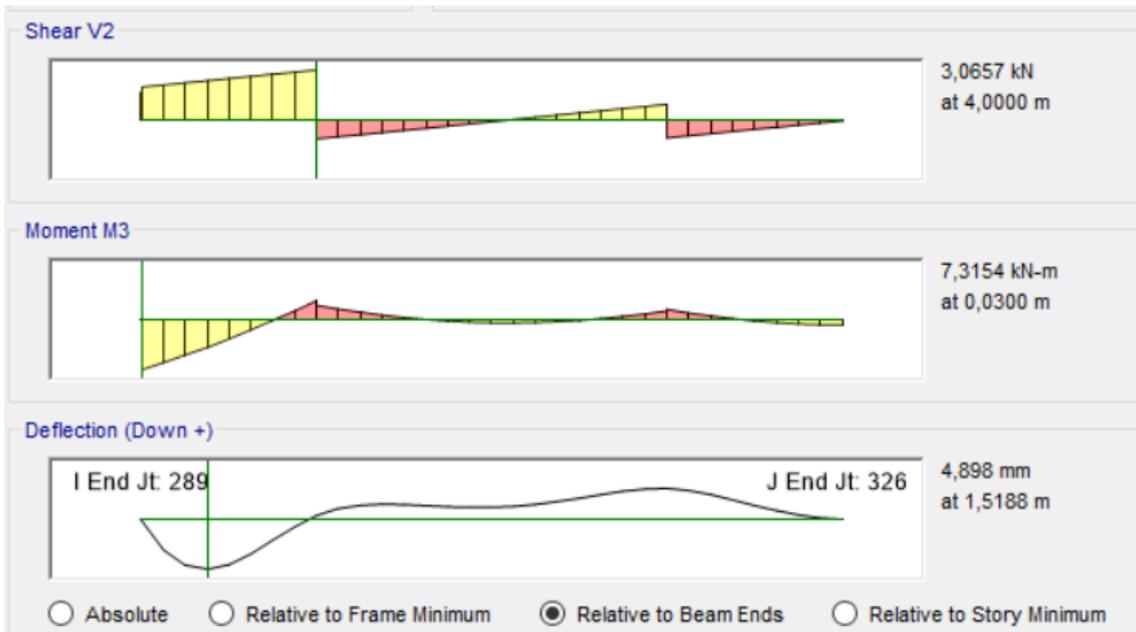
$$f_b \leq F'_b$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$F'_b = F_b * C_D * C_M * C_t * C_L * C_V * C_C * C_r$$

Como se pretende que todas las vigas perimetrales e interiores sean iguales se tomara la que presente mayores solicitaciones de flexión y corte.

Vigas intermedias  $\rightarrow C_2 = 1,2D + 1,6L$



$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6 * M}{b * d^2} = \frac{6 * 7,32 \text{ kNm}}{0,15 \text{ m} * (0,30\text{m})^2}$$

$$f_b = 3,25 \text{ MPa}$$

– Factor de duración de carga  $C_D$

Tabla 4.3-2. Factor de duración de la carga ( $C_D$ )

| Duración de la carga      | $C_D$              | Ejemplo de carga                 |
|---------------------------|--------------------|----------------------------------|
| Permanente                | 0,9                | Peso propio                      |
| 10 años (duración normal) | 1,0                | Sobrecarga de uso <sup>(1)</sup> |
| 2 meses                   | 1,15               | Nieve <sup>(2)</sup>             |
| 7 días                    | 1,25               | Constructiva                     |
| 10 minutos                | 1,6                | Viento, sismo                    |
| Instantánea               | 2,0 <sup>(3)</sup> | Carga accidental                 |

(1) Si bien las sobrecargas de uso son generalmente consideradas como cargas de larga duración, el Proyectista Estructural puede evaluarlas particularmente en cada caso para la aplicación de  $C_D$ . Un análisis detallado puede proporcionar información que permita diferenciar aquellas sobrecargas que se corresponden con una duración acumulada de **10 años** durante la vida útil de la estructura, como generalmente sucede con las cargas almacenadas en depósitos o con un porcentaje de la sobrecarga de uso, de aquellas que tienen una duración acumulada mucho menor. Las sobrecargas en cubiertas solo accesibles para mantenimiento, así como un porcentaje de la sobrecarga de uso en locales de viviendas, a modo de ejemplo, constituyen casos en los cuales la duración acumulada suele ser inferior a **10 años** durante la vida útil de la estructura. En estos casos, el Proyectista Estructural puede adoptar un valor mayor que 1 para  $C_D$ , con el fin de evitar un diseño demasiado conservador.

(2) Dependiendo de la zona,

(3) Valores de  $C_D$  mayores que 1,6 no se deben aplicar a uniones (excepto cuando su capacidad portante sea determinada por partes metálicas u otros materiales), y a miembros estructurales de madera impregnada con preservantes o a tratamientos químicos de protección contra el fuego.

Se debe considerar el factor correspondiente a la carga de menor duración. Para todas las vigas se utilizó la combinación de carga que contiene peso propio y cargas vivas. El factor resulta  $C_D = 1,0$

- Factor de condición de servicio  $C_M$

Como todos los miembros estarán en lugares cubiertos y además la humedad relativa en el sitio de la construcción es en promedio baja, consideramos que no aplica este factor.

- Factor de temperatura  $C_t$

Los datos climáticos del lugar indican que las temperaturas máximas registradas se encuentran por debajo de los 40°C, además que todos los elementos se encontraran en el interior del edificio, por lo que el factor vale  $C_t = 1,0$  para todas las tensiones.

**Tabla 5.3-3. Factor de temperatura ( $C_t$ )**

| Tensiones y módulo de elasticidad   | Condición de servicio en estado: | $C_t$                              |  |  |
|-------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|--|--|
|                                     |                                  | $T \leq 40 \text{ }^\circ\text{C}$ | $40 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 52 \text{ }^\circ\text{C}$ | $52 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 65 \text{ }^\circ\text{C}$ |
| $F_t, E, E_{0,05}, E_{\min}$        | cualquiera                       | 1,0                                | 0,9  | 0,9  |
| $F_b, F_v, F_{rt}, F_c, F_{c\perp}$ | seco                             | 1,0                                | 0,8  | 0,7  |
|                                     | húmedo                           | 1,0                                | 0,7  | 0,5  |

- Factor de estabilidad lateral de la viga  $C_L$

Se debe tener en cuenta las dimensiones consideradas para el cálculo del coeficiente. La relación de sus dimensiones es  $d/b = 0,30/0,15 = 2$

Por lo tanto se puede considerar  $C_L = 1$  siempre que se le impide el desplazamiento y giro en los extremos, lo cual si se cumple.

- Factor de volumen  $C_V$

Como la sección difiere de la sección de referencia, debemos calcular el factor de volumen:

$$C_V = \left(\frac{600}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{b}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

$$C_V = \left(\frac{600}{300}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{150}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

$$C_V = 1,07 \leq 1,1$$

- Factor de curvatura  $C_C$

Solamente aplicable a las vigas curvas.

- Factor de distribución lateral de cargas  $C_r$

Como no se utilizan métodos más precisos de cálculo, según el reglamento debe tomarse  $C_r = 1,1$

Por lo tanto tenemos que la tensión de diseño a flexión ajustada es:

$$F'_b = F_b * C_D * C_t * C_L * C_V * C_r$$

$$F'_b = 6,3 \frac{N}{mm^2} * 1 * 1 * 1 * 1,07 * 1,1 = 7,43 \frac{N}{mm^2} = 7,43 \text{ MPa}$$

Recordando que  $f_b = 3,25 \text{ MPa}$ , podemos verificar que:

$$f_b \leq F'_b$$

$$3,25 \text{ MPa} \leq 7,43 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- RELACIÓN DE ESBELTEZ LATERAL DE LA VIGA**

$$\text{RELACIÓN DE ESBELTEZ LATERAL DE LA VIGA} \quad R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} \leq 50$$

$\ell_u$  Mayor separación entre arriostramientos laterales

$\ell_e$  Longitud efectiva de pandeo lateral según Tabla 3.2.1-1

**Tabla 3.2.1-1. Longitud efectiva de pandeo lateral ( $\ell_e$ )**

| Viga en voladizo <sup>(1)</sup>   | Para $\ell_u/d < 7$    | Para $\ell_u/d \geq 7$       |
|---|------------------------|------------------------------|
| Carga uniformemente distribuida   | $\ell_e = 1,33 \ell_u$ | $\ell_e = 0,90 \ell_u + 3 d$ |
| Carga concentrada en el extremo   | $\ell_e = 1,87 \ell_u$ | $\ell_e = 1,44 \ell_u + 3 d$ |
| Viga simplemente apoyada <sup>(1,2)</sup>   | Para $\ell_u/d < 7$    | Para $\ell_u/d \geq 7$       |
| Carga uniformemente distribuida   | $\ell_e = 2,06 \ell_u$ | $\ell_e = 1,63 \ell_u + 3 d$ |
| Carga concentrada en el centro sin arriostramientos laterales intermedios                   | $\ell_e = 1,80 \ell_u$ | $\ell_e = 1,37 \ell_u + 3 d$ |
| Carga concentrada en el centro con arriostramiento lateral en el centro                     | $\ell_e = 1,11 \ell_u$ |                              |
| 2 cargas concentradas iguales en puntos a 1/3 de la luz con arriostramientos en esos puntos | $\ell_e = 1,68 \ell_u$ |                              |
| 3 cargas concentradas iguales en puntos a 1/4 de la luz con arriostramientos en esos puntos | $\ell_e = 1,54 \ell_u$ |                              |
| 4 cargas concentradas iguales en puntos a 1/5 de la luz con arriostramientos en esos puntos | $\ell_e = 1,68 \ell_u$ |                              |

$$\ell_u = 4 \text{ m}$$

$$\frac{\ell_u}{d} = \frac{4 \text{ m}}{0,5 \text{ m}} = 8 > 7$$

$$\ell_e = 1,63 * \ell_u + 3 * d = 1,63 * 4 \text{ m} + 3 * 0,50 \text{ m} = 8,02 \text{ m}$$

$$R_B = \sqrt{\frac{\ell_e * d}{b^2}} = \sqrt{\frac{8,02 \text{ m} * 0,50 \text{ m}}{0,40^2}} = 5,01 \leq 50 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- VERIFICACIÓN AL CORTE**

## VERIFICACIÓN AL CORTE

### 3.2.2. Miembros flexionados – Esfuerzos de corte

▪ Resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras (corte horizontal)

La **tensión de corte paralela a la dirección de las fibras**,  $f_v$ , producida por el esfuerzo de corte actuante,  $V$ , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada,  $F'_v$ . No se requiere una comprobación de las tensiones de corte en dirección perpendicular a las fibras.

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \quad (3.2.2-1)$$

En el caso particular de vigas con sección transversal maciza rectangular, de ancho  $b$  y altura  $d$ , la expresión anterior se transforma en:

$$f_v = \frac{3V}{2bd} \quad (3.2.2-2)$$

siendo:

$$I = \frac{bd^3}{12}$$

$$Q = \frac{bd^2}{8}$$

Por lo tanto tenemos:

$$f_v \leq F'_v$$

$$f_v = \frac{3 * V}{2 * b * d} = \frac{3 * 3,7 \text{ kN}}{2 * 0,15\text{m} * 0,30\text{m}} = 102,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,102 \text{ MPa}$$

**Tabla 5.3-1 Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural**

| Tensiones y módulo de elasticidad | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-----------------------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $F'_b = F_b$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_L$ | $C_V$ | $C_e$ | $C_r$ | -     |
| $F'_t = F_t$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | -     |
| $F'_v = F_v$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | -     |
| $F'_{o\perp} = F_{o\perp}$        | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | -     |
| $F'_c = F_c$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | $C_P$ |
| $F'_{rt} = F_{rt}$                | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | -     |
| $E' = E$                          | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | -     |
| $E'_{0,05} = E_{0,05}$            | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | -     |
| $E'_{\min} = E_{\min}$            | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | -     |

$$F'_v = F_v * C_D * C_M * C_t = 0,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 1 * 1 * 1 = 0,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,7 \text{ MPa}$$

$$0,102 \text{ MPa} \leq 0,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

- **CONDICIÓN DE RIGIDEZ**

## CONDICIÓN DE RIGIDEZ

$$\Delta_f = K_{cr} \Delta_{i(LD)} + \Delta_{i(CD)}$$

$\Delta_f$  la deformación final

$\Delta_{i(LD)}$  la deformación instantánea producida por las cargas permanentes y de larga duración.

$\Delta_{i(CD)}$  la deformación instantánea producida por las cargas de corta duración.

$K_{cr}$  el factor de deformación dependiente del tiempo, cuyo valor es:  
**1,5** para vigas de madera aserrada, laminada encolada, vigas prefabricadas y madera compuesta estructural, cargadas en estado seco y cuya condición de servicio corresponda al estado seco, tal como se define en los capítulos correspondientes.

**2,0** para vigas de madera aserrada o madera laminada encolada estructural cargadas en estado seco y cuya condición de servicio en obra se corresponda al estado húmedo, tal como se define en los Capítulos 4 y 5.

**2,0** para paneles estructurales utilizados en una condición de servicio correspondiente al estado seco, tal como se define en el capítulo correspondiente.

**3,0** para vigas de madera aserrada o de sección transversal circular, cargadas en estado verde y que secan bajo carga.

**Nota:** Si el fabricante de vigas prefabricadas de madera compuesta y de tableros provee valores de  $K_{cr}$  superiores a los indicados, se deberán considerar los provistos por el fabricante. A su vez, en caso de que el fabricante autorice el empleo de estos materiales en una condición de servicio que determine en ellos un contenido de humedad igual o superior al **16 %**, el Proyectista Estructural deberá solicitar al fabricante la provisión de los valores que correspondan para  $K_{cr}$ .

El factor  $K_{cr}$  es igual a 1,5 debido a que se tratan de madera laminada cargadas en estado seco. Este factor es multiplicado por la deformación originada por las cargas de larga duración, como son el peso propio. Las cargas de servicio se toman como de larga duración ya que es un entrepiso continuamente habitado. Las cargas de corta duración no se multiplican por ningún coeficiente. Los valores límites para las deflexiones impuestos por el código:

**Tabla 3.2.3-1 Deformaciones admisibles recomendadas para las vigas**

| Destino de la construcción   | Deformación instantánea originada por las cargas variables          | Deformación final neta originada por la totalidad de las cargas |
|--|---|---|
| Viviendas y oficinas   | $\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$ )           | $\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 300$ (voladizos $\ell / 150$ )   |
| Comercio, recreación e institucional                               | $\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$ )           | $\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 240$ (voladizos $\ell / 120$ )   |
| Construcciones industriales o rurales con bajo factor de ocupación | -   | $\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 200$ (voladizos $\ell / 100$ )   |
| siendo:  |   |   |
| $\ell$   | la luz de cálculo de la viga;                                       |   |
| $\Delta_{i(V)}$  | la deformación instantánea producida por las cargas variables;      |   |
| $\Delta_{fnet(TC)}$  | la deformación final neta producida por la totalidad de las cargas. |   |

Controlaremos las deflexiones según la combinación de cargas de estados de servicio:

$$(D + F) + \sum L_i \text{ ó } W \text{ ó } T \quad (1.4-1)$$

$$(D + F) + 0,7 [(\sum L_i + W) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } (\sum L_i + T)] \quad (1.4-2)$$

$$(D + F) + 0,6\sum L_i + 0,6W + 0,6T \quad (1.4-3)$$

donde (ver también la sección A.4.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005):

$$\sum L_i = (L + L_r + S + R + H)$$

Se extraen del modelo realizado en ETABS las deformaciones producidas por cada acción:

- D: 1,961 mm
- L: 2,015 mm

No tomamos en cuenta el viento ya que sobre las mismas solo actúa succión, lo que resta a las demás deflexiones ni tampoco la carga de hielo ni nieve. Las 2 deflexiones han sido tomadas en el mismo punto. Vemos que entonces la deformación a considerar es la originada por la de sobrecarga por el factor  $K_{cr}$ .

$$\Delta i(v) = \frac{\ell}{360} = \frac{16000}{360} = 44,44 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{net}(tc) = \frac{\ell}{240} = \frac{16000}{240} = 66,67 \text{ mm}$$

$$\Delta_f = K_{cr} * \Delta_{i(LD)} + \Delta_{i(CD)} \leq \frac{\ell}{240}$$

$$\Delta_f = 1,5 * 2,015 \leq \frac{\ell}{240}$$

$$3,02 \text{ mm} \leq 66,67 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

## DIMENSIONAMIENTO COLUMNAS DE MADERA LAMINADA

### • DATOS

Columnas intermedias construidas con madera laminada de Pino Taeda/Elliotti, Clase de resistencia 1, de acuerdo con la Norma IRAM 9660-1 (2015).

- Altura: 3,0 m
- Sección Transversal: d=20 cm ; b=20 cm
- Cargas Actuantes: Cargas Muertas, Cargas Vivas, Sobre-Cargas, Sismo.

Tenemos un elemento sometido a un esfuerzo de compresión paralelo a las fibras por lo que rige el artículo 3.3. en el cual podemos clasificarlo como "Miembro simple" constituido por una única pieza de madera aserrada o de madera laminada encolada.

### 3.3.1. Miembros simples

El control de la estabilidad de un miembro simple, con el fin de evitar su pandeo lateral, se

debe efectuar multiplicando la tensión de diseño de referencia,  $F_c$ , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido,  $C_p$ , cuyo valor es igual o menor que **1,0**.

Cuando se disponga un arriostramiento continuo que impida el desplazamiento lateral del miembro simple en todas direcciones, el factor de estabilidad lateral será  $C_p = 1,0$ .

#### ▪ Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido ( $C_p$ )

$$C_p = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \quad (3.3.1-1)$$

siendo:

$F_c^*$  la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste aplicables, excepto  $C_p$ .

$$F_{cE} = \frac{0,822E'_{min}}{\left(\frac{\ell_e}{d}\right)^2}$$

$E'_{min}$  el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado (ver el artículo 3.2.1.).

$c$  el coeficiente igual a **0,8** para miembros de madera aserrada, **0,85** para miembros estructurales de sección circular y **0,9** para madera laminada encolada estructural.

$\ell_e$  la longitud efectiva de pandeo.

- d** el ancho de la sección transversal en la dirección perpendicular al eje baricéntrico respecto del cual se produce el pandeo (es usual que sea designado como “t” cuando corresponde a la menor dimensión de un miembro estructural que presenta una diferencia importante entre las dos dimensiones de su sección transversal, como es el caso de las tablas).

La longitud efectiva de pandeo,  $\ell_e$ , de un miembro simple, se debe determinar de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural. Si no se emplean métodos más precisos, y si se conocen las condiciones de vinculación de los extremos del miembro, se puede adoptar  $\ell_e = K_e \ell$ , siendo  $\ell$  la longitud real del miembro y  $K_e$  el factor de longitud efectiva, cuyo valor se indica en la Tabla 3.3.1-1. para distintos casos de vinculación.

En miembros simples de sección transversal rectangular, la esbeltez, expresada como  $\ell_e/d$ , debe tomarse como la mayor relación entre  $\ell_{e1}/d_1$  y  $\ell_{e2}/d_2$  (ver la Figura 3.3.1-1) y su valor no debe exceder el límite de **50**, aunque, excepcionalmente y durante la construcción, este límite puede considerarse igual a **75**.

**Tabla 3.3.1-1. Factor de longitud efectiva ( $K_e$ )**

|   |               |      |      |      |      |      |
|---|---------------|------|------|------|------|------|
| casos de vinculación  |               |      |      |      |      |      |
|   | $k_e$ teórico | 0,50 | 0,70 | 1,00 | 1,00 | 2,00 |
| $k_e$ recomendado   | 0,65          | 0,80 | 1,20 | 1,00 | 2,10 | 2,40 |
| <p> impedidas la traslación y la rotación</p> <p> impedida la traslación y libre la rotación</p> <p> libre la traslación e impedida la rotación</p> <p> libre la traslación y libre la rotación</p> |               |      |      |      |      |      |

• **CONDICION DE RESISTENCIA**

$$f_b \leq F'_b$$

Donde:

- $f_c = \frac{P}{A}$
- $F'_c = F_c * C_D * C_M * C_t * C_P$  (Artículo 4.3 y Tabla 4.3 – 1)
- $F_c = 6,3 \frac{N}{mm^2}$  (Tabla S.2.1.1 – 1)

Como se pretende que todas las vigas perimetrales e interiores sean iguales se tomara la que presente mayores solicitaciones de flexión y corte.

Columnas intermedias  $\rightarrow C2 = 1,2D + 1,6L$  (combinacion mas desfavorable)



$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{226,016 \text{ kN}}{0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m}} = 5,65 \text{ MPa}$$

$$f_c = 5,65 \text{ MPa}$$

- Factor de duración de carga  $C_D$

Se debe considerar el factor correspondiente a la carga de menor duración, la cual en este caso es el viento. Por lo tanto el factor resulta  $C_D = 1,6$

- Factor de condición de servicio  $C_M$

Como todos los miembros estarán en lugares cubiertos y además la humedad relativa en el sitio de la construcción es en promedio baja, consideramos que no aplica este factor.

$$C_M = 1,0$$

- Factor de temperatura  $C_t$

Los datos climáticos del lugar indican que las temperaturas máximas registradas se encuentran por debajo de los 40°C, además que todos los elementos se encontraran en el interior del edificio, por lo que el factor vale  $C_t = 1,0$  para todas las tensiones.

- Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido  $C_P$

$$C_P = \left[ \frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2 * c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2 * c} \right]^2 - \frac{F_{cE}/F_c^*}{c}} \right]$$

Donde:

- $F_c^* = F_c * C_D * C_M * C_t = 6,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 1,6 * 1 * 1 = 10,08 \text{ MPa}$
- $F_{cE} = \frac{0,822 * E'_{min}}{(\ell_e/d)^2}$
- $E'_{min} = E_{min} * C_M * C_t$  (Tabla 5.3 - 1)
- $E_{min} = 4700 \text{ MPa}$  (Tabla S. 2.1.1 - 1)
- $c = 0,90$  para madera laminada encolada estructural.
- $\ell_e = K_e * \ell$
- $\ell = 3000 \text{ mm}$
- $K_e = 1,0$  (ambos extremos con rotación libre y traslación impedida)
- $d = 200 \text{ mm}$

Por lo tanto el valor de  $C_p$  es:

$$\ell_e = 3000 \text{ mm}$$

$$E'_{min} = 4700 \text{ MPa} * 1 * 1 = 4700 \text{ MPa}$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 * E'_{min}}{(\ell_e/d)^2} = \frac{0,822 * 4700 \text{ MPa}}{(3000 \text{ mm}/200 \text{ mm})^2} = 17,17 \text{ MPa}$$

$$C_p = \left[ \frac{1 + (17,17/10,08)}{2 * 0,90} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (17,17/10,08)}{2 * 0,90} \right]^2 - \frac{17,17/10,08}{0,90}} \right] = 0,899$$

Por lo tanto tenemos que la tensión de diseño a flexión ajustada es:

$$F'_c = F_c * C_D * C_M * C_t * C_p$$

$$F'_c = 6,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 1,6 * 1 * 1 * 0,899 = 9,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 9,07 \text{ MPa}$$

Recordando que  $f_b = 5,65 \text{ MPa}$ , podemos verificar que:

$$f_b \leq F'_b$$

$$5,65 \text{ MPa} \leq 9,07 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

## Dimensionamiento del sistema Diagrid –Vista Frontal

- **Datos**

- Diagonal del sistema Diagrid, construido con madera laminada de Pino Taeda/Elliott, Clase de resistencia 1, de acuerdo con la Norma IRAM 9660-1 (2015).

**Tabla S.2.1.1-1. Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada estructural de las especies incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2015) (N/mm<sup>2</sup>)**

| Espece                               | Grado de resistencia | $F_b$ | $F_t$ | $F_v$ | $F_{c\perp}$ | $F_c$ | $F_{rt}$ | $E$   | $E_{0,05}$ | $E_{min}$ |
|--------------------------------------|----------------------|-------|-------|-------|--------------|-------|----------|-------|------------|-----------|
| Pino taeda y elliotti <sup>(1)</sup> | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11200 | 7500       | 4700      |
|                                      | 2                    | 4,1   | 2,3   | 0,4   | 0,8          | 4,1   | 0,1      | 6700  | 4500       | 2800      |
| Pino Paraná <sup>(2)</sup>           | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,0          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Eucalipto grandis <sup>(3)</sup>     | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,8          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,6   | 3,7   | 0,8   | 1,7          | 6,6   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Álamo <sup>(4)</sup>                 | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 9400  | 6300       | 4000      |
|                                      | 2                    | 5,6   | 3,2   | 0,6   | 0,9          | 5,6   | 0,1      | 8500  | 5700       | 3600      |

(1) *Pinus taeda* y *elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, (4) *Populus deltoides* ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

- Longitud entre extremos articulados: 3,31m
- Sección Transversal: d=400mm ;t=200mm
- Cargas Actuantes: Cargas Muertas, Cargas Vivas, Sobre-Cargas, Sismo.
- Carga de Compresión:238kN (Obtenida del modelado en ETABS)

### **Verificación de la tensión originada por el mayor esfuerzo de compresión (artículo 3.3.)**

Por tratarse de un miembro estructural simple sometido a un esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras, se debe verificar (artículos 3.3. y 3.3.1.) lo siguiente:

### 3.3. MIEMBROS COMPRIMIDOS – ASPECTOS GENERALES

Las especificaciones que se indican en este artículo son válidas para cualquier tipo de miembro estructural comprimido, ya sea actuando en forma aislada como soporte o columna, como barra perteneciente a un reticulado, o formando parte de un sistema estructural. En particular, se especifican métodos de diseño para los siguientes tipos de miembros comprimidos:

**Miembros simples:** Constituidos por una única pieza de madera aserrada o de madera laminada encolada.

**Miembros compuestos unidos mecánicamente en forma directa:** Constituidos por dos o más tablas de igual ancho, con sus caras en contacto y unidas por medio de clavos o bulones.

**Miembros compuestos unidos con la interposición de separadores o con presillas laterales:** Constituidos por dos o más piezas individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, separadas en los extremos y en puntos intermedios a través de piezas de madera ubicadas entre las piezas longitudinales o vinculadas a través de presillas laterales.

**Miembros compuestos unidos en celosía:** Constituidos por dos o más piezas individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, vinculadas a través de celosías o triangulaciones laterales.

#### ▪ Compresión paralela a las fibras

La tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras,  $f_c$ , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada,  $F'_c$ .

El cálculo de  $f_c$  debe ser efectuado considerando el área neta de la sección (ver el artículo 3.1.) cuando la sección debilitada se ubique en la zona de la barra que resulta crítica para el pandeo.

Cuando la reducción se ubique en una zona de la barra que no resulte crítica para el pandeo, el cálculo de  $f_c$  deberá ser efectuado considerando el **área bruta de la sección**. En este caso, la verificación de la sección transversal debilitada se debe realizar en base a la sección neta pero sin considerar el efecto de pandeo, es decir que  $f_c$  no debe superar el valor de  $F_c$  multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables excepto  $C_p$ .

El **factor de estabilidad lateral del miembro comprimido ( $C_p$ )**, cuyo cálculo se indica en los artículos siguientes, incluye la consideración de la falta de homogeneidad y de las imperfecciones geométricas consideradas normales para el material. En caso de que el eje longitudinal del miembro estructural presente una desviación superior a  $l / 300$  (siendo  $l$  su longitud) si es de madera aserrada o a  $l / 500$  si es de madera laminada encolada, o la carga es aplicada con una excentricidad mayor a estos valores, la excentricidad inicial se deberá tener en cuenta en el diseño (ver el artículo 3.5.3.).

#### 3.3.1. Miembros simples

El control de la estabilidad de un miembro simple, con el fin de evitar su pandeo lateral, se

debe efectuarse multiplicando la tensión de diseño de referencia,  $F_c$ , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido,  $C_P$ , cuyo valor es igual o menor que **1,0**.

Cuando se disponga un arriostramiento continuo que impida el desplazamiento lateral del miembro simple en todas direcciones, el factor de estabilidad lateral será  $C_P = 1,0$ .

▪ **Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido ( $C_P$ )**

$$C_P = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \quad (3.3.1-1)$$

siendo:

$F_c^*$  la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste aplicables, excepto  $C_P$ .

$$F_{cE} = \frac{0,822E'_{min}}{\left(\frac{\ell_e}{d}\right)^2}$$

$E'_{min}$  el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado (ver el artículo 3.2.1.).

$c$  el coeficiente igual a **0,8** para miembros de madera aserrada, **0,85** para miembros estructurales de sección circular y **0,9** para madera laminada encolada estructural.

$\ell_e$  la longitud efectiva de pandeo.

$d$  el ancho de la sección transversal en la dirección perpendicular al eje baricéntrico respecto del cual se produce el pandeo (es usual que sea designado como “ $t$ ” cuando corresponde a la menor dimensión de un miembro estructural que presenta una diferencia importante entre las dos dimensiones de su sección transversal, como es el caso de las tablas).

La longitud efectiva de pandeo,  $\ell_e$ , de un miembro simple, se debe determinar de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural. Si no se emplean métodos más precisos, y si se conocen las condiciones de vinculación de los extremos del miembro, se puede adoptar  $\ell_e = K_e \ell$ , siendo  $\ell$  la longitud real del miembro y  $K_e$  el factor de longitud efectiva, cuyo valor se indica en la Tabla 3.3.1-1. para distintos casos de vinculación.

En miembros simples de sección transversal rectangular, la esbeltez, expresada como  $\ell_e/d$ , debe tomarse como la mayor relación entre  $\ell_{e1}/d_1$  y  $\ell_{e2}/d_2$  (ver la Figura 3.3.1-1) y su valor no debe exceder el límite de **50**, aunque, excepcionalmente y durante la construcción, este límite puede considerarse igual a **75**.

**Tabla 3.3.1-1. Factor de longitud efectiva ( $K_e$ )**

| casos de vinculación |               |      |      |      |      |      |
|----------------------|---------------|------|------|------|------|------|
|                      | $k_e$ teórico | 0,50 | 0,70 | 1,00 | 1,00 | 2,00 |
| $k_e$ recomendado    | 0,65          | 0,80 | 1,20 | 1,00 | 2,10 | 2,40 |

|  |  |
|--|--|
|  | impedidas la traslación y la rotación      |
|  | impedida la traslación y libre la rotación |
|  | libre la traslación e impedida la rotación |
|  | libre la traslación y libre la rotación    |

La verificación es:

$$f_c \leq F'c$$

Donde:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{238000N}{400mm * 200mm} = 2,98 \frac{N}{mm^2}$$

$$F'c = Fc * CD * CM * Ct * Cp \text{ (Artículo 4.3 y Tabla 4.3 – 1)}$$

#### 4.3. AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y el módulo de elasticidad, los valores de diseño de referencia especificados en el Suplemento 1 de este Reglamento deben ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 4.3-1.

**Tabla 4.3-1. Factores de ajuste aplicables para madera aserrada**

| Tensiones y módulo de elasticidad | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |       |       |       |
|-----------------------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                                   |                               | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_L$ | $C_F$ | $C_r$ |       |
| $F'_b = F_b$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_L$ | $C_F$ | $C_r$ | -     |
| $F'_t = F_t$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | $C_F$ | -     | -     |
| $F'_v = F_v$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $F'_{c\perp} = F_{c\perp}$        | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $F'_c = F_c$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | $C_P$ |
| $E' = E$                          | x                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $E'_{0,05} = E_{0,05}$            | x                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $E'_{\min} = E_{\min}$            | x                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |

$$F_c = 6,3 \text{ N/mm}^2$$

$CD = 1,6$  (La carga de menor duracion es el viento  $W$ )

$CM = 0,8$

| $F_b$  | $F_t$ | $F_v$ | $F_{c\perp}$ | $F_c$              | $E, E_{0,05}$ y $E_{min}$ |
|--|-------|-------|--------------|--------------------|---------------------------|
| 0,85 <sup>(1)</sup>  | 1,0   | 0,97  | 0,67         | 0,8 <sup>(2)</sup> | 0,9                       |
| (1) Para $F_b \leq 7,9 \text{ N/mm}^2$ , $C_M = 1,0$<br>(2) Para $F_c \leq 5,2 \text{ N/mm}^2$ , $C_M = 1,0$ |       |       |              |                    |                           |

$C_t = 1$

Tabla 4.3-4. Factor de temperatura ( $C_t$ )

| Tensiones y módulo de elasticidad | Condición de servicio en estado: | $C_t$                              |  |  |
|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|--|--|
|                                   |                                  | $T \leq 40 \text{ }^\circ\text{C}$ | $40 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 52 \text{ }^\circ\text{C}$ | $52 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 65 \text{ }^\circ\text{C}$ |
| $F_t, E, E_{0,05}, E_{min}$       | cualquiera                       | 1,0                                | 0,9  | 0,9  |
| $F_b, F_v, F_c, F_{c\perp}$       | seco                             | 1,0                                | 0,8  | 0,7  |
|                                   | húmedo                           | 1,0                                | 0,7  | 0,5  |

$$C_P = \left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \right] \quad (\text{Exp. 3.3.1-1})$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{(l_e / d)^2}$$

$$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \text{ (Tabla 4.3-1)}$$

$$E_{min} = 4700 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$E'_{min} = 4700 \frac{N}{\text{mm}^2} * 0,8 * 1 = 3760 \text{ N/mm}^2$$

$$l_e = l = 3,31 \text{ m}$$

$$d = t = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{l_e}{t} = \frac{3310 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 16,5$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 * 3760 \frac{N}{\text{mm}^2}}{(16,5)^2} = 11,35 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$F^*c = F_c * CD * CM * CT \text{ (artículo 3.3.1)}$$

$$F^*c = \frac{6,3N}{mm^2} * 1,6 * 0,8 * 1 = 8,1 N/mm^2$$

$c = 0,9$  (Para madera Laminada)

Por lo que CP vale:

$$Cp = 0,86$$

Finalmente:

$$F'c = Fc * CD * CM * Ct * Cp$$

$$F'c = \frac{6,3N}{mm^2} * 1,6 * 0,8 * 1 * 0,86 = 6,93 \frac{N}{mm^2}$$

Como se debe verificar:

$$fc \leq F'c$$

$$2,98 \frac{N}{mm^2} \leq 6,93 \frac{N}{mm^2}$$

Se verifica la condición, pero al ser excesivamente mayor, optamos por achicar la sección. De manera que:

- Sección Transversal:  $d=300mm$  ;  $t=150mm$

$$fc = \frac{P}{A} = \frac{238000N}{300mm * 150mm} = 5,28 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{min} = 4700 \frac{N}{mm^2}$$

$$E'_{min} = 4700 \frac{N}{mm^2} * 0,8 * 1 = 3760 N/mm^2$$

$$le = l = 3,31m$$

$$d = t = 150mm$$

$$\frac{le}{t} = \frac{3310mm}{200mm} = 22$$

$$F_{ce} = \frac{0,822 * 3760 \frac{N}{mm^2}}{(22)^2} = 6,39 \frac{N}{mm^2}$$

$$F^*c = Fc * CD * CM * CT \text{ (articulo 3.3.1)}$$

$$F^*c = \frac{6,3N}{mm^2} * 1,6 * 0,8 * 1 = 8,1 N/mm^2$$

$c = 0,9$  (Para madera Laminada)

Por lo que CP vale:

$$Cp = 0,66$$

Finalmente:

$$F'c = Fc * CD * CM * Ct * Cp$$

$$F'c = \frac{6,3N}{mm^2} * 1,6 * 0,8 * 1 * 0,66 = 5,35 \frac{N}{mm^2}$$

Como se debe verificar:

$$fc \leq F'c$$

$$5,28 \frac{N}{mm^2} \leq 5,35 \frac{N}{mm^2} \quad \text{VERIFICA}$$

### Dimensionamiento del sistema Diagrid –Vista Lateral

- **Datos**

- Diagonal del sistema Diagrid, construido con madera laminada de Pino Taeda/Elliotti, Clase de resistencia 1, de acuerdo con la Norma IRAM 9660-1 (2015).

**Tabla S.2.1.1-1. Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada estructural de las especies incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2015) (N/mm<sup>2</sup>)**

| Especie                              | Grado de resistencia | $F_b$ | $F_t$ | $F_v$ | $F_{c\perp}$ | $F_c$ | $F_{rt}$ | $E$   | $E_{0,05}$ | $E_{min}$ |
|--------------------------------------|----------------------|-------|-------|-------|--------------|-------|----------|-------|------------|-----------|
| Pino taeda y elliotti <sup>(1)</sup> | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11200 | 7500       | 4700      |
|                                      | 2                    | 4,1   | 2,3   | 0,4   | 0,8          | 4,1   | 0,1      | 6700  | 4500       | 2800      |
| Pino Paraná <sup>(2)</sup>           | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,0          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Eucalipto grandis <sup>(3)</sup>     | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,8          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,6   | 3,7   | 0,8   | 1,7          | 6,6   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Álamo <sup>(4)</sup>                 | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 9400  | 6300       | 4000      |
|                                      | 2                    | 5,6   | 3,2   | 0,6   | 0,9          | 5,6   | 0,1      | 8500  | 5700       | 3600      |

(1) *Pinus taeda* y *elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, (4) *Populus deltoides* ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

- Longitud entre extremos articulados: 3,31m
- Sección Transversal: d=400mm ;t=200mm
- Cargas Actuantes: Cargas Muertas, Cargas Vivas, Sobre-Cargas, Sismo.
- Carga de Compresión:554kN (Obtenida del modelado en ETABS)

### **Verificación de la tensión originada por el mayor esfuerzo de compresión (artículo 3.3.)**

Por tratarse de un miembro estructural simple sometido a un esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras, se debe verificar (artículos 3.3. y 3.3.1.) lo siguiente:

### 3.3. MIEMBROS COMPRIMIDOS – ASPECTOS GENERALES

Las especificaciones que se indican en este artículo son válidas para cualquier tipo de miembro estructural comprimido, ya sea actuando en forma aislada como soporte o columna, como barra perteneciente a un reticulado, o formando parte de un sistema estructural. En particular, se especifican métodos de diseño para los siguientes tipos de miembros comprimidos:

**Miembros simples:** Constituidos por una única pieza de madera aserrada o de madera laminada encolada.

**Miembros compuestos unidos mecánicamente en forma directa:** Constituidos por dos o más tablas de igual ancho, con sus caras en contacto y unidas por medio de clavos o bulones.

**Miembros compuestos unidos con la interposición de separadores o con presillas laterales:** Constituidos por dos o más piezas individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, separadas en los extremos y en puntos intermedios a través de piezas de madera ubicadas entre las piezas longitudinales o vinculadas a través de presillas laterales.

**Miembros compuestos unidos en celosía:** Constituidos por dos o más piezas individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, vinculadas a través de celosías o triangulaciones laterales.

#### ▪ Compresión paralela a las fibras

La tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras,  $f_c$ , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada,  $F'_c$ .

El cálculo de  $f_c$  debe ser efectuado considerando el área neta de la sección (ver el artículo 3.1.) cuando la sección debilitada se ubique en la zona de la barra que resulta crítica para el pandeo.

Cuando la reducción se ubique en una zona de la barra que no resulte crítica para el pandeo, el cálculo de  $f_c$  deberá ser efectuado considerando el **área bruta de la sección**. En este caso, la verificación de la sección transversal debilitada se debe realizar en base a la sección neta pero sin considerar el efecto de pandeo, es decir que  $f_c$  no debe superar el valor de  $F_c$  multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables excepto  $C_p$ .

El **factor de estabilidad lateral del miembro comprimido ( $C_p$ )**, cuyo cálculo se indica en los artículos siguientes, incluye la consideración de la falta de homogeneidad y de las imperfecciones geométricas consideradas normales para el material. En caso de que el eje longitudinal del miembro estructural presente una desviación superior a  $l / 300$  (siendo  $l$  su longitud) si es de madera aserrada o a  $l / 500$  si es de madera laminada encolada, o la carga es aplicada con una excentricidad mayor a estos valores, la excentricidad inicial se deberá tener en cuenta en el diseño (ver el artículo 3.5.3.).

### 3.3.1. Miembros simples

El control de la estabilidad de un miembro simple, con el fin de evitar su pandeo lateral, se

debe efectuar multiplicando la tensión de diseño de referencia,  $F_c$ , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido,  $C_p$ , cuyo valor es igual o menor que **1,0**.

Cuando se disponga un arriostramiento continuo que impida el desplazamiento lateral del miembro simple en todas direcciones, el factor de estabilidad lateral será  $C_p = 1,0$ .

▪ **Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido ( $C_p$ )**

$$C_p = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \quad (3.3.1-1)$$

siendo:

$F_c^*$  la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste aplicables, excepto  $C_p$ .

$$F_{cE} = \frac{0,822E'_{min}}{\left(\frac{\ell_e}{d}\right)^2}$$

$E'_{min}$  el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado (ver el artículo 3.2.1.).

$c$  el coeficiente igual a **0,8** para miembros de madera aserrada, **0,85** para miembros estructurales de sección circular y **0,9** para madera laminada encolada estructural.

$\ell_e$  la longitud efectiva de pandeo.

$d$  el ancho de la sección transversal en la dirección perpendicular al eje baricéntrico respecto del cual se produce el pandeo (es usual que sea designado como “ $t$ ” cuando corresponde a la menor dimensión de un miembro estructural que presenta una diferencia importante entre las dos dimensiones de su sección transversal, como es el caso de las tablas).

La longitud efectiva de pandeo,  $\ell_e$ , de un miembro simple, se debe determinar de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural. Si no se emplean métodos más precisos, y si se conocen las condiciones de vinculación de los extremos del miembro, se puede adoptar  $\ell_e = K_e \ell$ , siendo  $\ell$  la longitud real del miembro y  $K_e$  el factor de longitud efectiva, cuyo valor se indica en la Tabla 3.3.1-1. para distintos casos de vinculación.

En miembros simples de sección transversal rectangular, la esbeltez, expresada como  $\ell_e/d$ , debe tomarse como la mayor relación entre  $\ell_{e1} / d_1$  y  $\ell_{e2} / d_2$  (ver la Figura 3.3.1-1) y su valor no debe exceder el límite de **50**, aunque, excepcionalmente y durante la construcción, este límite puede considerarse igual a **75**.

**Tabla 3.3.1-1. Factor de longitud efectiva ( $K_e$ )**

| casos de vinculación |               |      |      |      |      |      |
|----------------------|---------------|------|------|------|------|------|
|                      | $k_e$ teórico | 0,50 | 0,70 | 1,00 | 1,00 | 2,00 |
| $k_e$ recomendado    | 0,65          | 0,80 | 1,20 | 1,00 | 2,10 | 2,40 |

|  |  |
|--|--|
|  | impedidas la traslación y la rotación      |
|  | impedida la traslación y libre la rotación |
|  | libre la traslación e impedida la rotación |
|  | libre la traslación y libre la rotación    |

La verificación es:

$$f_c \leq F'c$$

Donde:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{554000N}{400mm * 200mm} = 6,92 \frac{N}{mm^2}$$

$$F'c = Fc * CD * CM * Ct * Cp \text{ (Artículo 4.3 y Tabla 4.3 – 1)}$$

#### 4.3. AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y el módulo de elasticidad, los valores de diseño de referencia especificados en el Suplemento 1 de este Reglamento deben ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 4.3-1.

**Tabla 4.3-1. Factores de ajuste aplicables para madera aserrada**

| Tensiones y módulo de elasticidad | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |       |       |       |
|-----------------------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                                   |                               | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_L$ | $C_F$ | $C_r$ |       |
| $F'_b = F_b$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_L$ | $C_F$ | $C_r$ | -     |
| $F'_t = F_t$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | $C_F$ | -     | -     |
| $F'_v = F_v$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $F'_{c\perp} = F_{c\perp}$        | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $F'_c = F_c$                      | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | $C_p$ |
| $E' = E$                          | x                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $E'_{0,05} = E_{0,05}$            | x                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |
| $E'_{\min} = E_{\min}$            | x                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     |

$$F_c = 6,3 \text{ N/mm}^2$$

$CD = 1,6$  (La carga de menor duracion es el viento  $W$ )

$$CM = 0,8$$

| $F_b$  | $F_t$ | $F_v$ | $F_{c\perp}$ | $F_c$              | $E, E_{0,05}$ y $E_{min}$ |
|--|-------|-------|--------------|--------------------|---------------------------|
| 0,85 <sup>(1)</sup>  | 1,0   | 0,97  | 0,67         | 0,8 <sup>(2)</sup> | 0,9                       |
| (1) Para $F_b \leq 7,9 \text{ N/mm}^2$ , $C_M = 1,0$<br>(2) Para $F_c \leq 5,2 \text{ N/mm}^2$ , $C_M = 1,0$ |       |       |              |                    |                           |

$$C_t = 1$$

Tabla 4.3-4. Factor de temperatura ( $C_t$ )

| Tensiones y módulo de elasticidad | Condición de servicio en estado: | $C_t$                              |  |  |
|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|--|--|
|                                   |                                  | $T \leq 40 \text{ }^\circ\text{C}$ | $40 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 52 \text{ }^\circ\text{C}$ | $52 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 65 \text{ }^\circ\text{C}$ |
| $F_t, E, E_{0,05}, E_{min}$       | cualquiera                       | 1,0                                | 0,9  | 0,9  |
| $F_b, F_v, F_c, F_{c\perp}$       | seco                             | 1,0                                | 0,8  | 0,7  |
|                                   | húmedo                           | 1,0                                | 0,7  | 0,5  |

$$C_P = \left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \right] \quad (\text{Exp. 3.3.1-1})$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{(l_e / d)^2}$$

$$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \text{ (Tabla 4.3-1)}$$

$$E_{min} = 4700 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$E'_{min} = 4700 \frac{N}{\text{mm}^2} * 0,8 * 1 = 3760 \text{ N/mm}^2$$

$$l_e = l = 3,31 \text{ m}$$

$$d = t = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{l_e}{t} = \frac{3310 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 16,5$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 * 3760 \frac{N}{\text{mm}^2}}{(16,5)^2} = 11,35 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$F^*c = F_c * CD * CM * CT \text{ (artículo 3.3.1)}$$

$$F^*c = \frac{6,3N}{mm^2} * 1,6 * 0,8 * 1 = 8,1 N/mm^2$$

$c = 0,9$  (Para madera Laminada)

Por lo que CP vale:

$$Cp = 0,86$$

Finalmente:

$$F'c = Fc * CD * CM * Ct * Cp$$

$$F'c = \frac{6,3N}{mm^2} * 1,6 * 0,8 * 1 * 0,86 = 6,95 \frac{N}{mm^2}$$

Como se debe verificar:

$$fc \leq F'c$$

$$6,92 \frac{N}{mm^2} \leq 6,95 \frac{N}{mm^2} \quad \mathbf{VERIFICA}$$

## Dimensionado de columnas exteriores

Al igual que los demás elementos estructurales, se realizan de madera laminada de pino elliotti, de grado de resistencia 1.

| Especie                              | Grado de resistencia | $F_b$ | $F_t$ | $F_v$ | $F_{c\perp}$ | $F_c$ | $F_{rt}$ | $E$   | $E_{0,05}$ | $E_{min}$ |
|--------------------------------------|----------------------|-------|-------|-------|--------------|-------|----------|-------|------------|-----------|
| Pino taeda y elliotti <sup>(1)</sup> | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11200 | 7500       | 4700      |
|                                      | 2                    | 4,1   | 2,3   | 0,4   | 0,8          | 4,1   | 0,1      | 6700  | 4500       | 2800      |
| Pino Paraná <sup>(2)</sup>           | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,0          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Eucalipto grandis <sup>(3)</sup>     | 1                    | 7,5   | 4,1   | 0,8   | 1,8          | 7,5   | 0,1      | 13400 | 9000       | 5700      |
|                                      | 2                    | 6,6   | 3,7   | 0,8   | 1,7          | 6,6   | 0,1      | 11600 | 7800       | 4900      |
| Álamo <sup>(4)</sup>                 | 1                    | 6,3   | 3,5   | 0,7   | 0,9          | 6,3   | 0,1      | 9400  | 6300       | 4000      |
|                                      | 2                    | 5,6   | 3,2   | 0,6   | 0,9          | 5,6   | 0,1      | 8500  | 5700       | 3600      |

(1) *Pinus taeda* y *elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, (4) *Populus deltoides* ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67') cultivado en el delta del río Paraná.

Mediante las combinaciones de cargas mencionadas para los otros elementos, determinamos el mayor esfuerzo al que estarán sometidas las columnas. Las mayores solicitaciones son:

- Axial de tracción de 6,8 kN para la combinación C5: 0,9D + 1,5W4
- Axial de compresión de 52,9 kN para la combinación C2: 1,2D + 1,6L + 0,5R

En un principio se supusieron secciones cuadradas de 0,30m de lado, de acuerdo con el diseño arquitectónico, por lo que analizaremos si verifican a los esfuerzos mencionados. Cabe aclarar que se supuso que las columnas se encuentran articuladas. La condición que verificar es:

$$f_c < F'_c$$

$$f_t < F'_t$$

Donde:

$$f_c = 587,78 \text{ kN/m}^2$$

$$f_t = 75,56 \text{ kN/m}^2$$

A la hora de calcular  $F'_c$  y  $F'_t$ , los factores de ajustes que debemos considerar son:

| Tensiones y módulo de elasticidad | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |       |       |       |   |       |
|-----------------------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---|-------|
| $F'_b = F_b$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_L$ | $C_V$ | $C_c$ | $C_r$ | - | -     |
| $F'_t = F_t$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $F'_v = F_v$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $F'_{c\perp} = F_{c\perp}$        | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $F'_c = F_c$                      | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | $C_P$ |
| $F'_{rt} = F_{rt}$                | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $E' = E$                          | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $E'_{0,05} = E_{0,05}$            | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |
| $E'_{min} = E_{min}$              | X                             | -     | $C_M$ | $C_t$ | -     | -     | -     | -     | - | -     |

- Factor de duración de carga  $C_D$

Para el caso de la tracción, como la acción que origina este comportamiento es el viento, el valor del factor es de 1,6. Para el caso de la compresión, la combinación de cargas contiene cargas por hielo, por lo que el factor es de 1,15.

- Factor de condición de servicio  $C_M$

Al encontrarse a la intemperie y al poder verse afectado por lluvias, consideramos que puede estar expuesto a una humedad significativa, por lo que los factores a considerar son 0,80 para Ft y 0,73 para Fc.

- Factor de temperatura  $C_t$

Los registros temperaturas máximas registradas que se poseen indican que la temperatura máxima no supera los 40°C, por lo que tomamos el factor igual a 1.

- Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido  $C_P$

El factor se calcula como:

$$C_P = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}}$$

Donde c vale 0,90 por tratarse de madera laminada y:

$$F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{\left( \frac{l_e}{d} \right)^2}$$

Además, el reglamento CIRSOC 601 en su sección 3.3 especifica que la esbeltez máxima no debe superar el valor de 50. La longitud de la columna es de 7,45m y consideramos que se encuentra articulada en sus extremos, por lo que su longitud es igual a su longitud efectiva, y su esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_e}{d} = 24,83$$

Por lo que cumple la condición. Ahora los valores antes mencionados son:

$$F_{cE} = 4573,2 \text{ kN/m}^2$$

$$C_P = 0,701$$

Los valores de tensiones de diseño ajustados son:

$$F'_t = 4480 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4,48 \text{ MPa}$$

$$F'_c = 3707,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3,71 \text{ MPa}$$

Vemos que ambos valores superan ampliamente el valor de la tensión. Debida a la longitud de la columna, por la condición de que la esbeltez sea menor que 50, ninguna de las dos dimensiones de la sección debe exceder los 15 cm. Consideramos una sección de 0,30 m por 0,15m. El valor de la esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_e}{d} = 49,67$$

Los valores de tensión:

$$f_c = 1175,56 \text{ kN/m}^2$$

$$f_t = 151,1 \text{ kN/m}^2$$

El coeficiente  $C_p$  cambia, por lo que ahora vale:

$$F_{cE} = 1143,15 \text{ kN/m}^2$$

$$C_p = 0,21$$

La tensión de diseño a tracción se mantiene igual, mientras que la tensión de diseño a compresión ajustada:

$$F'c = 1110,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,11 \text{ MPa}$$

Lo cual no verifica. Como última comprobación adoptamos una sección de 0,30m por 0,20:

$$\lambda = \frac{l_e}{d} = 37,25$$

$$f_c = 881,67 \text{ kN/m}^2$$

$$f_t = 113,3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{cE} = 2472,7 \text{ kN/m}^2$$

$$C_p = 0,43$$

$$F'c = 2274,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,27 \text{ MPa}$$

Por lo que ahora si verifica. Adoptamos la sección.

#### Dimensionado de bases de columnas

Se consideran zapatas aisladas de hormigón armado. Lo primero que debemos determinar es la fuerza vertical que llega a las zapatas. Determinamos el dato mediante el modelo que es de 102 kN en la base más solicitada. Por facilitar la construcción, y porque los valores que llegan a las demás zapatas son similares, se toman todas las bases iguales. Determinamos el área que llevará la zapata, utilizando principios de la mecánica de suelos. Los valores obtenidos son:

- Cota de fundación: 1,00 m
- Dimensiones: Sección cuadrada de 1,20 m de lado
- Tensión de diseño: 78,56 kN/m<sup>2</sup>
- Tensión requerida: 76,59 kN/m<sup>2</sup>

El peso de la base se ha calculado considerando un espesor mínimo de 20cm. Lo primero que verificamos es el punzonamiento para determinar si la altura es suficiente:

$$P_d = \phi P_n = 0.65 \times 0.85 \times f'_c \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq P_u$$

Siendo A1 el área cargada. Consideramos que las cargas a la zapata llegan por medio de una especie de columna cuadrada de 0,30m de lado, que contiene la unión con las columnas en su parte superior, impidiendo que la madera se encuentre en contacto con el suelo.

$$P_n = 0,65 \times 0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,30\text{m} \times 0,30\text{m} \sqrt{\frac{0,90\text{m} \times 0,90\text{m}}{0,30\text{m} \times 0,30\text{m}}} = 2983,5 \text{ kN}$$

Como se puede apreciar, es muy superior a la carga última. Verificamos las condiciones de resistencia a corte:

- Acción de viga:  
Demanda: Vu=18,4kN  
Suministro: Vd=142,5 kN
- Acción de losa:  
Demanda: 77,9 kN  
Suministro: 328,6 kN

Vemos que verifica ambas condiciones. Lo último que quedaría es calcular la armadura a flexión:

$$M_u = \frac{qX^2}{2} = 31,02 \text{ kNm/m}$$

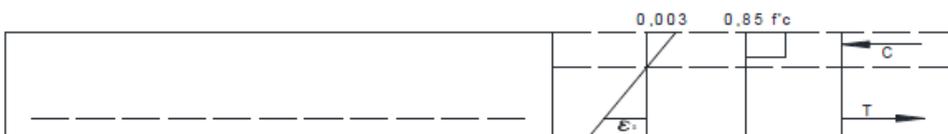
El momento es igual en ambas direcciones al tratarse de una sección cuadrada. El momento total a lo largo del ancho de la base resulta:

$$M_u = 31,02 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \times 1,20\text{m} = 37,22 \text{ kNm}$$

Si se proporciona una armadura mínima de cuantía  $\rho=0,0018$ , el área de armadura necesaria:

$$A_{min} = 0,0018 \times 120\text{cm} \times 15\text{cm} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Esto se consigue proporcionando 7 barras de  $\Phi 8$ , las cuales se colocan cada 18 cm, dejando 5cm de recubrimiento lateral. Analizando la sección:



Considerando que las barras están en fluencia, igualamos las tensiones y obtenemos el eje neutro:

$$A_s f_y = 0,85 f'_c \times 0,85 c b$$

$$c = 0,57 \text{ cm}$$

Por lo que la resistencia a flexión es:

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = 3,5 \text{ cm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \left( 15 \text{ cm} - \frac{0,85 \cdot 0,57}{2} \right) = 21,69 \text{ kNm}$$

Que es menor a la requerida. Para evitar congestión de armadura, se decide aumentar en 5cm la altura de la base, en lugar de mantenerla y sumar armadura. La cuantía mínima pasa a ser:

$$A_{min} = 0,0018 \cdot 120 \text{ cm} \cdot 20 \text{ m} = 4,32 \text{ cm}^2$$

Que la podemos materializar con 7 barras de  $\Phi 10$ , logrando un área de  $5,50 \text{ cm}^2$ , separadas cada 18 cm. El eje neutro ahora se encuentra:

$$c = 0,89 \text{ cm}$$

Y la resistencia nominal:

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5,50 \text{ cm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \left( 20 \text{ cm} - \frac{0,85 \cdot 0,89}{2} \right) = 45,33 \text{ kNm}$$

Verificamos que se supere el 0,005 de deformación en las barras para poder considerarlo controlado por tracción y así poder tomar un factor de reducción de resistencia igual a 0,90.

$$\frac{0,003}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

$$\epsilon_s = 0,064$$

Vemos que lo supera, por lo que el momento de diseño es:

$$M_d = 0,90 M_n = 40,8 \text{ kNm}$$

Y verifica. Lo último a considerar es la longitud de anclaje, que se calcula como:

$$l_d = 0,5 \frac{420 \text{ MPa}}{\sqrt{30 \text{ MPa}}} 1 \text{ cm} = 38,3 \text{ cm}$$

Además, debemos calcular el desarrollo de las barras que llegan desde la columna. Ya que la columna solo se encuentra a compresión pura, y la resistencia máxima de la sección sin armar es:

$$P_n = 0,30 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 30 \text{ MPa} = 2700 \text{ kN}$$

Solamente se le proporciona la armadura mínima, que es  $A_{st}=0,01 A_g=9 \text{ cm}^2$ , lo cual se logra con 8 barras del  $\Phi 12$ . Para la armadura transversal se utiliza lo especificado en el CIRSOC 201 sección 7.10.5, donde especifica que el diámetro mínimo para barras longitudinales de 12 mm de diámetro son barras transversales de 6mm, y la separación menor que 12 diámetros de barra longitudinal o 48 diámetros de barra de estribos o la menor dimensión de la columna. Si tomamos estribos del 6, la separación mínima es de 14,4 cm y corresponde a la primera condición. Como el largo de la columna es de 75 cm, se colocan estribos 7 estribos cada 13 cm. Ahora si, la longitud de anclaje de las barras de la columna es de:

$$l_d = 0,24 \frac{420 \text{ MPa}}{\sqrt{30 \text{ MPa}}} 1,2 \text{ cm} = 22,1 \text{ cm}$$

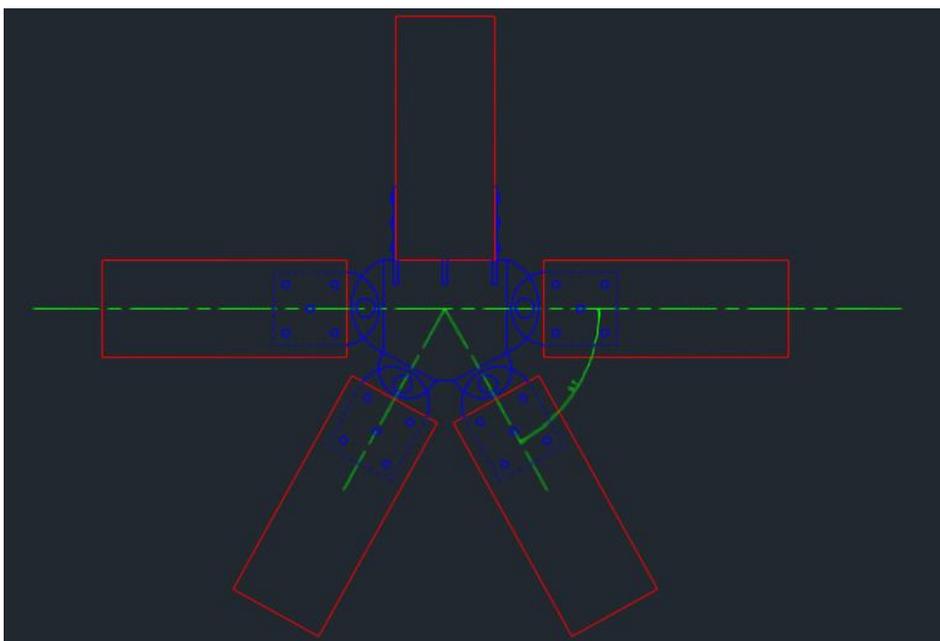
## DIMENSIONADO DE UNIONES

### Uniones diagrid-cubierta

Para que se cumplan las suposiciones de cálculo, debemos asegurar que la unión diseñada permita que las barras funcionen de manera articulada. Para ello tomamos de referencia la siguiente imagen:

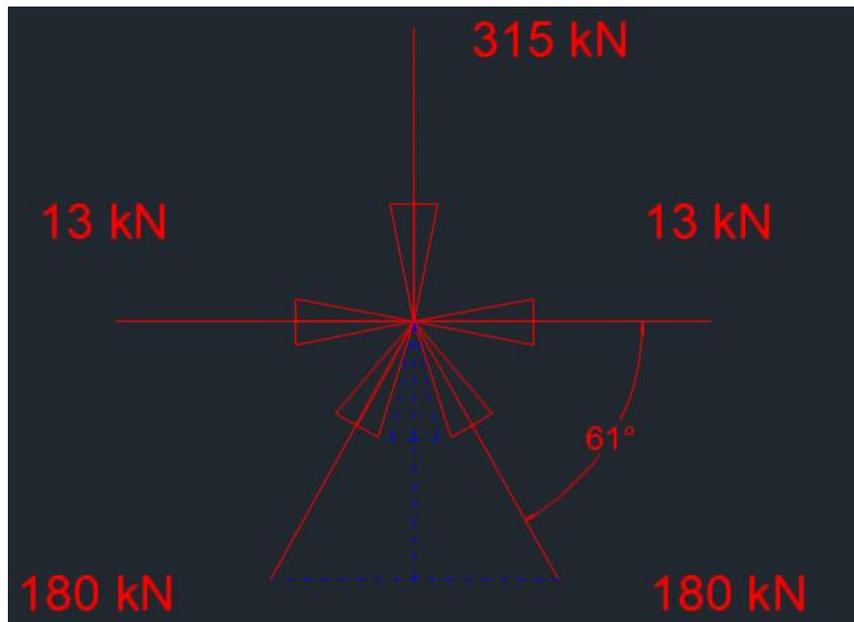


Como se puede apreciar, al estar las barras metálicas unidas mediante un solo remache, funcionan como articulaciones en ese plano. La unión propuesta es la siguiente:

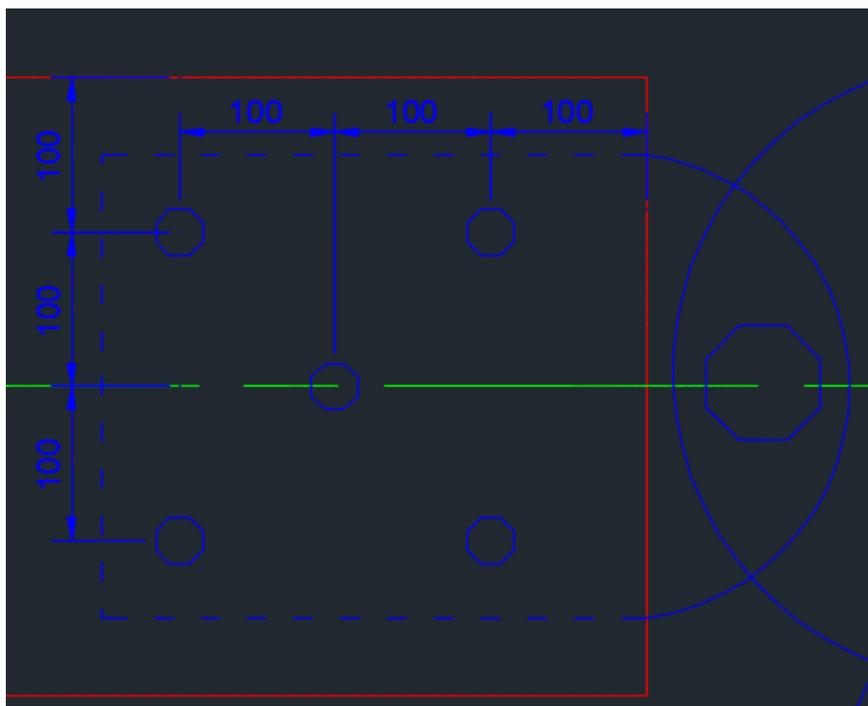


El croquis realizado corresponde a los diagrid de la fachada frontal, donde por encima del nudo apoyan las vigas curvas. Para las uniones de la fachada posterior y lateral, el diagrid llega a vigas perimetrales, por lo que no se tendrían articulaciones hacia los costados y las barras inferiores se unirían directamente a la viga.

Comenzando con la unión correspondiente a la fachada frontal, determinamos las cargas que actúan sobre el nudo. De los datos sacados del modelo vemos que sobre las diagonales actúa un esfuerzo de compresión de aproximadamente 180 kN y sobre los laterales actúa una compresión de 13 kN. Si realizamos un esquema:



Lo primero que verificaremos será la unión entre la madera y la chapa que va por dentro, que supusimos se llevaría a cabo con 5 varillas roscadas, ya que el ancho es muy grande como para bulones. Las medidas son:



Las características mecánicas se extraen de la tabla del fabricante:



**Varilla Roscada Acero SAE 1040 en Pulgada**  
 TIPOS DE VARILLAS: VARILLA ROSCADA DE ACERO EN PULGADA SAE 1040  
 MEDIDAS/DIMENSIONES: Las medidas de la varilla roscada en acero podrá encontrarlas en la tabla aquí debajo. También proveemos con rosca métrica, no dude en consultarnos.  
 MATERIAL: Acero SAE 1040.  
 ACABADO/TERMINACION: Aceitado, Zincado electrolítico plateado/azul. Otros consultar.  
 USOS/APLICACIONES: Las varillas roscadas son barras roscadas a lo largo de toda su longitud.  
 La rosca puede ser a la derecha o a la izquierda y vienen de 1 metro de largo en forma estándar.  
 La varilla roscada se utilizan en muchas industrias y para aplicaciones diferentes, como en construcción y automoción, electrónica, maquinaria especial donde se requiera un alineación adecuada, aseguramiento de partes y piezas, sujeción de equipos, para montajes de prolongación y suspensión, montaje de conductos de aire acondicionado de chapa o fibra de lana de roca, falsos techos, etc.  
 Se pueden proveer esparragos cortados a la longitud deseada por cada cliente en todos los diámetros disponibles.  
 NORMAS: DIN 975

La tensión de fluencia del acero utilizado es de 290 MPa. Si tomamos una barra de  $\frac{3}{4}$ " o 19 mm, verificamos que cumplimos con los requisitos de la tabla, teniendo en cuenta que todos los esfuerzos son paralelos a las fibras:

| Distancia                  | Dirección de la carga respecto de las fibras | Valores mínimos   |
|----------------------------|--|---|
| al borde                   | paralela                                     | 3 D   |
|                            | perpendicular <sup>(1)</sup>                 | al borde cargado 4 D<br>al borde descargado 3 D                               |
| al extremo                 | paralela                                     | al extremo cargado (tracción): 7 D<br>al extremo descargado (compresión): 4 D |
|                            | perpendicular                                | 4 D   |
| en una fila                | paralela                                     | 7 D   |
|                            | perpendicular                                | 4 D   |
| entre filas <sup>(2)</sup> | paralela                                     | 4 D   |
|                            | perpendicular                                | 4 D   |

(1) Si no se realiza un cálculo detallado **se debe evitar ejecutar uniones que transmiten cargas importantes a vigas de madera aserrada o de madera laminada encolada por debajo de su eje neutro.**  
 (2) La separación entre filas externas de una unión sometida a una carga paralela a la dirección de las fibras y materializada con la interposición de placas laterales de acero no debe superar los **127 mm** (ver la Figura 8.2-2.). Esta limitación tiene por finalidad evitar la generación de esfuerzos locales, en dirección perpendicular a las fibras, producidos por la expansión y la contracción de la madera se puede obviar si se diseñan orificios ovalados que permitan el libre movimiento del material.

- Al borde:  $3D=57\text{mm} \leq 100\text{mm}$
- Al extremo:  $4D=76\text{mm} \leq 100\text{mm}$
- En una fila:  $7D=133\text{mm} \leq 200\text{mm}$
- Entre filas:  $4D=76\text{mm} \leq 100\text{mm}$

Vemos que verifica todas las condiciones. Ahora queda verificar que la carga lateral no exceda la resistencia lateral de diseño ajustada. Para calcular esta resistencia lateral de diseño hacemos uso de la siguiente tabla y determinamos cuál es el valor menor:

| Modo de rotura   | Una sección de corte   | Dos secciones de corte  | Expresiones |
|------------------|--|---|-------------|
| I <sub>m</sub>   | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                              | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                               | (8.2.1.1-1) |
| I <sub>s</sub>   | $Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | $Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | (8.2.1.1-2) |
| II               | $Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$                          |   | (8.2.1.1-3) |
| III <sub>m</sub> | $Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$               |   | (8.2.1.1-4) |
| III <sub>s</sub> | $Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | $Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | (8.2.1.1-5) |
| IV               | $Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | $Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | (8.2.1.1-6) |

siendo:

$D$  el diámetro nominal del elemento de fijación cuando éste no es roscado o cuando la zona roscada está suficientemente lejos de las secciones de corte (ver la Figura 8.2.1.1-1.). En caso contrario se debe tomar el diámetro del núcleo del elemento,  $D_r$ , en lugar de  $D$ .

$F_{em}$  la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal (ver el Suplemento 4)

$F_{es}$  la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral (ver el Suplemento 4)

$F_{yb}$  la tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación (ver el Suplemento 4)

$\ell_m$  la longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

$\ell_s$  la longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

$R_d$  el coeficiente de reducción (ver la Tabla 8.2.1.1.-2)

$R_e = F_{em} / F_{es}$

$R_t = \ell_m / \ell_s$

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}\ell_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}\ell_s^2}}$$

Podemos considerar que la unión posee dos secciones de corte, ya que la chapa se encuentra en el medio del elemento. Los valores utilizados son:

- $D = 19 \text{ mm}$
- $F_{em} = 600 \text{ N/mm}^2$  (obtenido de tabla S.4.1.1-3)
- $F_{es} = 30,1 \text{ N/mm}^2$  (obtenido de tabla S.4.1.1-1)
- $F_{yb} = 290 \text{ MPa}$  (por fabricante, además vemos que es menor que el valor propuesto por el código de 310 MPa)
- $\ell_m = 10 \text{ mm}$  (supuesto por la chapa)
- $\ell_s = 95 \text{ mm}$
- $R_d = 4$  (para I<sub>m</sub> y I<sub>s</sub>) –  $R_d = 3,2$  (para III<sub>s</sub> y IV)
- $R_e = 19,93$
- $R_t = 0,105$

Ahora calculamos los valores:

- I<sub>m</sub>:  $Z = 28,5 \text{ kN}$
- I<sub>s</sub>:  $Z = 27,1 \text{ kN}$
- III<sub>s</sub>:  $Z = 19,2 \text{ kN}$
- IV:  $Z = 16,8 \text{ kN}$

Si la solicitación la dividimos por los 5 fijadores obtenemos que  $z = 36 \text{ kN}$ , por lo que no cumple. Se opta por mantener la misma cantidad de fijadores, aumentando el diámetro de la barra roscada y el espesor de la chapa. Tomamos una barra de 1" o 25mm y una chapa de espesor 5/8" 16mm. Verificamos geoméricamente:

- Al borde:  $3D=76\text{mm} \leq 100\text{mm}$
- Al extremo:  $4D=100\text{mm} \leq 100\text{mm}$
- En una fila:  $7D=175\text{mm} \leq 200\text{mm}$
- Entre filas:  $4D=100\text{mm} \leq 100\text{mm}$

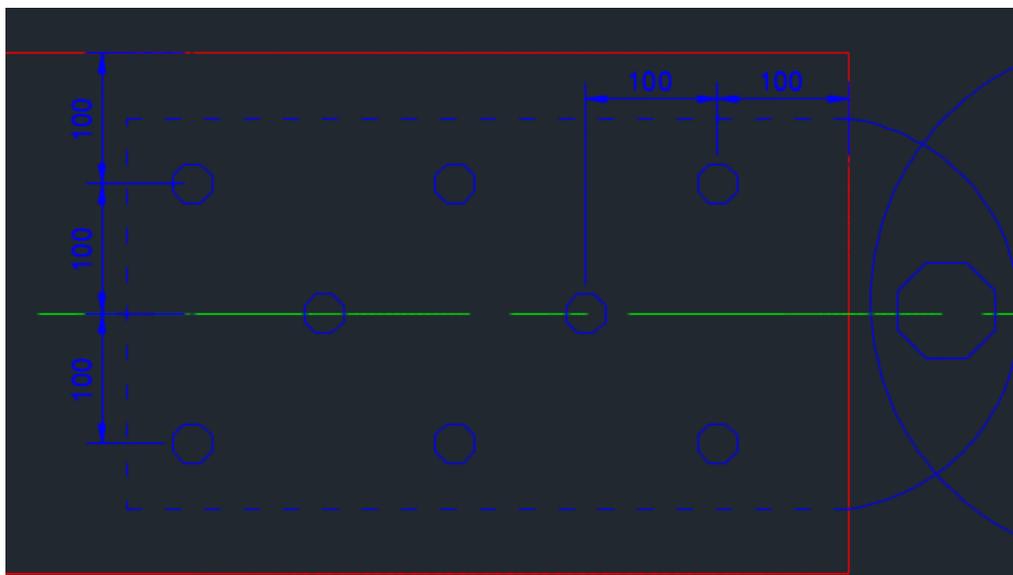
Calculamos los distintos parámetros:

- $D = 25 \text{ mm}$
- $F_{em} = 600 \text{ N/mm}^2$  (obtenido de tabla S.4.1.1-3)
- $F_{es} = 30,1 \text{ N/mm}^2$  (obtenido de tabla S.4.1.1-1)
- $F_{yb} = 290 \text{ MPa}$  (por fabricante, además vemos que es menor que el valor propuesto por el código de  $310 \text{ MPa}$ )
- $L_m = 16 \text{ mm}$  (supuesto por la chapa)
- $L_s = 92 \text{ mm}$
- $R_d = 4$  (para Im y Is) –  $R_d = 3,2$  (para IIIs y IV)
- $R_e = 19,93$
- $R_t = 0,17$

Los valores de resistencia:

- Im:  $Z=60,9 \text{ kN}$
- Is:  $Z= 35,2 \text{ kN}$
- IIIs:  $Z=30,5 \text{ kN}$
- IV:  $Z= 30,0 \text{ kN}$

Sigue sin verificar por lo que se opta por añadir más elementos. Como el valor de resistencia menor es de  $30 \text{ kN}$  y la sollicitación es de  $180 \text{ kN}$ , vemos que al menos se deben colocar 6 fijadores. Se colocarán 8 ya que luego se reducirá el valor de resistencia por los factores correspondientes. El diagrama correspondiente:



Éste aumento sólo se dará en las barras diagonales, ya que en las laterales el valor de la carga es mucho menor. Se calculan los factores de reducción correspondientes:

| Resistencia lateral | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |          |
|---------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| $Z' = Z$            | x                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_g$ | $C_{tn}$ |

- Factor de duración de carga  $C_D$

El mismo que definido para los demás elementos. Como la combinación utilizada toma en cuenta las cargas por hielo el factor es 1,15.

- Factor de la condición de servicio  $C_M$

Tanto en su montaje como en su vida útil se encontrará en un sitio aireado y cerrado, por lo que consideramos que se trata de un ambiente seco y el factor es igual a 1.

- Factor de temperatura  $C_t$

Como se expresó en el dimensionado de los miembros estructurales, los registros no indican temperaturas superiores a los 40°C y además se encontrará en un lugar cerrado. El factor vale 1.

- Factor de grupo  $C_g$

Se calcula con la expresión:

$$C_g = \left[ \frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA} m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[ \frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right]$$

Al tener un número de filas impar, se considerará una fila con 5 elementos y otra con 3. Al obtener ambos resultados mayores a 1, se considera que el factor es igual a 1.

- Factor de clavado oblicuo  $C_{tn}$

No aplica.

El valor de la resistencia lateral de diseño ajustada es:

$$Z' = 34,5 \text{ kN}$$

Que si lo comparamos con la resistencia requerida ahora que contamos con 8 elementos:

$$z = 22,5 \text{ kN}$$

Probablemente se podrían haber utilizado 6 barras, pero se debería evaluar el factor de grupo. De todas formas, decidimos adoptar el valor utilizado. Verificamos que la chapa diseñada soporte los esfuerzos, haciendo uso del CIRSOC 301. Lo primero que hacemos es verificar la distancia de los agujeros al borde de la chapa siguiendo la siguiente tabla:

| Diámetro nominal del bulón o remache (mm)  | A bordes cizallados, matrizados o punzonados | A bordes de chapas, perfiles o barras laminadas, o a bordes cortados a soplete (c) |
|--|--|--|
| ISO - A325/A490  |  |  |
| 6 6,35 (1/4")  | 12   | 10   |
| 7  | 14   | 11   |
| 8 7,96 (5/16")   | 15   | 12   |
| 10 9,52 (3/8")   | 18   | 14   |
| 12 11,11 (7/16")   | 22   | 16   |
| 14 12,7 (1/2")   | 25   | 18   |
| 16 15,9 (5/8")   | 28   | 22   |
| 20 19,05 (3/4")  | 34   | 26   |
| 22 22,22 (7/8")  | 38 (d)                                       | 28   |
| 24 25,4 (1")   | 42 (d)                                       | 30   |
| 27   | 48   | 34   |
| 30 28,58(1 1/8")   | 52   | 38   |
| > 30 > 28,58(>1 1/8")  | 1.75 x diámetro                              | 1.25 x diámetro  |
| (a) Se permite utilizar una distancia al borde menor siempre que se satisfagan las expresiones de la Sección J.3.10.   |  |  |
| (b) Para agujeros holgados u ovalados, ver la Tabla J.3.6.   |  |  |
| (c) Se permite reducir todas las distancias de esta columna en 3 mm cuando el agujero esté en un punto en donde la tensión no excede de 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento. |  |  |
| (d) Se permite que la distancia sea 32 mm en el extremo de los ángulos de unión de vigas y chapas extremas de corte.   |  |  |

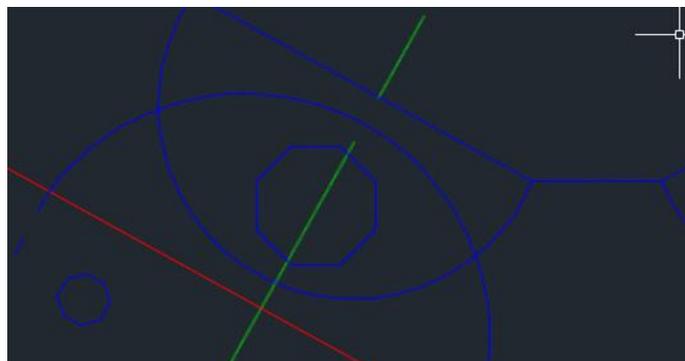
Nuestro elemento tiene un diámetro de 25,4 mm por lo cual vemos que verifica. También debemos verificar la chapa al aplastamiento, utilizando la siguiente expresión ya que se trata de una unión con agujeros normales:

$$R_n = 1,2 L_c t F_u (10)^{-1} \leq 2,4 d t F_u (10)^{-1}$$

La resistencia obtenida es por cada bulón, por lo que debe verificar ser mayor que 22,5 kN. Se utiliza una chapa de acero F-24, por lo que  $F_u=370$  MPa. La distancia libre entre bordes de agujeros es  $L_c=7,46$  cm. El resultado de la ecuación es:

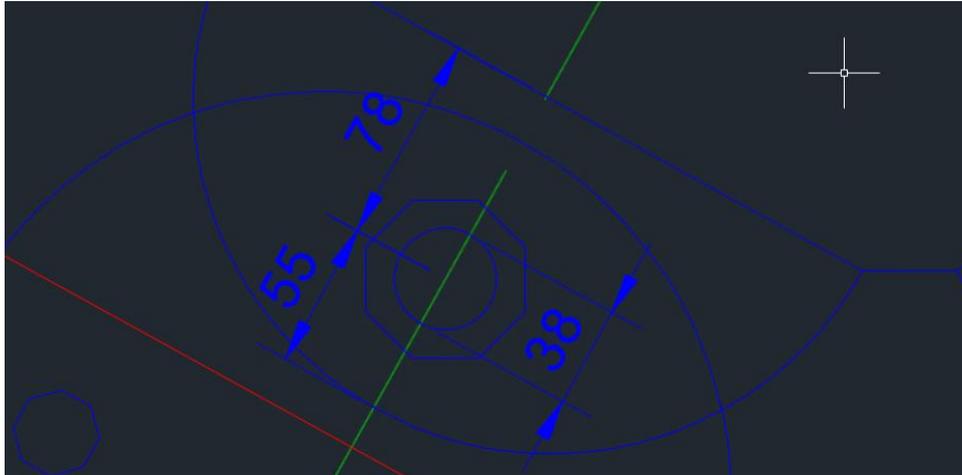
$$R_n = 529,96 \text{ kN} \leq 360,88 \text{ kN}$$

El factor de reducción de carga correspondiente es de 0,75 por lo que  $R_n = 270,66$  kN. Vemos está muy por encima del requerido por lo cual verifica. Continuamos con el dimensionamiento de la articulación. Al tratarse de su totalidad de elementos de acero, se recurre al uso del CIRSOC 301. La unión que analizar es:

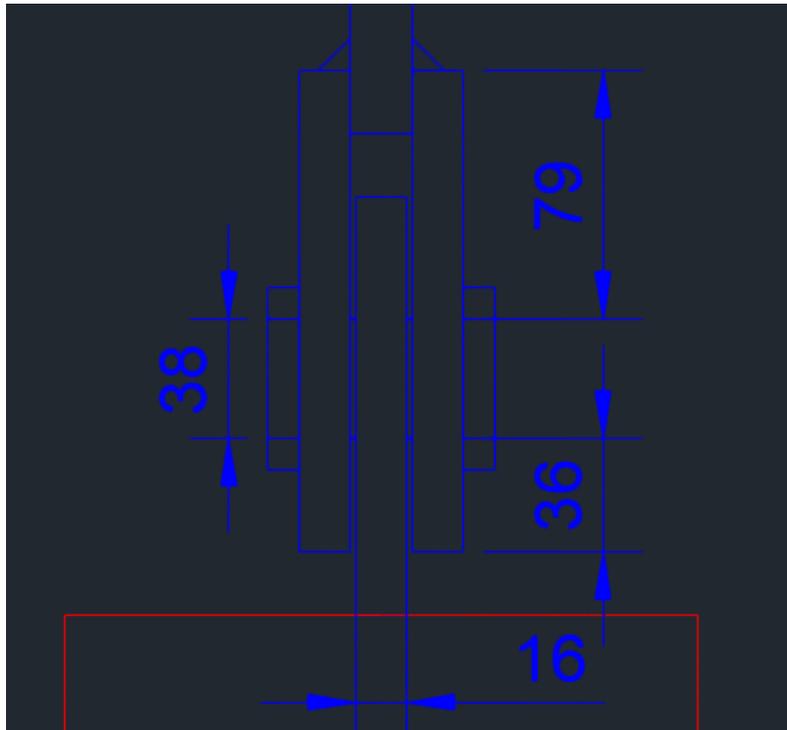


Donde el elemento principal es un bulón que toma todo el esfuerzo de corte, unido a la barra de madera mediante la chapa previamente dimensionada de 16mm. Nuevamente se trata de una unión del tipo aplastamiento, por lo cual debemos verificar el corte del bulón y el

aplastamiento de la chapa. Se utilizarán bulones de alta resistencia A490 con la rosca excluida al corte, por lo que la resistencia nominal es  $F_v=517$  MPa, de diámetro 1 ½" o 38mm. Las medidas a tener en cuenta son:



Desde una vista superior:



Lo primero a verificar es la distancia mínima al borde de acuerdo a la tabla anterior. Debe verificar  $1,25 D$ , por lo que serían 47,5 mm. Modificamos este valor, por lo que queda:



Ahora sí, verificamos la resistencia al corte del bulón mediante la siguiente expresión:

$$Rd = \phi F_n A_b 0,1 = 0,75 \cdot 517 \text{ MPa} \cdot 11,34 \text{ cm}^2 \cdot 0,1 = 439,7 \text{ kN}$$

Verificamos la resistencia al aplastamiento de la chapa al igual que antes, donde ahora  $L_c$  es la distancia al borde y es 48mm. El valor de la resistencia es

$$R_n = 341,0 \text{ kN} \leq 539,9 \text{ kN}$$

Multiplicando por el factor de 0,75:

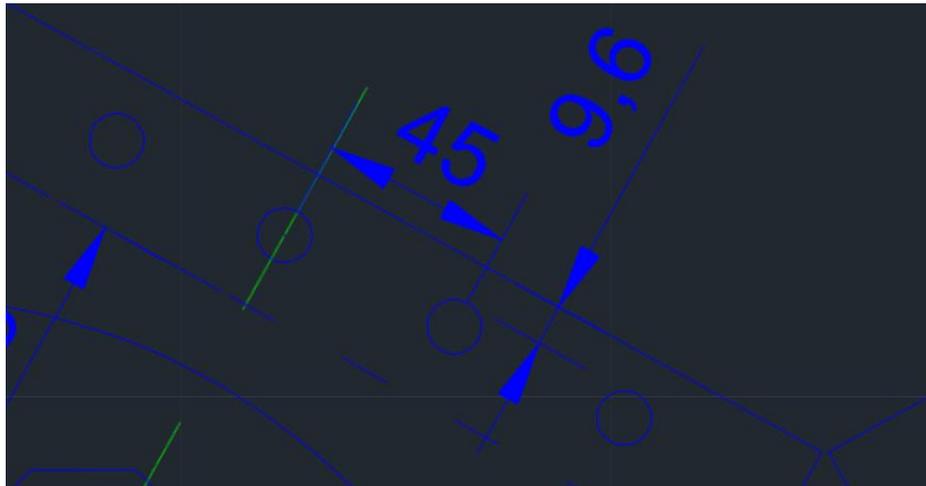
$$R_n = 255,75 \text{ kN}$$

Lo cual verifica ambas condiciones.

Las chapas que van a ambos costados de la chapa que se fija a la madera van fijadas a la chapa que forma el nudo por medio de bulones. Consideramos una fila de 5 bulones de diámetro igual a  $\frac{1}{2}$ " o 12,7mm. Además, consideramos que se trata del mismo material que el mencionado anteriormente. Calculamos el corte resistido por cada bulón:

$$Rd = \phi F_n A_b 0,1 = 0,75 \cdot 517 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^2 \cdot 0,1 = 49,12 \text{ kN}$$

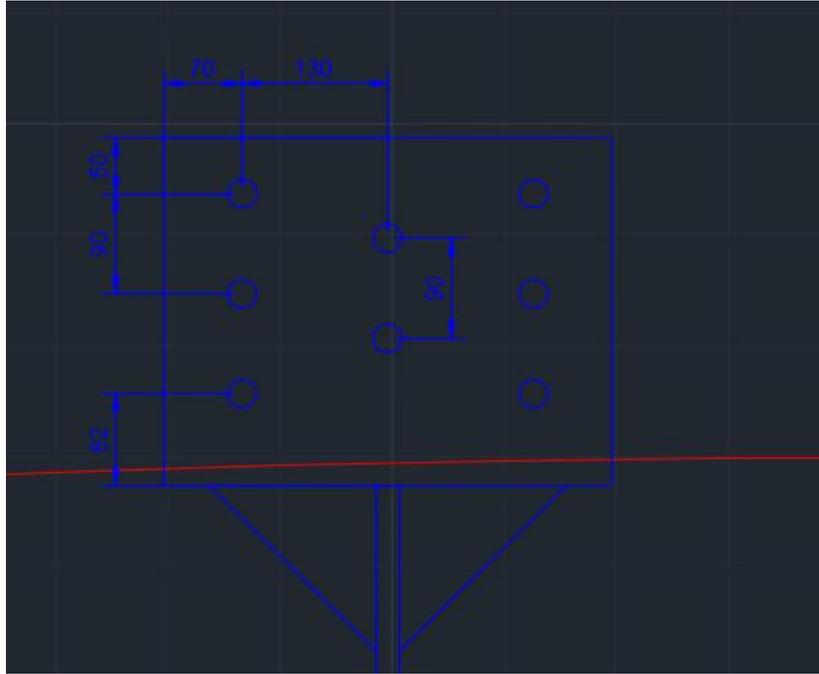
Por lo que si multiplicamos por 5 tenemos una resistencia total de 245,6 kN, lo cual supera la resistencia requerida de al menos 180 kN. Verificamos por aplastamiento de la chapa, las dimensiones a considerar:



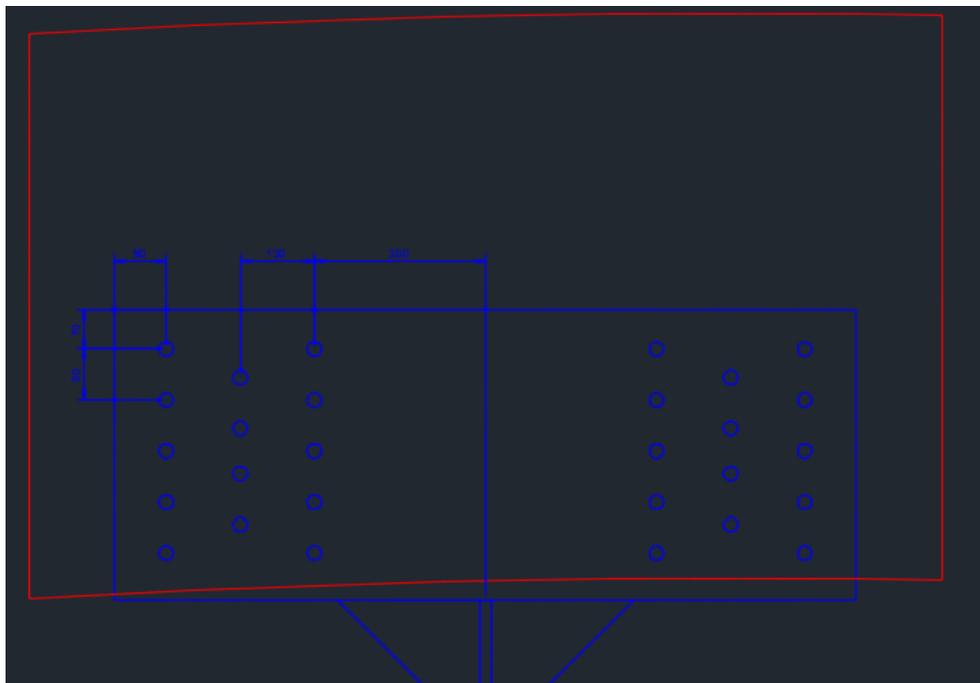
Por lo tanto:

$$R_n = 68,2 \text{ kN} \leq 180,4 \text{ kN}$$

Multiplicándolo por el factor de 0,75,  $R_n = 51,15 \text{ kN}$  por bulón, por lo que multiplicado por 5 tenemos una resistencia total de 255,7 kN lo cual verifica. Lo que quedaría por verificar es la unión entre la viga y el nudo. Comenzando con la viga, teníamos que la reacción en el apoyo vale 315 kN. Debido a que el ancho de la viga son 40 cm, se propone el uso nuevamente de varillas roscadas debido a su longitud. Se adoptarán de 2" o 50,8mm y se colocarán como una aproximación 8 en la posición que indica el diagrama:



Las diagonales se han añadido para proporcionar rigidez y absorber el momento flector, que el valor del mismo es de  $-264,6 \text{ kNm}$ . Por lo tanto, si dividimos el corte en las 8 varillas tenemos  $39,8 \text{ kN}$  en cada una, y en la de los extremos tendremos que sumar lo producido por el momento flector, que, teniendo una distancia entre las filas externas de  $13 \text{ cm}$ , la fuerza que se produce es de  $339,2 \text{ kN}$  por cada varilla. Como este número es muy grande, se plantea una mayor separación y un mayor número de fijadores.



Tenemos 14 elementos de cada lado, donde la distancia a considerar para distribuir el momento flector es de aproximadamente  $43 \text{ cm}$ . La fuerza que toma cada barra es  $43,9 \text{ kN}$ , sumando la normal que ahora se distribuye en 28 elementos, tenemos un total de  $55,2 \text{ kN}$  por cada elemento. Se propone el uso de varillas roscadas de alta resistencia. Ya que presentan

rosca en toda su longitud la resistencia al corte propuesta por el código CIRSOC 301 es de 414 MPa.

Podemos considerar que la unión presenta dos planos de corte como la anterior, nada más que el elemento principal pasa a ser la sección de madera y el lateral la sección de acero. Los parámetros calculados son:

- $D = 50,8 \text{ mm}$
- $F_{em} = 10,7 \text{ N/mm}^2$  (Por ser perpendicular a las fibras)
- $F_{es} = 600 \text{ N/mm}^2$
- $F_{yb} = 414 \text{ MPa}$
- $L_m = 400 \text{ mm}$
- $L_s = 16 \text{ mm}$
- $R_d = 4$  (para  $I_m$  y  $I_s$ ) –  $R_d = 3,2$  (para  $III_s$  y  $IV$ )
- $R_e = 0,018$
- $R_t = 25$

Los valores de resistencia:

- $I_m$ :  $Z = 54,4 \text{ kN}$
- $I_s$ :  $Z = 243,8 \text{ kN}$
- $III_s$ :  $Z = 65,3 \text{ kN}$
- $IV$ :  $Z = 86,9 \text{ kN}$

Tomamos el menor valor y le aplicamos los coeficientes correspondientes. Los factores de carga, servicio y temperatura son los mismos que calculados anteriormente. Para el factor de grupo el CIRSOC 601 considera que para una acción perpendicular a la dirección de las fibras puede considerarse igual a 1. La resistencia lateral de diseño ajustada queda:

$$Z' = 62,6 \text{ kN}$$

Lo cual supera el valor requerido de  $z = 55,2 \text{ kN}$ . Los elementos restantes a verificar son los cordones de soldadura por los cuales se transfieren los esfuerzos de la viga al nudo y las chapas que transfieren estos esfuerzos así como la chapa del nudo. Comenzando con los cordones de soldadura, se tienen 6 cordones de cada lado, de una longitud supuesta de 25 cm cada uno. Según CIRSOC 301, el lado mínimo de la soldadura es de 8 mm ya que el espesor del elemento más grueso es de 20 mm. La carga que deben soportar es la suma de la fuerza que toma cada barra a cada lado de la unión, que en total son 772,8 kN y si lo dividimos por cada cordón nos queda 128,8 kN. Suponemos unos 14 mm de lado de la soldadura, por lo que el espesor de la garganta es de 10 mm aproximadamente. El área efectiva por lo tanto será la longitud multiplicada por el espesor de la garganta, lo cual vale  $25 \text{ cm}^2$ . Los estados a evaluar son:

$$R = \phi F_{BM} A_{BM}$$

$$R = \phi F_W A_W$$

Siendo la primera ecuación correspondiente al metal base y la segunda al material del electrodo.

$$R = 0,90 \cdot 240 \text{ MPa} \cdot 25 \text{ cm}^2 = 432 \text{ kN}$$

$$R = 0,60 \cdot (0,60 \cdot 480 \text{ MPa}) \cdot 25 \text{ cm}^2 = 432 \text{ kN}$$

Vemos que verifica ambas condiciones. Lo que queda verificar son las chapas que involucra la soldadura. Comenzamos con los elementos triangulares, donde cada uno soporta una tensión de 257,6 kN. Verificamos con las expresiones propuestas por el código, para fluencia y rotura:

$$Rd = 0,90 F_y A_g 0,10 = 432 \text{ kN}$$

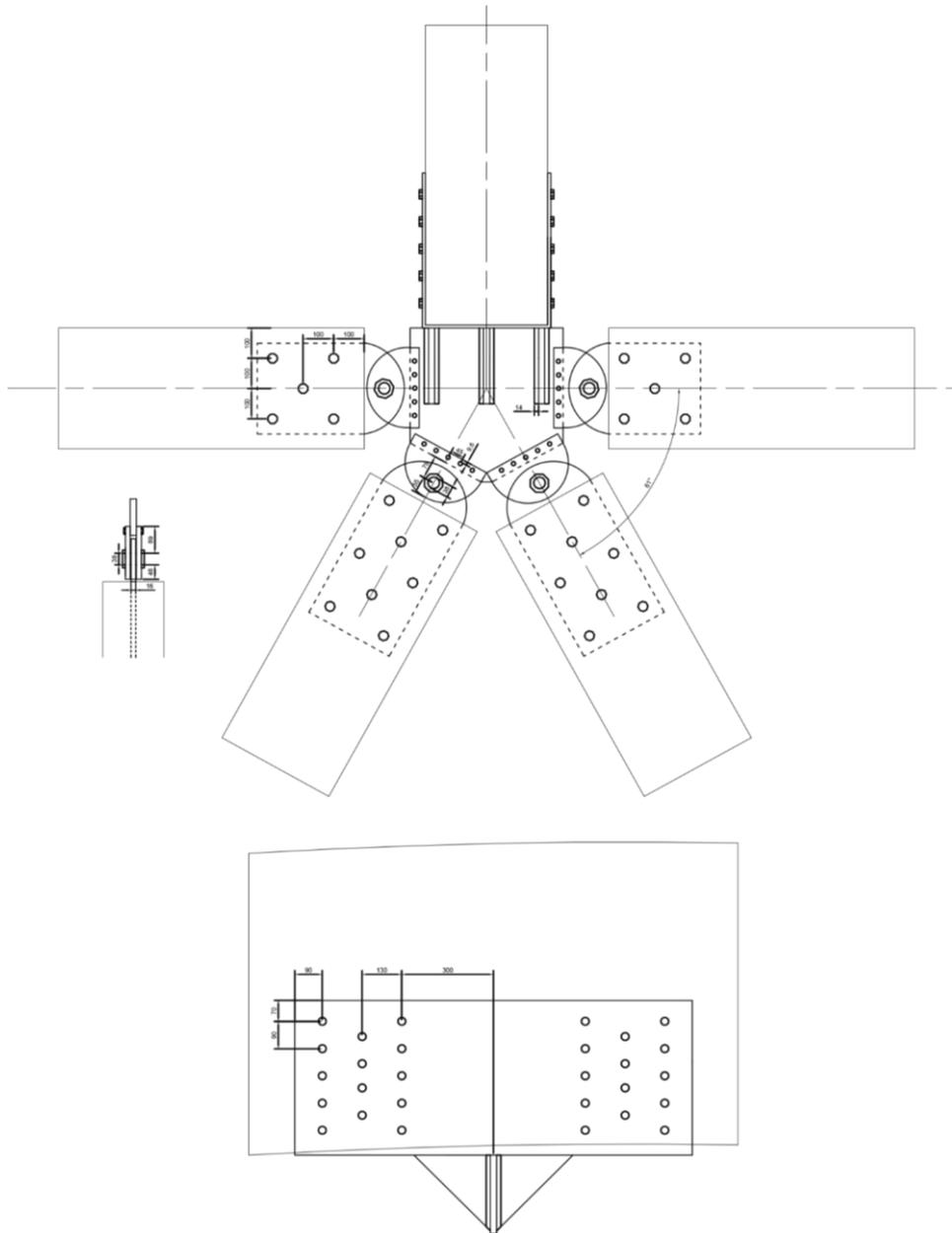
$$Rd = 0,75 F_u A_n 0,10 = 471,8 \text{ kN}$$

Donde  $A_n$  podemos considerarla como  $0,85 A_g$ . Comprobamos la chapa de base del nudo, la cual tiene un espesor de 20mm y un largo de 42cm:

$$Rd = 0,90 F_y A_g 0,10 = 1814,4 \text{ kN}$$

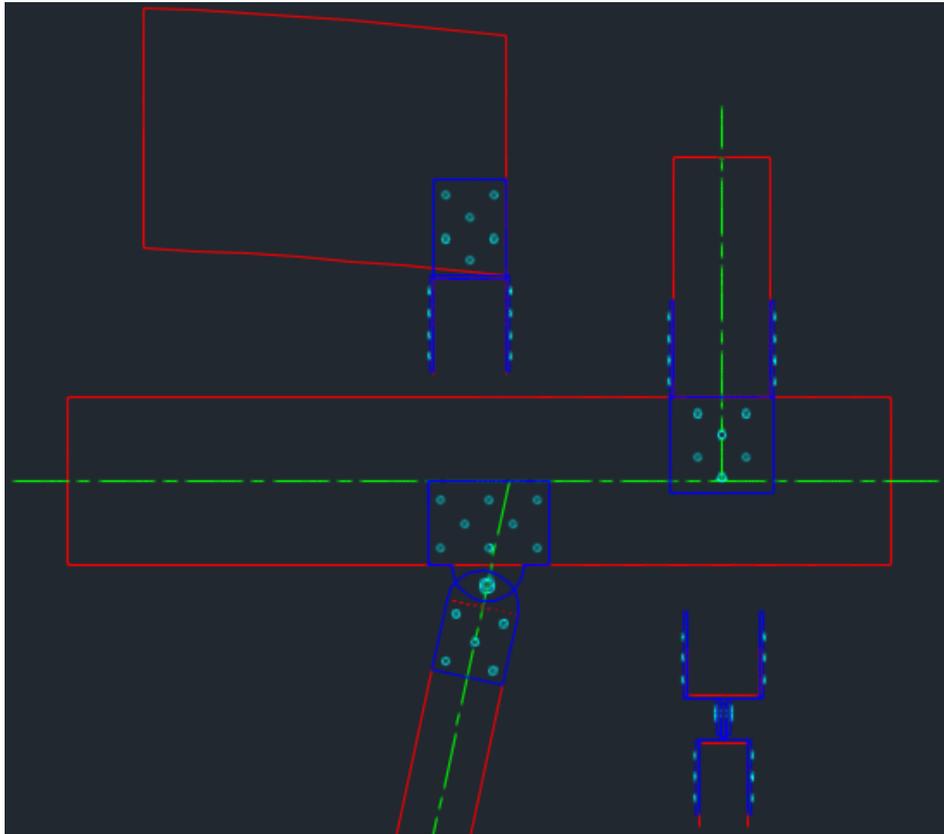
$$Rd = 0,75 F_u A_n 0,10 = 1981,35 \text{ kN}$$

Lo cual verifica el esfuerzo final que es la fuerza total que transfiere la viga mediante los seis elementos triangulares, que es de 1545,6 kN. De todas formas el momento al ser igual a ambos lados haría que la fuerza que llega sea solamente de 315 kN. Adjuntamos una imagen de cómo queda el detalle de la unión, de igual forma se incluirá en los planos de detalles. La unión con el diagrid y la cubierta en las demás fachadas sigue un esquema similar, como se mencionó anteriormente.



### Unión columna - cubierta

El diagrama a seguir es similar al anterior ya que se supuso que estaba articulada la columna:



En los planos se puede ver que las vigas curvas no apoyan directamente sobre las columnas, sino que apoyan sobre la viga perimetral y luego ésta se encarga de transmitir las cargas a la columna. Utilizando el modelo determinamos las cargas que actuarán sobre las uniones. Para el caso de la columna el mayor axial que soporta es de 52 kN en compresión y sobre el nudo también actúa un momento flector de -16 kNm. Sobre la unión entre la viga curva y la viga perimetral actúa un corte de 46 kN, y el momento es nulo. Comenzando con la columna inclinada en la articulación, hemos supuesto 5 bulones de 3/4" o 19mm y una chapa de 3/8" o 9,5mm que rodea el elemento. Se poseen dos planos de corte al igual que en el caso anterior, donde el elemento principal es la madera. Calculamos los parámetros igual que como las barras del diagrid:

- $D = 19 \text{ mm}$
- $F_{em} = 30,1 \text{ N/mm}^2$
- $F_{es} = 600 \text{ N/mm}^2$
- $F_{yb} = 310 \text{ MPa}$
- $L_m = 200 \text{ mm}$
- $L_s = 9,5 \text{ mm}$
- $R_d = 4,13$  (para  $I_m$  y  $I_s$ ) -  $R_d = 3,31$  (para  $III_s$  y  $IV$ )
- $R_e = 0,05$
- $R_t = 21,1$

Ahora calculamos los valores:

- Im: Z=27,7 kN
- Is: Z= 52,4 kN
- IIIs: Z=14,27 kN
- IV: Z= 16,8 kN

El menor valor es de 14,27. Aplicando los factores de ajustes correspondientes, que son los mismos que se vieron en el caso anterior:

$$Z' = 16,41kN$$

Que supera el valor de la demanda que es de  $z=52kN/5=10,4$  kN. Lo próximo a verificar es el bulón y las chapas en la articulación. El corte que soportan es de 52 kN y debemos verificar tanto el corte en el bulón como el aplastamiento de la chapa. Usando las mismas expresiones que anteriormente, el corte en el bulón de alta resistencia que se supuso de 1" o 25,4mm es:

$$Rd = \phi F_n A_b 0,1 = 0,75 \cdot 517 \text{ MPa} \cdot 5,07 \text{ cm}^2 \cdot 0,1 = 196,5 \text{ kN}$$

El aplastamiento de la chapa:

$$R_n = 213,1 \text{ kN} \leq 360,88 \text{ kN}$$

Vemos que verifica ambas condiciones. Continuamos con la unión a la viga perimetral, se supusieron 10 varillas roscadas de alta resistencia de 1" o 25mm, resistiendo un corte de 52 kN y un momento de 16 kNm que se traduce en una fuerza de 16,8 kN por cada bulón ya que la distancia al centro considerada es de 19 cm. Por lo tanto, la fuerza que debe soportar cada bulón es de 22 kN. Se considera una chapa de ½" o 12,7mm. Calculamos los parámetros:

- D = 25 mm
- Fem = 10,7 N/mm<sup>2</sup> (Por ser perpendicular a las fibras)
- Fes = 600 N/mm<sup>2</sup>
- Fyb= 414 MPa
- Lm = 300 mm
- Ls = 12,7 mm
- Rd = 4 (para Im y Is) – Rd = 3,2 (para IIIs y IV)
- Re = 0,018
- Rt = 23,6

Los valores de resistencia:

- Im: Z=20,1 kN
- Is: Z= 95,3 kN
- IIIs: Z= 20,8 kN
- IV: Z= 21,7 kN

Multiplicando el mínimo valor por los factores correspondientes, los cuales se pueden aplicar según se aplicaron en la viga curva:

$$Z' = 23,1 \text{ kN}$$

Lo cual verifica. Verificamos el aplastamiento de la chapa:

$$R_n = 394,7 \text{ kN} \leq 286,5 \text{ kN}$$

Lo cual también verifica. Usamos los mismos valores anteriores para calcular la unión entre la viga curva y la viga perimetral, ya que si mantenemos los mismos diámetros y espesores de chapa en la viga perimetral podemos usar los mismos valores. El corte que debe absorber cada fijador es de  $z=46\text{kN}/6=7,7 \text{ kN}$ , lo cual verifica. Para la viga curva calculamos:

- D = 25 mm
- Fem = 10,7 N/mm<sup>2</sup> (Por ser perpendicular a las fibras)
- Fes = 600 N/mm<sup>2</sup>
- Fyb= 414 MPa
- Lm = 400 mm
- Ls = 12,7 mm
- Rd = 4 (para Im y Is) – Rd = 3,2 (para IIIs y IV)
- Re = 0,018
- Rt = 31,5

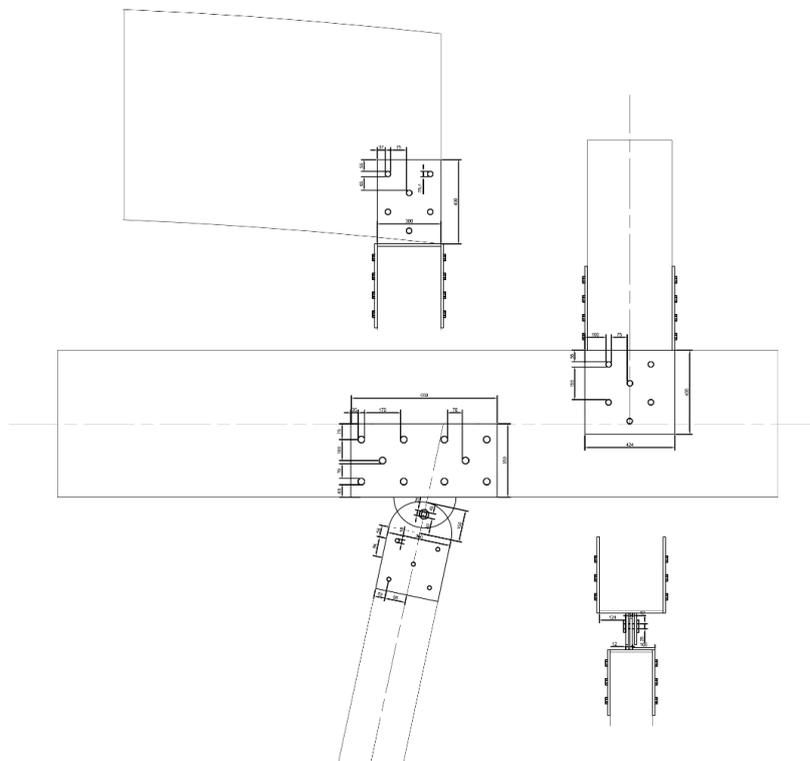
Los valores de resistencia:

- Im: Z=26,8 kN
- Is: Z= 95,3 kN
- IIIs: Z= 20,8 kN
- IV: Z= 21,7 kN

Multiplicando el menor valor por los factores correspondientes:

$$Z' = 23,9 \text{ kN}$$

Lo cual cumple la demanda de  $z=7,7 \text{ kN}$ . El detalle de la unión es:



## UNION VIGA y DIAGRID

### ▪ **Bulones**

Los bulones deberán ser colocados en orificios con una pre-perforación de un diámetro hasta un **8 %** mayor que el diámetro nominal,  $D$ , en **madera seca**, y hasta un **12 %** mayor en **madera verde**. Los orificios deberán estar **alineados con precisión** y los bulones deberán ser introducidos **sin esfuerzos importantes**.

Debajo de la tuerca y de la cabeza de cada bulón se deberán **colocar arandelas**. Su diámetro externo **deberá ser igual a  $3 D$**  y su espesor  **$0,3 D$** .

**Tabla 8.2-1. Distancias mínimas de elementos de fijación tipo clavija con  $D \geq 6,35$  mm y sometidos a carga lateral**

| Distancia                  | Dirección de la carga respecto de las fibras | Valores mínimos   |
|----------------------------|--|---|
| al borde                   | paralela                                     | $3 D$   |
|                            | perpendicular <sup>(1)</sup>                 | al borde cargado $4 D$<br>al borde descargado $3 D$                               |
| al extremo                 | paralela                                     | al extremo cargado (tracción): $7 D$<br>al extremo descargado (compresión): $4 D$ |
|                            | perpendicular                                | $4 D$   |
| en una fila                | paralela                                     | $7 D$   |
|                            | perpendicular                                | $4 D$   |
| entre filas <sup>(2)</sup> | paralela                                     | $4 D$   |
|                            | perpendicular                                | $4 D$   |

(1) Si no se realiza un cálculo detallado se debe evitar ejecutar uniones que transmiten cargas importantes a vigas de madera aserrada o de madera laminada encolada por debajo de su eje neutro.

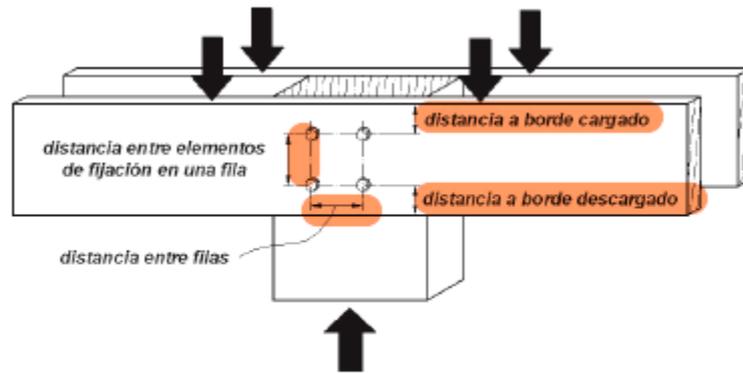
(2) La separación entre filas externas de una unión sometida a una carga paralela a la dirección de las fibras y materializada con la interposición de placas laterales de acero no debe superar los **127 mm** (ver la Figura 8.2-2.). Esta limitación tiene por finalidad evitar la generación de esfuerzos locales, en dirección perpendicular a las fibras, producidos por la expansión y la contracción de la madera se puede obviar si se diseñan orificios ovalados que permitan el libre movimiento del material.

El término "**distancia al borde**" se refiere a la distancia desde la arista o borde de un miembro estructural de madera hasta el centro del elemento de fijación más cercano, medida perpendicularmente a la dirección de las fibras (ver la Figura 8.2-3.).

El término "**distancia al extremo**" se refiere a la distancia desde el extremo de un miembro estructural hasta el centro del elemento de fijación más cercano, medida paralelamente a la dirección de las fibras (ver la Figura 8.2-3.).

El término "**fila**" se refiere a un grupo de dos o más elementos de fijación alineados paralelamente con la dirección de la fuerza (ver la Figura 8.2-3.).

El término "**distancia en una fila**" se refiere a la distancia entre centros de dos elementos de fijación que forman parte de una fila (ver la Figura 8.2-3.).



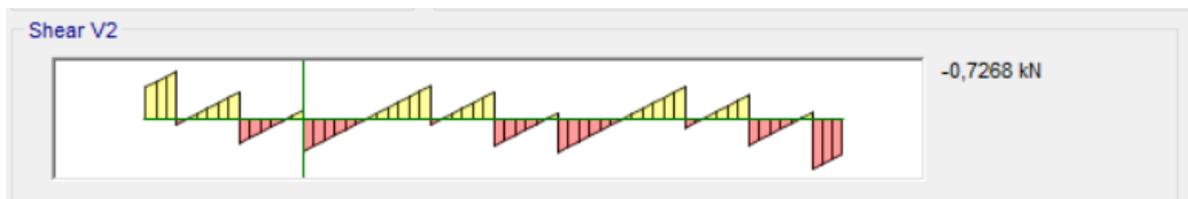
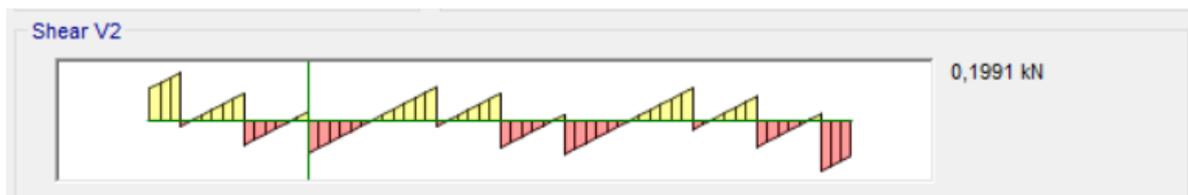
**Figura 8.2-3. Geometría de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija.**

- RESISTENCIA LATERAL

Se debe verificar que:

$$z \leq Z'$$

Por el modelo en ETABS tenemos:



$$z = 0,1991 + 0,7268 = 0,9259 \text{ kN}$$

$$Z' = Z * C_D * C_M * C_t * C_g * C_{tn}$$

Se trata de una unión simétrica con una sección de corte.

$$D = 12,70 \text{ mm}$$

$$\ell_m = 150 \text{ mm}$$

$$\ell_s = 150 \text{ mm}$$

$$G = 0,36 \text{ (segun Tabla S. 4.1.1 - 2)}$$

$$F_{e\perp} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$F_{e\parallel} = 27,8 \text{ MPa}$$

$$F_{yb} = 310 \text{ MPa}$$

$$F_{em} = F_{e\perp} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$F_{es} = F_{e\theta} = \frac{F_{e\parallel} * F_{e\perp}}{F_{e\parallel} * \sin^2 \theta + F_{e\perp} * \cos^2 \theta} = \frac{27,8 * 13,5}{27,8 * \sin^2 65^\circ + 13,5 * \cos^2 65^\circ} = 14,87 \text{ MPa}$$

**Tabla 8.2.1.1-1. Expresiones correspondientes a los modos de rotura en uniones para un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral**

| Modo de rotura   | Una sección de corte   | Dos secciones de corte  | Expresiones |
|------------------|--|---|-------------|
| I <sub>m</sub>   | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                              | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                               | (8.2.1.1-1) |
| I <sub>s</sub>   | $Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | $Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | (8.2.1.1-2) |
| II               | $Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$                          |   | (8.2.1.1-3) |
| III <sub>m</sub> | $Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$               |   | (8.2.1.1-4) |
| III <sub>s</sub> | $Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | $Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | (8.2.1.1-5) |
| IV               | $Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | $Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | (8.2.1.1-6) |

siendo:

$D$  el diámetro nominal del elemento de fijación cuando éste no es roscado o cuando la zona roscada está suficientemente lejos de las secciones de corte (ver la Figura 8.2.1.1-1). En caso contrario se debe tomar el diámetro del núcleo del elemento,  $D_r$ , en lugar de  $D$ .

$F_{em}$  la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal (ver el Suplemento 4)

$F_{es}$  la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral (ver el Suplemento 4)

$F_{yb}$  la tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación (ver el Suplemento 4)

$\ell_m$  la longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

$\ell_s$  la longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

$R_d$  el coeficiente de reducción (ver la Tabla 8.2.1.1.-2)

$R_e = F_{em} / F_{es}$

$R_t = \ell_m / \ell_s$

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em} \ell_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em} \ell_s^2}}$$

Primero calculamos  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}} = \frac{13,5 \text{ MPa}}{14,87 \text{ MPa}} = 0,9078 = 0,91$$

$$R_t = \frac{\ell_m}{\ell_s} = 1$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)} = \frac{\sqrt{0,91 + 2 * 0,91^2(1 + 1 + 1^2) + 1^2 * 0,91^3} - 0,91(1 + 1)}{(1 + 0,91)} = 0,39$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em} \ell_m^2}} = -1 + \sqrt{2(1 + 0,91) + \frac{2 * 310 * (1 + 2 * 0,91) * 12,7^2}{3 * 13,5 * 150^2}} = 1,03$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em} \ell_s^2}} = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0,91)}{0,91} + \frac{2 * 310 * (2 + 0,91) * 12,7^2}{3 * 13,5 * 150^2}} = 1,12$$

$$I_m \rightarrow Z = \frac{D * \ell_m * F_{em}}{R_d} = \frac{12,70 * 150 * 13,5}{4 * K_{\theta}} = \frac{12,70 * 150 * 13,5}{4 * 1,25} = 5143,50 \text{ N}$$

$$I_m \rightarrow Z = \frac{D * \ell_s * F_{es}}{R_d} = \frac{12,70 * 150 * 14,87}{4 * K_{\theta}} = \frac{12,70 * 150 * 14,87}{4 * 1,25} = 5665,47 \text{ N}$$

$$II \rightarrow Z = \frac{k_1 * D * \ell_s * F_{es}}{R_d} = \frac{0,39 * 12,70 * 150 * 14,87}{3,6 * K_{\theta}} = \frac{0,39 * 12,70 * 150 * 14,87}{3,6 * 1,25} = 2455,04 \text{ N}$$

$$III_m \rightarrow Z = \frac{k_2 * D * \ell_m * F_{em}}{(1 + 2 * R_e) R_d} = \frac{1,03 * 12,70 * 150 * 13,5}{\left(1 + 2 * \frac{F_{em}}{F_{es}}\right) * 3,2 * K_{\theta}} = \frac{12,70 * 150 * 13,5}{(1 + 2 * 0,91) * 3,2 * 1,25} = 2348,32 \text{ N}$$

$$III_s \rightarrow Z = \frac{k_3 * D * \ell_s * F_{em}}{(2 + R_e) R_d} = \frac{1,12 * 12,70 * 150 * 13,5}{(2 + 0,91) * 3,2 * K_{\theta}} = \frac{1,12 * 12,70 * 150 * 13,5}{(2 + 0,91) * 3,2 * 1,25} = 2474,54 \text{ N}$$

$$IV \rightarrow Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 * F_{em} * F_{yb}}{3 * (1 + R_e)}} = \frac{12,70^2}{3,2 * K_{\theta}} \sqrt{\frac{2 * 13,5 * 310}{3 * (1 + \frac{F_{em}}{F_{es}})}} = \frac{12,70^2}{3,2 * 1,25} \sqrt{\frac{2 * 13,5 * 310}{3 * (1 + 0,91)}} = 1541,11 \text{ N}$$

El modo de rotura *IV* nos proporciona el menor valor de *Z*, por lo tanto la resistencia lateral de diseño de referencia por cada bulón alcanza **1541,11 N**

#### Factores de ajuste

$C_D = 1$  ya que en la combinacion critica la carga de menor duracion es *L*

$C_M = C_t = 1$  ya que la viga se encuentra en clima interior

$C_{tn} = 1$  ya que el clavado no es oblicuo

$$C_g = \left[ \frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA} m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[ \frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right]$$

$$- n = 2$$

$$- R_{EA} = \frac{E_s * A_s}{E_m * A_m} \text{ ó } \frac{E_m * A_m}{E_s * A_s} = 0,733$$

$$- E_m = E_s = 11600 \text{ MPa}$$

$$- A_m = 150 \text{ mm} * 110 \text{ mm} = 16500 \text{ mm}^2$$

$$- A_s = 150 \text{ mm} * 150 \text{ mm} = 22500 \text{ mm}^2$$

$$- s = 170 \text{ mm}$$

$$- \gamma = 246 D^{1,5} = 246 * 12,70^{1,5} = 11133,73 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$- u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[ \frac{1}{E_m * A_m} + \frac{1}{E_s * A_s} \right] = 1 + 11133,73 * \frac{170}{2} * \left[ \frac{1}{11600 * 16500} + \frac{1}{11600 * 22500} \right] = 1,0086$$

$$- m = u - \sqrt{u^2 - 1} = 0,8774 = 0,88$$

$$C_g = \left[ \frac{0,88 * (1 - 0,88^{2*2})}{2[(1 + 0,733 * 0,88^2)(1 + 0,88) - 1 + 0,88^{2*2}]} \right] \left[ \frac{1 + 0,733}{1 - 0,88} \right] = 1,00040$$

Finalmente tenemos:

$$Z' = Z * C_D * C_M * C_t * C_g * C_{tn} * n \text{ (n° de bulones)}$$

$$Z' = 1541,11 \text{ N} * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 4 = 6,16 \text{ kN}$$

Recordando que se debe verificar que  $z \leq Z'$

$$0,9259 \text{ kN} \leq 6,16 \text{ kN}$$

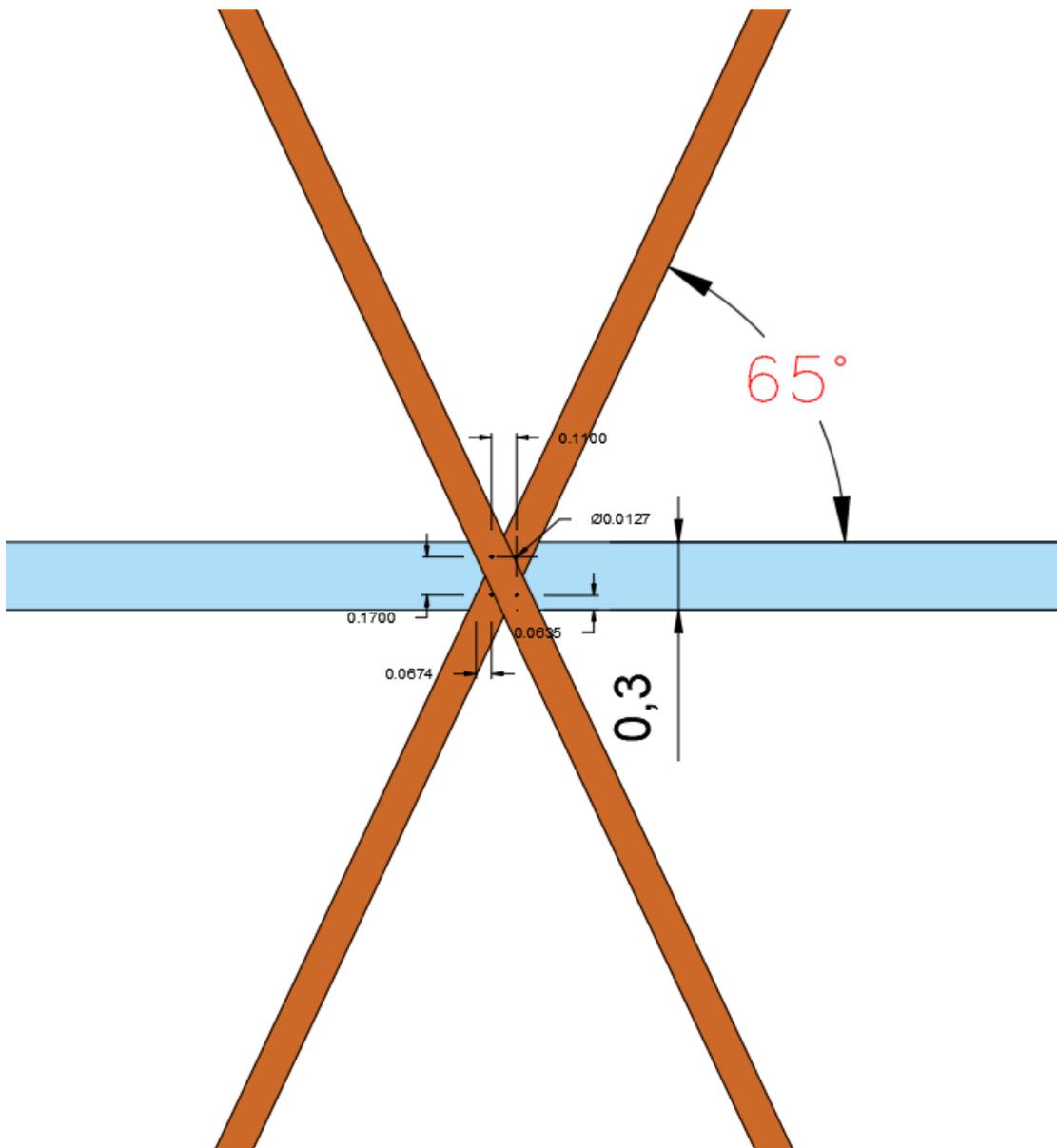


Figura N°1: Verificación de distancias mínimas  $D = 12,7 \text{ mm}$  y  $4 * D = 50,8 \text{ mm}$

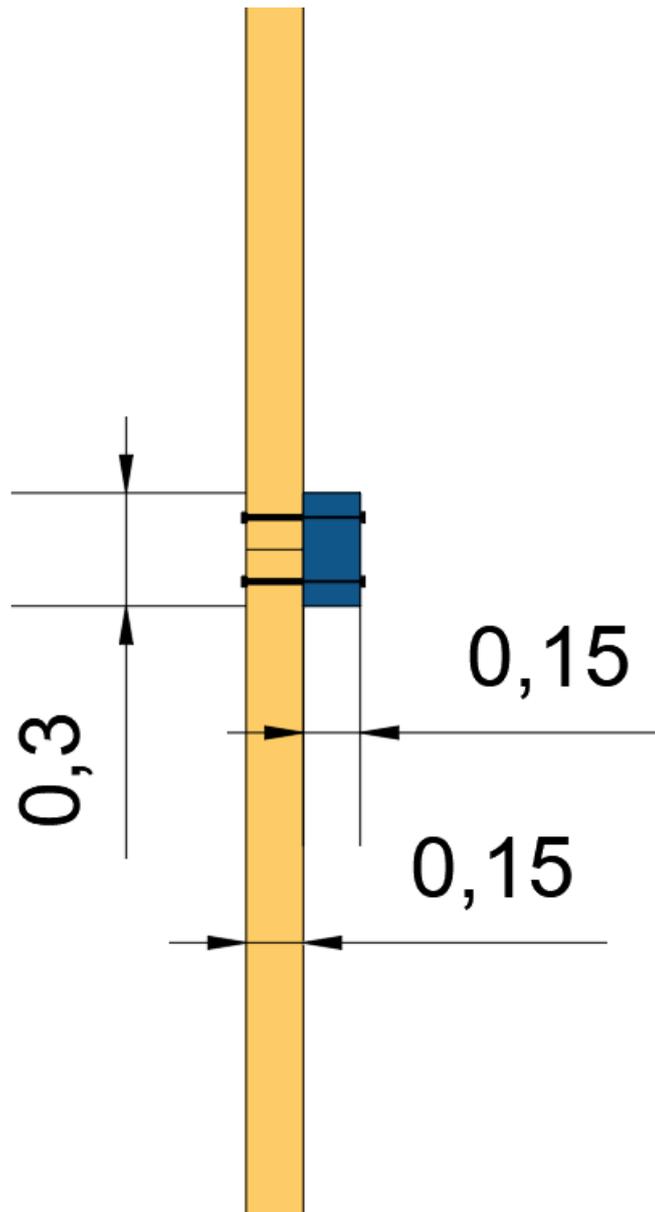


Figura N°2: Corte vertical en la Union abulonada.

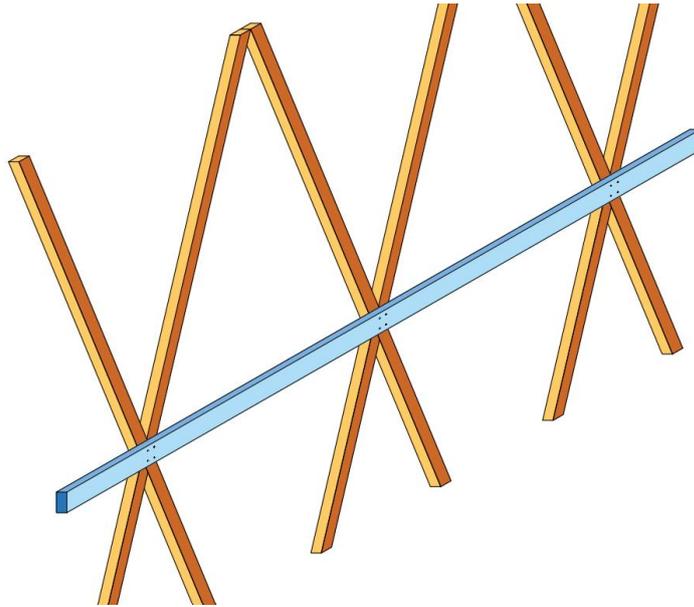


Figura N°3: Vista desde el interior de la unión.

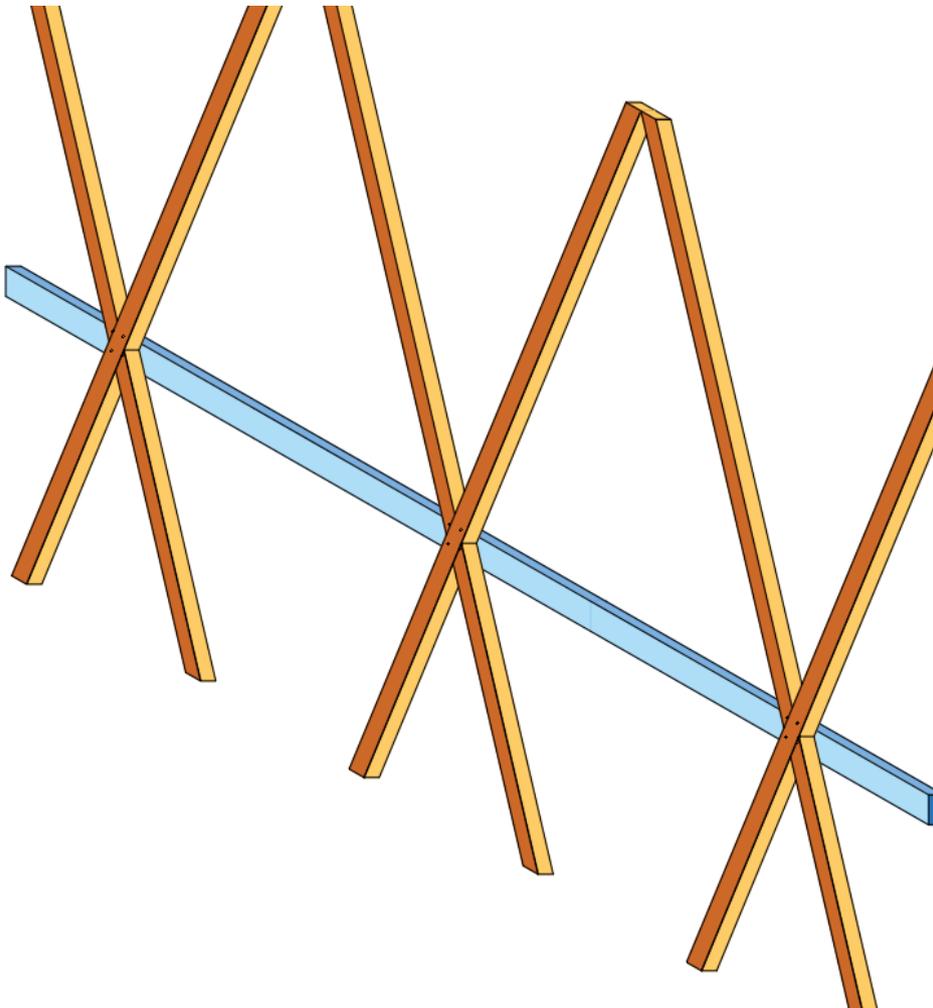


Figura N°4: Vista desde el exterior de la unión.

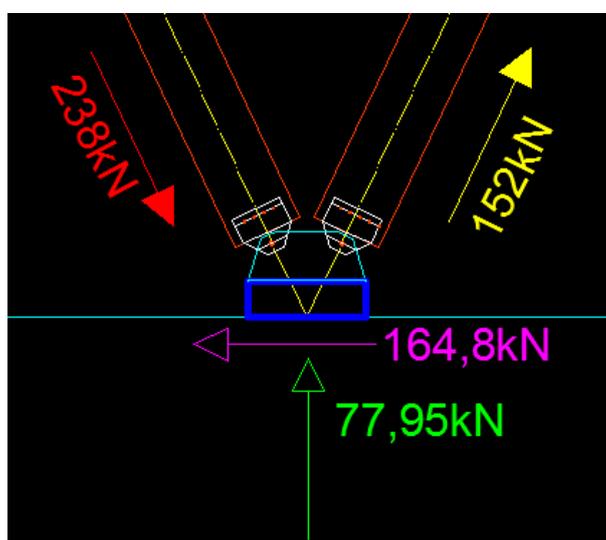
Podemos ver en la figura N°1 que las distancias mínimas de la tabla 8.2-1 se cumplen.

## Unión Diagrid-Viga de Fundación

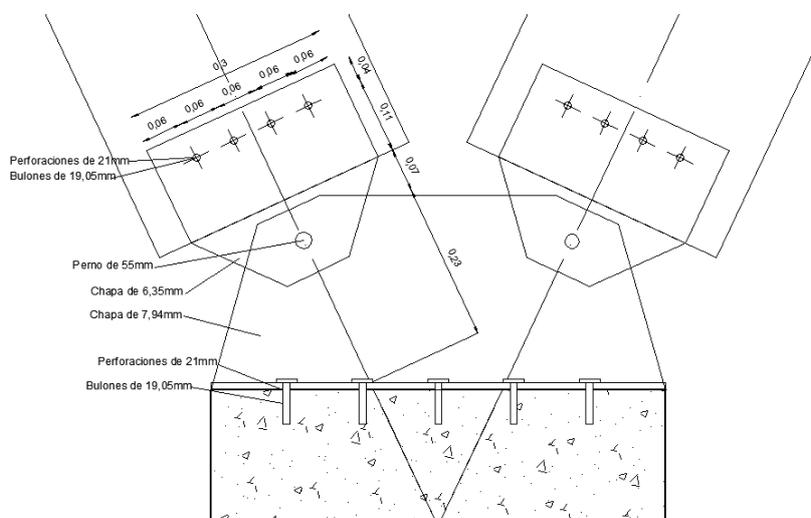
### Dimensionado de Bulones

La unión proyectada entre el extremo inferior del Sistema Diagrid y la Rotula, la que a su vez se encuentra fijada a la fundación de hormigón armado. La columna del sistema diagrid es de madera laminada de Pino Taeda/ Elliotti, grado de resistencia 1 según la norma IRAM 9660-1.

Se ha determinado la combinación crítica de las acciones ( $U3 = 1,2D + 0,25L + Eh$ ). La carga que transmite la columna a la fundación, tiene una componente horizontal de  $R_x = 167000N$  y una componente vertical de  $R_y = 254220N$ , mientras que la columna izquierda transmite un esfuerzo de compresión de 238kN y la columna de la izquierda un esfuerzo de tracción de 152,2 kN como vemos a continuación.



El detalle de la unión se ve a continuación, y concentraremos nuestro análisis en la unión a compresión la cual es más desfavorable, ya que la unión a tracción se resuelve de forma similar.



La conexión conformada por 4 bulones que une el extremo de la columna con la placa auxiliar de acero vinculada a una rotula, debe transmitir una fuerza de corte (no se transmite momento debido a que no existe una componente de la fuerza perpendicular al eje de la columna ya que este se encuentra únicamente sometida a compresión). Por lo que la fuerza que debe soportar cada bulón y que es paralela a las fibras de la columna es:

$$Z_{//max} = \frac{238000N}{4} = 59500N$$

Debido a que no hay un componente de la carga en dirección perpendicular a las fibras, tomamos el valor  $Z_{//max}$  como el valor  $Z_{res}$

Según el artículo 8.2.1 se debe verificar:

$$z_{res} \leq Z'_{\theta}$$

De acuerdo con el artículo S.4.1.1. la resistencia al aplastamiento de referencia,  $F_{e\theta}$ , puede obtenerse de la siguiente manera:

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e//} F_{e\perp}}{F_{e//} \sin^2 \theta + F_{e\perp} \cos^2 \theta} \quad (\text{Exp. S.4.1.1-1})$$

siendo:

$F_{e//}$  resistencia al aplastamiento de referencia en dirección paralela a las fibras.  
 $F_{e\perp}$  resistencia al aplastamiento de referencia en dirección perpendicular a las fibras.

la cual tiene la siguiente expresión equivalente:

$$Z'_{\theta} = \frac{Z'_{//} Z'_{\perp}}{Z'_{//} \sin^2 \theta + Z'_{\perp} \cos^2 \theta}$$

donde  $Z'_{\theta}$  es la resistencia lateral de diseño ajustada para un ángulo  $\theta$  de inclinación respecto de la dirección de las fibras.  $Z'_{//}$  y  $Z'_{\perp}$  son los valores de la resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela y perpendicular a las fibras, respectivamente.

$$Z'_{//} = Z_{//} * CD * CM * Ct * Cg * Ctn \quad (\text{Tabla 8.2.1.2 - 1})$$

**Tabla 8.2.1.2-1. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga lateral**

| Resistencia lateral | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |          |
|---------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| $Z' = Z$            | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_g$ | $C_{tn}$ |

Tenemos que:

$$D = 19,05mm$$

$$lm = 200mm(\text{ancho columna}); ls = 6,35mm(\text{ancho chapa})$$

$$G = 0,39 (\text{Tabla S. 4.1.1 – 2 – Conformado por Tablas de pino Taeda y Elliotti})$$

$$F_{em//} = 30,1 \frac{N}{mm^2} (\text{Tabla S. 4.1.1 – 1 para } G = 0,39 \text{ y } D = 19,05mm)$$

$$F_{es} = 600 \frac{N}{mm^2} (\text{Tabla S. 4.1.1 – 4, ya que la chapa es de acero } F - 24)$$

$$F_{yb} = 310 \frac{N}{mm^2} (\text{Tabla S. 4.1.1 – 3})$$

Tabla S.4.1.1-2

| Especie <sup>(1)(2)(3)</sup>   | Clase de resistencia | G <sup>(4)</sup> |
|--|----------------------|------------------|
| Tablas de pino Paraná ( <i>Araucaria angustifolia</i> ) IRAM 9662-1 (2015)<br>(ver S.1.1.1 y Tabla S.1.1.1-1)  | 1                    | 0,43             |
|  | 2                    | 0,37             |
| Madera aserrada de pino Paraná ( <i>Araucaria angustifolia</i> ) clasificada conforme al método que se incluye en el Apéndice 1 del Suplemento 1 (ver S.1.1.1 y Tabla S.1.1.1-3) | 1                    | 0,41             |
|  | 2                    | 0,36             |
|  | 3                    | 0,36             |
| Tablas de eucalipto grandis ( <i>Eucalyptus grandis</i> ) IRAM 9662-2 (2015) (ver S.1.1.2 y Tabla S.1.1.2-1)   | 1                    | 0,40             |
|  | 2                    | 0,40             |
| Madera aserrada de <i>Eucalyptus grandis</i> clasificada conforme al método adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2015) (ver S.1.1.2 y Tabla S.1.1.2-3)                             | 1                    | 0,40             |
|  | 2                    | 0,40             |
|  | 3                    | 0,40             |
| Tablas de pino taeda y elliotti ( <i>Pinus taeda</i> y <i>elliottii</i> ) IRAM 9662-3 (2015) (ver S.1.1.3 y Tabla S.1.1.3-1)   | 1                    | 0,39             |
|  | 2                    | 0,36             |
| Madera aserrada de pino taeda y elliotti clasificada conforme a la norma IRAM 9670 (2002) (ver S.1.1.3 y Tabla S.1.1.3-3)  | 1                    | 0,39             |
|  | 2                    | 0,36             |
| Madera aserrada de álamo clasificada conforme a la norma IRAM 9662-4 (2015) (ver S.1.1.4 y Tabla S.1.1.4-1)  | 1                    | 0,37             |
|  | 2                    | 0,37             |

Tabla S.4.1.1-1

| G    | F <sub>e</sub> |        | F <sub>eL</sub> |        |        |         |         |         |         |         |         |
|------|----------------|--------|-----------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|      | D<6,35         | D≥6,35 | D=6,35          | D=7,94 | D=9,53 | D=11,11 | D=12,70 | D=15,88 | D=19,05 | D=22,23 | D=25,40 |
| 0,40 | 21,2           | 30,9   | 22,3            | 19,9   | 18,2   | 16,8    | 15,8    | 14,1    | 12,9    | 11,9    | 11,1    |
| 0,39 | 20,2           | 30,1   | 21,5            | 19,2   | 17,5   | 16,2    | 15,2    | 13,6    | 12,4    | 11,5    | 10,7    |
| 0,38 | 19,3           | 29,3   | 20,7            | 18,5   | 16,9   | 15,6    | 14,6    | 13,1    | 11,9    | 11,1    | 10,3    |

Tabla S.4.1.1-4. Tensión de aplastamiento,  $F_a$  (N / mm<sup>2</sup>), y módulo de elasticidad, E, de placas de acero que actúan como elementos laterales auxiliares de las uniones

| Tipo y características del elemento | $F_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | E (N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------|----------------------------|------------------------|
| Placa de acero tipo F-24            | 600                        | 200000                 |

Tabla S.4.1.1-3. Tensión de fluencia en flexión,  $F_{yb}$ , para elementos de fijación de tipo clavija construidos con acero tipo F-24

| Tipo y características del elemento       | $F_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> ) |
|---|-------------------------------|
| Bulones y tirafondos con $D \geq 9,5$ mm, | 310                           |
| Clavos, tornillos y tirafondos con:       |                               |
| 2,5 mm $\leq D \leq 3,6$ mm               | 690                           |
| 3,6 mm $< D \leq 4,5$ mm                  | 620                           |
| 4,5 mm $< D \leq 6,0$ mm                  | 550                           |
| 6,0 mm $< D \leq 6,9$ mm                  | 480                           |
| 6,9 mm $< D \leq 8,7$ mm                  | 410                           |
| 8,7 mm $< D \leq 9,5$ mm                  | 310                           |

El Valor de Z// debe ser el menor de los valores obtenidos de las expresiones siguientes:

Tabla 8.2.1.1-1. Expresiones correspondientes a los modos de rotura en uniones para un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral

| Modo de rotura   | Una sección de corte   | Dos secciones de corte  | Expresiones |
|------------------|--|---|-------------|
| I <sub>m</sub>   | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                              | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                               | (8.2.1.1-1) |
| I <sub>s</sub>   | $Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | $Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | (8.2.1.1-2) |
| II               | $Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$                          |   | (8.2.1.1-3) |
| III <sub>m</sub> | $Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$               |   | (8.2.1.1-4) |
| III <sub>s</sub> | $Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | $Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | (8.2.1.1-5) |
| IV               | $Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | $Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | (8.2.1.1-6) |

El valor de  $Z_{//}$  debe ser el menor de los valores obtenidos de las expresiones siguientes:

$$Z_{//} = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d} = 28670N \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-1})$$

$$Z_{//} = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d} = 36290N \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-2})$$

$$Z_{//} = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d} = 11389N \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-5})$$

$$Z_{//} = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}} = 17457N \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-6})$$

Donde:

$D$  el diámetro nominal del elemento de fijación cuando éste no es roscado o cuando la zona roscada está suficientemente lejos de las secciones de corte (ver la Figura 8.2.1.1-1.). En caso contrario se debe tomar el diámetro del núcleo del elemento,  $D_r$ , en lugar de  $D$ .

$F_{em}$  la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal (ver el Suplemento 4)

$F_{es}$  la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral (ver el Suplemento 4)

$F_{yb}$  la tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación (ver el Suplemento 4)

$\ell_m$  la longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

$\ell_s$  la longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

$R_d$  el coeficiente de reducción (ver la Tabla 8.2.1.1.-2)

$R_e = F_{em} / F_{es}$

$R_t = \ell_m / \ell_s$

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}\ell_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}\ell_s^2}}$$

Por lo que  $Z_{//}=11389N$

CD=1,6 (Ya que la carga de menor duración es la del viento)

CM=0,4 (ambiente húmedo)

Ct=1

Ctn=1 (No se realiza unión con clavado oblicuo)

$C_g = 1$  (La resistencia lateral  $Z_{//}$  se ejerce perpendicularmente a la línea recta que une los baricentros de los bulones)

Finalmente tenemos que:

$$Z'_{//} = Z_{//} * C_D * C_M * C_t * C_g * C_{tn} = 11389N * 1,6 * 0,4 * 1 * 1 * 1 = 7289N$$

$$Z_{//} = 7289N$$

El siguiente paso, sería calcular  $Z_{\perp}$ , pero, debido a que la carga solo actúa de forma paralela a las fibras,  $\theta = 0$  por lo que no es necesario calcular  $Z_{\perp}$  ya que se simplifica de la formula como vemos a continuación.

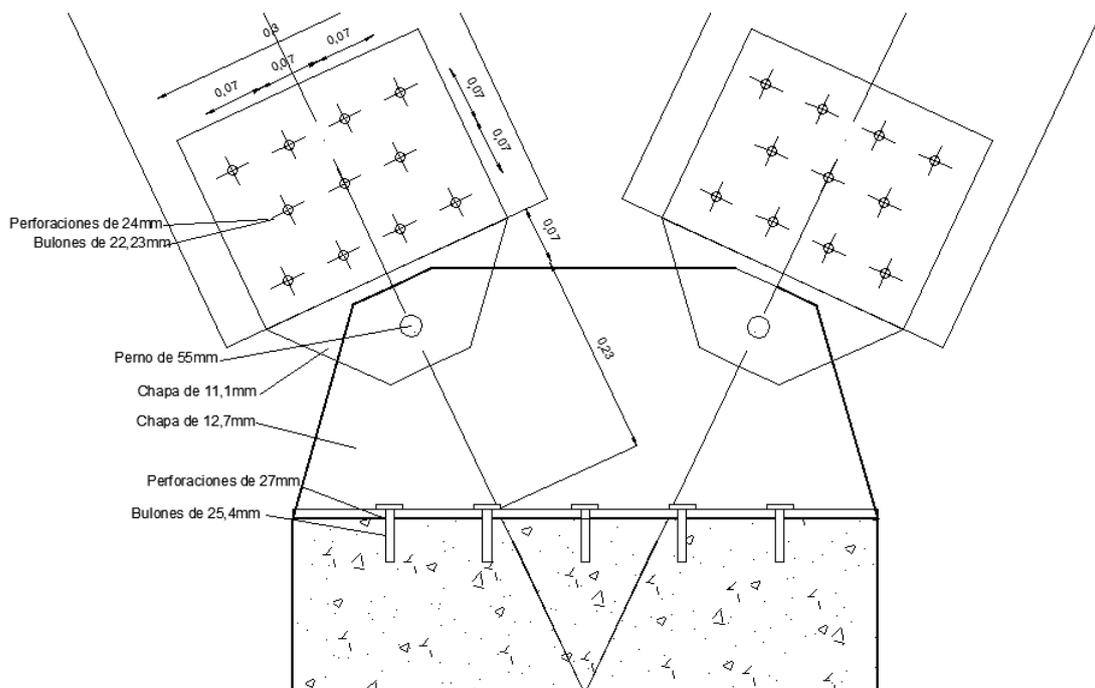
$$Z'_{\theta} = \frac{Z'_{//} * Z'_{\perp}}{Z'_{//} \sin^2 \theta + Z'_{\perp} \cos^2 \theta}$$

$$Z'_{\theta} = \frac{Z'_{//} * Z'_{\perp}}{Z'_{//} \sin^2(0) + Z'_{\perp} \cos^2(0)} = \frac{Z'_{//} * Z'_{\perp}}{0 + Z'_{\perp}} = Z'_{//}$$

Por lo que

$$Z_{//max} = 59500N > Z'_{\theta} = 7289N \quad \text{NO VERIFICA}$$

**Redimensionamos- Proponemos la siguiente unión.**



Procedemos a dimensionar como en el caso anterior:

$$Z_{//max} = \frac{238000N}{12} = 19833N$$

Debido a que no hay un componente de la carga en dirección perpendicular a las fibras, tomamos el valor  $Z_{//max}$  como el valor  $Z_{res}$

Según el artículo 8.2.1 se debe verificar:

$$z_{res} \leq Z'_{\theta}$$

$$Z'_{//} = Z_{//} * C_D * C_M * C_t * C_g * C_{tn} \text{ (Tabla 8.2.1.2 - 1)}$$

**Tabla 8.2.1.2-1. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga lateral**

| Resistencia lateral | Factores de ajuste aplicables |       |       |       |       |          |
|---------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| $Z' = Z$            | X                             | $C_D$ | $C_M$ | $C_t$ | $C_g$ | $C_{tn}$ |

Tenemos que:

$$D = 22,23mm$$

$$lm = 200mm(\text{ancho columna}); ls = 11,1mm(\text{ancho chapa})$$

$$G = 0,39 \text{ (Tabla S. 4.1.1 - 2 - Conformado por Tablas de pino Taeda y Elliotti)}$$

$$F_{em//} = 30,1 \frac{N}{mm^2} \text{ (Tabla S. 4.1.1 - 1 para } G = 0,39 \text{ y } D = 19,05mm)$$

$$F_{es} = 600 \frac{N}{mm^2} \text{ (Tabla S. 4.1.1 - 4, ya que la chapa es de acero F - 24)}$$

$$F_{yb} = 310 \frac{N}{mm^2} \text{ (Tabla S. 4.1.1 - 3)}$$

El Valor de  $Z_{//}$  debe ser el menor de los valores obtenidos de las expresiones siguientes:

Tabla 8.2.1.1-1. Expresiones correspondientes a los modos de rotura en uniones para un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral

| Modo de rotura   | Una sección de corte   | Dos secciones de corte  | Expresiones |
|------------------|--|---|-------------|
| I <sub>m</sub>   | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                              | $Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$                               | (8.2.1.1-1) |
| I <sub>s</sub>   | $Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | $Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d}$                              | (8.2.1.1-2) |
| II               | $Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$                          |   | (8.2.1.1-3) |
| III <sub>m</sub> | $Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$               |   | (8.2.1.1-4) |
| III <sub>s</sub> | $Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | $Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$                | (8.2.1.1-5) |
| IV               | $Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | $Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ | (8.2.1.1-6) |

$$Z_{//} = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d} = 33456N \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-1})$$

$$Z_{//} = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d} = 74025N \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-2})$$

$$Z_{//} = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d} = 169817N \quad 8.2.1.1-5)$$

$$Z_{//} = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}} = 23771N (\text{Exp. 8.2.1.1-6})$$

Por lo que  $Z_{//}=23771N$

CD=1,6 (Ya que la carga de menor duración es la del viento)

CM=0,7 (ambiente húmedo)

Ct=1

Ctn=1 (No se realiza unión con clavado oblicuo)

El valor de Cg ahora cambia debido que tenemos que considerar la participación en grupo con la siguiente formula.

$$C_g = \left[ \frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA} m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[ \frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right]$$

$n$  el número de elementos de fijación en una fila <sup>(1)</sup>.

$R_{EA}$  el menor valor entre  $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$  ó  $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$ .

$E_m$  el módulo de elasticidad del miembro principal.

$E_s$  el módulo de elasticidad del miembro lateral.

$A_m$  el área bruta de la sección transversal del miembro principal <sup>(2)</sup>.

$A_s$  la suma de las áreas brutas de las secciones transversales de los miembros laterales <sup>(2)</sup>.

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1}.$$

$$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[ \frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right].$$

$s$  la distancia entre centros de dos elementos consecutivos en una fila.

$\gamma$  el módulo de deslizamiento, igual a **246**  $D^{1,5}$  (N / mm) para uniones con piezas laterales de madera y a **369**  $D^{1,5}$  (N / mm) para uniones con piezas laterales de acero, expresando siempre  $D$  en mm.

También se debe tener en cuenta que, para la elección del valor  $n$ :

Cuando los elementos de fijación están colocados en tresbolillo y la distancia entre filas adyacentes es menor a un cuarto de la distancia entre dos elementos ubicados en filas adyacentes, ambas filas adyacentes deben ser consideradas como una única fila. Cuando la unión contiene un número par de filas, este criterio es aplicable a cada par de filas. Cuando la unión contiene un número impar de filas, se debe aplicar el criterio más conservador dentro de los posibles (ver la Figura 8.2.1.2-1.).

Al no ser nuestro caso: Tomamos como  $n=4$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_m = 4700 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 11,1\text{mm} * 230\text{mm} = 2553\text{mm}^2$$

$$E_m = 200\text{mm} * 400\text{mm} = 80000\text{mm}^2$$

$$REA1 = \frac{ES * AS}{EM * AM} = 1,35$$

$$REA2 = \frac{EM * AM}{ES * AS} = 0,73 \text{ Adoptamos este valor por ser el menor}$$

$$\gamma = 369 * 22,23^{1,5} = 38675,5 \frac{N}{mm} \text{ (Por ser pieza lateral de acero)}$$

$$s = 70mm$$

Por lo que:

$$u = 1,006$$

$$m = 0,89$$

Y Finalmente:

$$Cg = 0,81$$

Finalmente tenemos que:

$$Z'_{//} = Z_{//} * CD * CM * Ct * Cg * Ctn = 23771N * 1,6 * 0,7 * 1 * 1 * 0,81 =$$

$$\boxed{21298N}$$

$$Z_{//} = 21298N$$

El siguiente paso, seria calcular  $Z_{\perp}$ , pero, debido a que la carga solo actúa de forma paralela a las fibras,  $\theta = 0$  por lo que no es necesario calcular  $Z_{\perp}$  ya que se simplifica de la formula como vemos a continuación.

$$Z'_{\theta} = \frac{Z'_{//} Z'_{\perp}}{Z'_{//} \sin^2 \theta + Z'_{\perp} \cos^2 \theta}$$

$$Z'_{\theta} = \frac{Z'_{//} * Z'_{\perp}}{Z'_{//} \sin^2(0) + Z'_{\perp} * \cos^2(0)} = \frac{Z'_{//} * Z'_{\perp}}{0 + Z'_{\perp}} = Z'_{//}$$

Por lo que

$$Z_{//,max} = 19833N < Z'_{\theta} = 21298N \quad \text{VERIFICA LO REQUERIDO}$$

## Dimensionamiento de la Rotula

Para esta unión trabajaremos con bulones A325 con la rosca excluida. Por lo que de la tabla J.3.2 obtenemos:

| Descripción de los bulones   | Resistencia a la tracción    |                                  | Resistencia al corte en uniones del tipo aplastamiento |                                  |
|--|------------------------------|----------------------------------|--|----------------------------------|
|  | Factor de resistencia $\phi$ | Resistencia nominal, $F_t$ (MPa) | Factor de resistencia $\phi$                           | Resistencia nominal, $F_v$ (MPa) |
| Bulones comunes<br>Tipos A307, ISO 4.6   | 0,75                         | 260 (a)                          | 0,75   | 140 (b,e)                        |
| Bulones A325, A325M ó ISO 8.8 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte                                    |                              | 620 (d)                          |  | 330 (e)                          |
| Bulones A325, A325M ó ISO 8.8 con la rosca excluida de los planos de corte   |                              | 620 (d)                          |  | 415 (e)                          |
| Bulones A490, A490M ó ISO 10.9 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte                                   |                              | 778 (d)                          |  | 414 (e)                          |
| Bulones A490, A490M ó ISO 10.9 con la rosca excluida de los planos de corte  |                              | 778 (d)                          |  | 517 (e)                          |
| Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3, y la rosca no está excluida de los planos de corte |                              | 0,75 $F_u$ (a,c)                 |  | 0,40 $F_u$                       |
| Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3, y la rosca está excluida de los planos de corte    |                              | 0,75 $F_u$ (a,c)                 |  | 0,50 $F_u$ (a,c)                 |

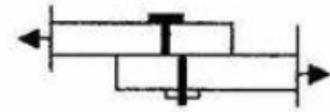
- Resistencia nominal a tracción: 630MPa
- Resistencia Nominal a Corte: 415MPa
- Factor de Resistencia  $\phi = 0,75$

Debido a la disposición de los bulones con respecto a la carga, estos trabajaran a corte, por lo que estamos frente a un caso de UNIONES ABULONADAS TIPO APLASTAMIENTO

Dimensionaremos el bulón con la resistencia de Diseño al corte del mismo siguiendo la siguiente formula

## RESISTENCIA A CORTE DE LOS BULONES

$$RD4_1 = \phi \cdot Rn = 0,75 \cdot m \cdot n \cdot Fv \cdot Ab \cdot 10^{-1}$$



(a)

Donde:

$Fv$  se obtiene de la Tabla J.3-2) en [Mpa]

$Ab$  es el área del bulón =  $\pi \cdot d^2/4$  en [ $cm^2$ ]

$m$  es el número de planos de corte

$n$  es el número de bulones

$10^{-1}$  es un factor para compatibilizar unidades

Diseñaremos la articulación con un bulón, además, como la unión es directamente entre dos chapas tendremos solo 1 plano de corte, por lo cual si despejamos el valor del área del bulón tenemos:

$$Ab = \frac{RR}{\phi \cdot m \cdot n \cdot Fv \cdot 10^{-1}} = \frac{238kN}{0,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 415MPa \cdot 10^{-1}}$$

$$Ab = 7,65cm^2 \rightarrow Ab = \frac{\pi \cdot db^2}{4} \rightarrow db = 3,12cm$$

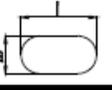
Del catalogo elegimos:

**Tabla F.2.10.3-1**  
**Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, kilonewtons\***  
**Pernos con diámetro en pulgadas**

| Tamaño del perno<br>mm (pulgadas) | Grupo A<br>Pernos ASTM A325,<br>ASTM F1852 | Grupo B<br>Pernos ASTM A490,<br>ASTM F2280 |
|-----------------------------------|--|--|
| 12.7 (1/2")                       | 53   | 67   |
| 15.9 (5/8")                       | 84   | 107  |
| 19.1 (3/4")                       | 125  | 156  |
| 22.2 (7/8")                       | 173  | 218  |
| 25.4 (1")                         | 227  | 285  |
| 28.6 (1 1/8")                     | 249  | 356  |
| 31.8 (1 1/4")                     | 316  | 454  |
| 34.9 (1 3/8")                     | 378  | 538  |
| 38.1 (1 1/2")                     | 458  | 658  |

Bulones de 1 3/8"=3,5cm

Diámetro de agujero=d+3=3,8m (Agujeros normales)

| Diámetro de los<br>bulones.<br>(mm) | Dimensiones de los agujeros (mm)  |   |   |  |
|-------------------------------------|---|---|---|--|
|                                     | Normales<br>(diámetro)  | Holgados<br>(diámetro)  | Ovalado cortos<br>(ancho x largo)   | Ovalados<br>largos<br>(ancho x largo)  |
|                                     |  |  |  |  |
| 6                                   | 8   | 9   | -   | -  |
| 7                                   | 9   | 10  | -   | -  |
| 8                                   | 10  | 11  | -   | -  |
| 10                                  | 12  | 13  | -   | -  |
| 12                                  | 14  | 16  | 14 x 18   | 14 x 30  |
| 14                                  | 16  | 18  | 16 x 20   | 16 x 35  |
| 16                                  | 18  | 20  | 18 x 22   | 18 x 40  |
| 20                                  | 22  | 24  | 22 x 26   | 22 x 50  |
| 22                                  | 24  | 28  | 24 x 30   | 24 x 55  |
| 24                                  | 27  | 30  | 27 x 32   | 27 x 60  |
| 27                                  | 30  | 35  | 30 x 37   | 30 x 67  |
| >28                                 | d+3   | d+8   | (d+3) x (d+10)  | (d+3)x(2,5 xd)   |
| Diámetro en<br>pulgadas             | Dimensiones de los agujeros en pulgadas   |   |   |  |
| 3/4                                 | 5/16  | 3/8   | -   | -  |
| 5/16                                | 3/8   | 7/16  | -   | -  |
| 3/8                                 | 7/16  | 1/2   | -   | -  |
| 7/16                                | 1/2   | 9/16  | -   | -  |
| 1/2                                 | 9/16  | 5/8   | 9/16 x 11/16  | 9/16 x 1 1/4   |
| 5/8                                 | 11/16   | 13/16   | 11/16 x 7/8   | 11/16 x 1 9/16   |
| 3/4                                 | 13/16   | 15/16   | 13/16 x 1   | 13/16 x 1 7/8  |
| 7/8                                 | 15/16   | 1 1/16  | 15/16 x 1 1/8   | 15/16 x 2 3/16   |
| 1                                   | 1 1/16  | 1 1/4   | 1 1/16 x 1 5/16   | 1 1/16 x 2 1/2   |
| ≥1 1/8                              | d+1/16  | d+5/16  | (d+1/16)x(d+3/8)  | (d+1/16)x(2,5xd)   |

### Separaciones

Ahora el código en la sección J.3.4 nos dice que:

La distancia  $d_b$  desde el centro de un agujero normal a un borde de un elemento unido será mayor o igual que el valor aplicable indicado en la Tabla J.3.4 o mayor o igual que la requerida en la Sección J.3.10 (ver la Figura J.3.1). La distancia desde el centro de un agujero holgado a un borde de un elemento unido será mayor o igual que la requerida para un agujero normal a un borde, más el incremento  $C_2$  de la Tabla J.3.6. Para los requerimientos de resistencia al aplastamiento se cumplirá lo especificado en la Sección J.3.10.

Tabla J.3.4. Distancia mínima al borde, (a) (mm) (Centro del agujero normal (b) al borde de la parte conectada)

| Diámetro nominal del bulón o remache (mm) | A bordes cizallados, matrizados o punzonados | A bordes de chapas, perfiles o barras laminadas, o a bordes cortados a soplete (c) |
|---|--|--|
| ISO - A325/A490                           |  |  |
| 6 6,35 (1/4")                             | 12   | 10   |
| 7   | 14   | 11   |
| 8 7,96 (5/16")                            | 15   | 12   |
| 10 9,52 (3/8")                            | 18   | 14   |
| 12 11,11 (7/16")                          | 22   | 16   |
| 14 12,7 (1/2")                            | 25   | 18   |
| 16 15,9 (5/8")                            | 28   | 22   |
| 20 19,05 (3/4")                           | 34   | 26   |
| 22 22,22 (7/8")                           | 38 (d)                                       | 28   |
| 24 25,4 (1")                              | 42 (d)                                       | 30   |
| 27  | 48   | 34   |
| 30 28,58(1 1/8")                          | 52   | 38   |
| > 30 > 28,58(>1 1/8")                     | 1,75 x diámetro                              | 1,25 x diámetro  |

(a) Se permite utilizar una distancia al borde menor siempre que se satisfagan las expresiones de la Sección J.3.10.  
 (b) Para agujeros holgados u ovalados, ver la Tabla J.3.6.  
 (c) Se permite reducir todas las distancias de esta columna en 3 mm cuando el agujero esté en un punto en donde la tensión no excede de 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.  
 (d) Se permite que la distancia sea 32 mm en el extremo de los ángulos de unión de vigas y chapas extremas de corte.

Por lo tanto:

$$S_{b. \min} = 1,75 * 3,5\text{cm} = 6,15\text{cm}$$

Para la separación máxima al borde de la chapa el reglamento nos dice que:

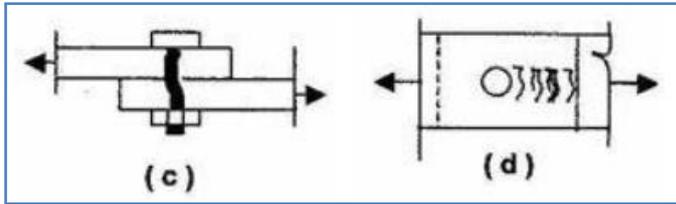
La **distancia máxima** desde el centro de cualquier remache o bulón al borde más próximo de las partes en contacto, será igual que **12** veces el espesor de la parte unida en consideración, pero no excederá de **150 mm**.

$$S. \max = 12 * 11,1\text{mm} = 133,2\text{mm} = 13,2\text{cm}$$

Adoptamos una separación al borde de la chapa de

$$S_{\text{adoptado}} = 8\text{cm} = 80\text{mm}$$

- Verificación del Aplastamiento del Bulón o de la chapa



Supondremos que la deformación alrededor de los agujeros no es una consideración del proyecto, por lo que se debe verificar que:

2. Cuando la deformación alrededor de los agujeros no es una consideración de proyecto

$$R_n = 1,5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1} \leq 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1}$$

Donde:

**L<sub>c</sub>**: distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o el borde del material [cm]

**d**: diámetro del bulón [cm]

**F<sub>u</sub>**: resistencia de rotura por tracción de la chapa [MPa]

**t**: espesor de la parte unida que sea crítico. Cuando existe más de una chapa aplastada en el mismo sentido, deberán sumarse los espesores y adoptar el menor valor. [cm]

$$RD1 = 1,5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1} = 1,5 \cdot \left(8\text{cm} - \frac{3,5\text{cm}}{2}\right) \cdot 1,11\text{cm} \cdot 370\text{MPa} \cdot 10^{-1} = 385\text{kN}$$

$$RD2 = 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1} = 3 \cdot 3,5\text{cm} \cdot 1,11\text{cm} \cdot 370\text{MPa} \cdot 10^{-1} = 431,25\text{kN}$$

De las ecuaciones anteriores, tomamos la de menos valor (RD1), y la comparamos con la resistencia nominal que el bulón, que en nuestro caso al ser dos bulones:

$$238\text{kN} < RD2 \cdot 0,75 = 288\text{kN} \rightarrow \text{VERIFICA APLASTAMIENTO}$$

### Dimensionamiento de los bulones de la Base

### Dimensionamiento de la Rotula

Para esta unión trabajaremos con bulones A325 con la rosca excluida. Por lo que de la tabla J.3.2 obtenemos:

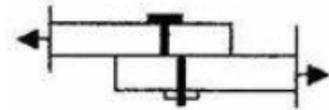
| Descripción de los bulones   | Resistencia a la tracción    |                                  | Resistencia al corte en uniones del tipo aplastamiento |                                  |
|--|------------------------------|----------------------------------|--|----------------------------------|
|  | Factor de resistencia $\phi$ | Resistencia nominal, $F_t$ (MPa) | Factor de resistencia $\phi$                           | Resistencia nominal, $F_v$ (MPa) |
| Bulones comunes<br>Tipos A307, ISO 4.6   |                              | 260 (a)                          |  | 140 (b,e)                        |
| Bulones A325, A325M<br>ó ISO 8.8 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte                                 |                              | 620 (d)                          |  | 330 (e)                          |
| Bulones A325, A325M<br>ó ISO 8.8 con la rosca excluida de los planos de corte  |                              | 620 (d)                          |  | 415 (e)                          |
| Bulones A490, A490M<br>ó ISO 10.9 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte                                |                              | 778 (d)                          |  | 414 (e)                          |
| Bulones A490, A490M<br>ó ISO 10.9 con la rosca excluida de los planos de corte   | 0,75                         | 778 (d)                          | 0,75   | 517 (e)                          |
| Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3, y la rosca no está excluida de los planos de corte |                              | 0,75 $F_u$ (a,c)                 |  | 0,40 $F_u$                       |
| Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3, y la rosca está excluida de los planos de corte    |                              | 0,75 $F_u$ (a,c)                 |  | 0,50 $F_u$ (a,c)                 |

- Resistencia nominal a tracción: 630MPa
- Resistencia Nominal a Corte: 415MPa
- Factor de Resistencia  $\phi = 0,75$

Debido a la disposición de los bulones con respecto a la carga, estos trabajaran a corte, por lo que estamos frente a un caso de UNIONES ABULONADAS TIPO APLASTAMIENTO

Dimensionaremos el bulón con la resistencia de Diseño al corte del mismo siguiendo la siguiente formula

## RESISTENCIA A CORTE DE LOS BULONES



(a)

$$RD4_1 = \phi \cdot Rn = 0,75 \cdot m \cdot n \cdot Fv \cdot Ab \cdot 10^{-1}$$

Donde:

$Fv$  se obtiene de la Tabla J.3-2) en [Mpa]

$Ab$  es el área del bulón =  $\pi \cdot d^2/4$  en [ $cm^2$ ]

$m$  es el número de planos de corte

$n$  es el número de bulones

$10^{-1}$  es un factor para compatibilizar unidades

Diseñaremos la articulación con un bulón, además, como la unión es directamente entre dos chapas tendremos solo 1 plano de corte, por lo cual si despejamos el valor del área del bulón tenemos:

$$Ab = \frac{RR}{\phi \cdot m \cdot n \cdot Fv \cdot 10^{-1}} = \frac{164,8kN}{0,75 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 415MPa \cdot 10^{-1}}$$

$$Ab = 1,05cm^2 \rightarrow Ab = \frac{\pi \cdot db^2}{4} \rightarrow db = 1,16cm$$

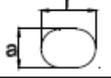
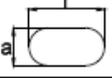
Del catalogo elegimos:

**Tabla F.2.10.3-1**  
Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, kilonewtons\*  
Pernos con diámetro en pulgadas

| Tamaño del perno<br>mm (pulgadas) | Grupo A<br>Pernos ASTM A325,<br>ASTM F1852 | Grupo B<br>Pernos ASTM A490,<br>ASTM F2280 |
|-----------------------------------|--|--|
| 12.7 (1/2")                       | 53   | 67   |
| 15.9 (5/8")                       | 84   | 107  |
| 19.1 (3/4")                       | 125  | 156  |
| 22.2 (7/8")                       | 173  | 218  |
| 25.4 (1")                         | 227  | 285  |
| 28.6 (1 1/8")                     | 249  | 356  |
| 31.8 (1 1/4")                     | 316  | 454  |
| 34.9 (1 3/8")                     | 378  | 538  |
| 38.1 (1 1/2")                     | 458  | 658  |

Bulones de 5/8"=1,59cm

Diámetro de agujero=1,8cm (Agujeros normales)

| Diámetro de los bulones.<br>(mm) | Dimensiones de los agujeros (mm)  |   |   |  |
|----------------------------------|---|---|---|--|
|                                  | Normales<br>(diámetro)  | Holgados<br>(diámetro)  | Ovalado cortos<br>(ancho x largo)   | Ovalados<br>largos<br>(ancho x largo)  |
|                                  |  |  |  |  |
| 6                                | 8   | 9   | -   | -  |
| 7                                | 9   | 10  | -   | -  |
| 8                                | 10  | 11  | -   | -  |
| 10                               | 12  | 13  | -   | -  |
| 12                               | 14  | 16  | 14 x 18   | 14 x 30  |
| 14                               | 16  | 18  | 16 x 20   | 16 x 35  |
| 16                               | 18  | 20  | 18 x 22   | 18 x 40  |
| 20                               | 22  | 24  | 22 x 26   | 22 x 50  |
| 22                               | 24  | 28  | 24 x 30   | 24 x 55  |
| 24                               | 27  | 30  | 27 x 32   | 27 x 60  |
| 27                               | 30  | 35  | 30 x 37   | 30 x 67  |
| >28                              | d+3   | d+8   | (d+3) x (d+10)  | (d+3)x(2,5 xd)   |
| Diámetro en<br>pulgadas          | Dimensiones de los agujeros en pulgadas   |   |   |  |
| 3/4                              | 5/16  | 3/8   | -   | -  |
| 5/16                             | 3/8   | 7/16  | -   | -  |
| 3/8                              | 7/16  | 1/2   | -   | -  |
| 7/16                             | 1/2   | 9/16  | -   | -  |
| 1/2                              | 9/16  | 5/8   | 9/16 x 11/16  | 9/16 x 1 1/4   |
| 5/8                              | 11/16   | 13/16   | 11/16 x 7/8   | 11/16 x 1 9/16   |
| 3/4                              | 13/16   | 15/16   | 13/16 x 1   | 13/16 x 1 7/8  |
| 7/8                              | 15/16   | 1 1/16  | 15/16 x 1 1/8   | 15/16 x 2 3/16   |
| 1                                | 1 1/16  | 1 1/4   | 1 1/16 x 1 5/16   | 1 1/16 x 2 1/2   |
| ≥1 1/8                           | d+1/16  | d+5/16  | (d+1/16)x(d+3/8)  | (d+1/16)x(2,5xd)   |

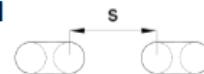
## Separaciones

Según CIRSOC:

La distancia mínima  $s$  entre los centros de los *agujeros normales u holgados* será **3** veces el *diámetro nominal del bulón*. Para *agujeros ovalados*, la distancia mínima  $s$  entre centros de circunferencias extremas adyacentes será **3** veces el diámetro nominal del bulón. Para el cálculo de la resistencia al aplastamiento, ver la Sección J.3.10. (Ver la Figura J.3.1).

**SEPARACIÓN MÍNIMA "s":** para agujeros normales u holgados = **3d**

**SEPARACIÓN MÍNIMA "s":** para agujeros ovalados = **3d**



**SEPARACIÓN MÁXIMA "s" EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL:**

Por lo que para nuestro caso:

$$S. \min = 3 * d = 3 * 1,59\text{cm} = 4,8\text{cm}$$

Para la separación máxima el reglamento nos dice que:

- a) Para *barras pintadas o no pintadas sin peligro de corrosión*, la separación no deberá superar **24** veces el espesor de la chapa más fina ni **300 mm**.
- b) Para *barras no pintadas de acero resistente a la corrosión* sometidas a la corrosión atmosférica, la separación no deberá superar **14** veces el espesor de la chapa más fina ni **180 mm**.

Considerando el caso "a", y teniendo en cuenta que el espesor de la chapa más fina es de 9,53mm, tenemos nuestra separación máxima de :

$$S. \max = 24 * 12,7\text{mm} = 304,8\text{mm} = 30,5\text{cm}$$

Adoptamos una separación entre bulones de 15cm.

$$s \text{ adoptado} = 15\text{cm} = 150\text{mm}$$

Ahora el código en la sección J.3.4 nos dice que:

La distancia  $d_b$  desde el centro de un agujero normal a un borde de un elemento unido será mayor o igual que el valor aplicable indicado en la Tabla J.3.4 o mayor o igual que la requerida en la Sección J.3.10 (ver la Figura J.3.1). La distancia desde el centro de un agujero holgado u ovalado a un borde de un elemento unido será mayor o igual que la requerida para un agujero normal a un borde, más el incremento  $C_2$  de la Tabla J.3.6. Para los requerimientos de resistencia al aplastamiento se cumplirá lo especificado en la Sección J.3.10.

Tabla J.3.4. Distancia mínima al borde, (a) (mm) (Centro del agujero normal (b) al borde de la parte conectada)

| Diámetro nominal del bulón o remache (mm) | A bordes cizallados, matrizados o punzonados | A bordes de chapas, perfiles o barras laminadas, o a bordes cortados a soplete (c) |
|---|--|--|
| ISO - A325/A490                           |  |  |
| 6 6,35 (1/4")                             | 12   | 10   |
| 7   | 14   | 11   |
| 8 7,96 (5/16")                            | 15   | 12   |
| 10 9,52 (3/8")                            | 18   | 14   |
| 12 11,11 (7/16")                          | 22   | 16   |
| 14 12,7 (1/2")                            | 25   | 18   |
| 16 15,9 (5/8")                            | 28   | 22   |
| 20 19,05 (3/4")                           | 34   | 26   |
| 22 22,22 (7/8")                           | 38 (d)                                       | 28   |
| 24 25,4 (1")                              | 42 (d)                                       | 30   |
| 27  | 48   | 34   |
| 30 28,58(1 1/8")                          | 52   | 38   |
| > 30 > 28,58(>1 1/8")                     | 1.75 x diámetro                              | 1.25 x diámetro  |

(a) Se permite utilizar una distancia al borde menor siempre que se satisfagan las expresiones de la Sección J.3.10.  
 (b) Para agujeros holgados u ovalados, ver la Tabla J.3.6.  
 (c) Se permite reducir todas las distancias de esta columna en 3 mm cuando el agujero esté en un punto en donde la tensión no excede de 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.  
 (d) Se permite que la distancia sea 32 mm en el extremo de los ángulos de unión de vigas y chapas extremas de corte.

Por lo tanto:

$$S_{b.min} = 28mm = 2,8cm$$

Para la separación máxima al borde de la chapa el reglamento nos dice que:

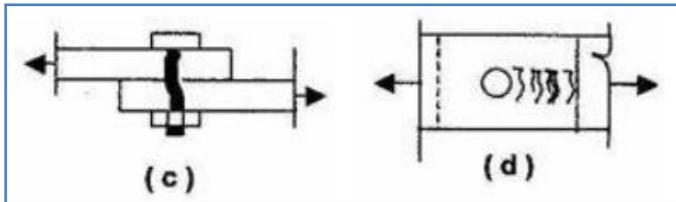
La **distancia máxima** desde el centro de cualquier remache o bulón al borde más próximo de las partes en contacto, será igual que **12** veces el espesor de la parte unida en consideración, pero no excederá de **150 mm**.

$$S_{.max} = 12 * 12,7mm = 152,4mm = 15,24cm$$

Adoptamos una separación al borde de la chapa de

$$S_{adoptado} = 8cm = 80mm$$

- Verificación del Aplastamiento del Bulón o de la chapa



Supondremos que la deformación alrededor de los agujeros no es una consideración del proyecto, por lo que se debe verificar que:

2. Cuando la deformación alrededor de los agujeros no es una consideración de proyecto

$$R_n = 1,5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1} \leq 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1}$$

Donde:

**L<sub>c</sub>**: distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o el borde del material [cm]

**d**: diámetro del bulón [cm]

**F<sub>u</sub>**: resistencia de rotura por tracción de la chapa [MPa]

**t**: espesor de la parte unida que sea crítico. Cuando existe más de una chapa aplastada en el mismo sentido, deberán sumarse los espesores y adoptar el menor valor. [cm]

$$RD1 = 1,5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1} = 1,5 \cdot \left(15\text{cm} - \frac{1,59\text{cm}}{2}\right) \cdot 1,27\text{cm} \cdot 370\text{MPa} \cdot 10^{-1} = 1001,5\text{kN}$$

$$RD2 = 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 10^{-1} = 3 \cdot 1,59\text{cm} \cdot 1,27\text{cm} \cdot 370\text{MPa} \cdot 10^{-1} = 224,15\text{kN}$$

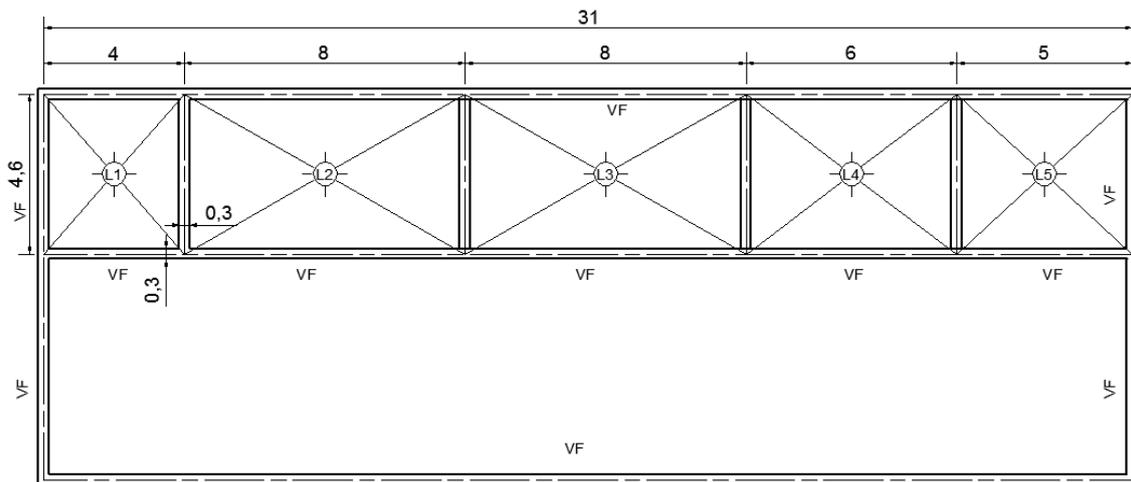
De las ecuaciones anteriores, tomamos la de menos valor (RD1), y la comparamos con la resistencia nominal que el bulón, que en nuestro caso al ser dos bulones:

$$164,8\text{kN} < RD2 \cdot 0,75 = 168,1\text{kN} \rightarrow \text{VERIFICA APLASTAMIENTO}$$

## Dimensionado de la Losa de Hormigón Armado

### Apoiada en vigas en dos direcciones.

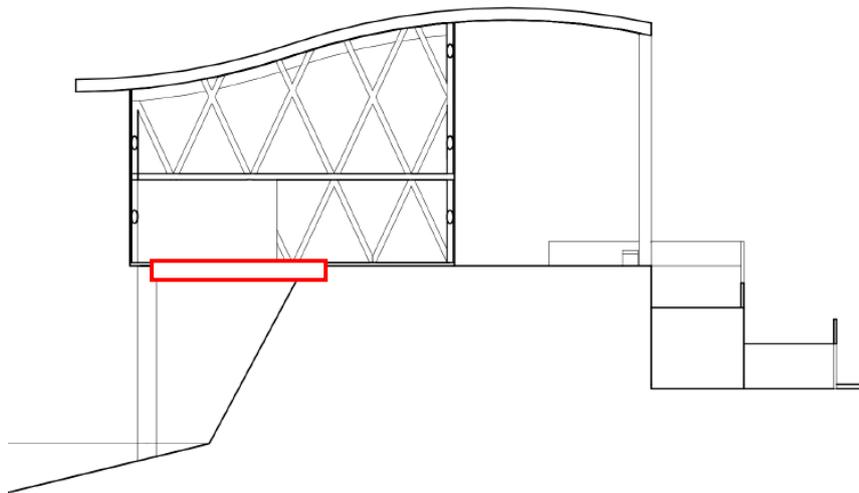
En nuestro caso, la losa suspendida cubre un ancho total de 31m en dirección longitudinal y 4,6m en dirección transversal como vemos a continuación.



Como podemos ver, se dividió en losas de menor tamaño para disminuir el espesor de la misma (ya que al tomarlo como una sola losa se obtuvo un espesor de 40cm). Elegimos trabajar con una losa de hormigón armado apoyada en dos direcciones la cual no se encuentra en contacto con el terreno, de ahí la importancia de su cálculo a diferencia del contrapiso que si está apoyado sobre el terreno.

Del pre-dimensionado, suponemos que esta losa apoyara sobre una viga de 0,6m x 0,3m, la cual verificaremos en la brevedad del informe.

En la siguiente imagen vemos un corte del tramo de losa a calcular.



Las cargas que actúan sobre esta losa son:

$$D = 0,15 \frac{t}{m^2} (\text{piso y contrapiso}) + 0,03 \frac{t}{m^2} (\text{muros internos}) = 0,18 \frac{t}{m^2}$$

$$L = 0,5 \frac{t}{m^2}$$

Los materiales con los que trabajaremos son:

Hormigón H-30  $\rightarrow f'c = 30MPa$

Acero ADN 420  $\rightarrow fy = 420 MPa$

#### 1- Relación de Luces

Teniendo en cuenta que la luz de la losa es la diferencia entre la distancia de apoyo y la mitad del ancho de la viga tenemos que:

$$\beta = \frac{L_{mayor}}{L_{menor}}$$

| Losas | LM (m) | Lm (m) | $\beta$ |
|-------|--------|--------|---------|
| L1    | 4,3    | 3,7    | 1,16    |
| L2    | 7,7    | 4,3    | 1,79    |
| L3    | 7,7    | 4,3    | 1,79    |
| L4    | 5,7    | 4,3    | 1,33    |
| L5    | 4,7    | 4,3    | 1,09    |

## 2- Altura Mínima

Suponiendo que  $\alpha_m > 2$  (lo cual se verificara posteriormente) la altura minima de la losa debe ser:

$$h \geq \frac{LM * (0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$$

| Losas | LM (m) | Lm (m) | $\beta$ | fy (MPa) | (36+9 $\beta$ ) | h necesario |
|-------|--------|--------|---------|----------|-----------------|-------------|
| L1    | 4,3    | 3,7    | 1,16    | 420      | 46,459          | 0,102       |
| L2    | 7,7    | 4,3    | 1,79    | 420      | 52,116          | 0,163       |
| L3    | 7,7    | 4,3    | 1,79    | 420      | 52,116          | 0,163       |
| L4    | 5,7    | 4,3    | 1,33    | 420      | 47,930          | 0,131       |
| L5    | 4,7    | 4,3    | 1,09    | 420      | 45,837          | 0,113       |

Por lo que adoptamos una altura  $h = 20cm$

Corroboramos si corresponde  $\alpha_m > 2$

### 3- Verificación de relación de rigideces

4-

#### Momento de Inercia de la Viga

$$f = 30$$

$$Ib = \frac{30cm * (60cm)^3}{12} * 30 = 16200000cm^4$$

## Momento de Inercia de la Losa

### Losa mas grande (L2 y L3)

$$I \text{ losa}_{N-S} = \frac{430\text{cm} * (20\text{cm})^3}{12} = 286666,7\text{cm}^4$$

$$I \text{ losa}_{O-E} = \frac{770\text{cm} * (70\text{cm})^3}{12} = 513333,5\text{cm}^4$$

$$\alpha_{N-S} = \frac{16200000\text{cm}^4}{286666,7\text{cm}^4} = 56,51 > 2 \text{ Verifica la eleccion de } \alpha m$$

$$\alpha_{O-E} = \frac{16200000\text{cm}^4}{513333,5\text{cm}^4} = 31,55 > 2 \text{ Verifica la eleccion de } \alpha m$$

$$\alpha_{med} = \frac{(56,51 + 31,55)}{2} = 44,03 > 2 \text{ Verifica}$$

Agregamos el peso propio de la losa a la carga D

$$D = 0,18 \frac{t}{m^2} + \left( 2,35 \frac{t}{m^3} * 0,2m \right) = 0,65 \frac{t}{m^2}$$

### 5- Carga ultima U

$$U = 1,4D = 1,4 * 1,12 \frac{t}{m^2} = 0,91 \frac{t}{m^2} = 910 \frac{kg}{m^2}$$

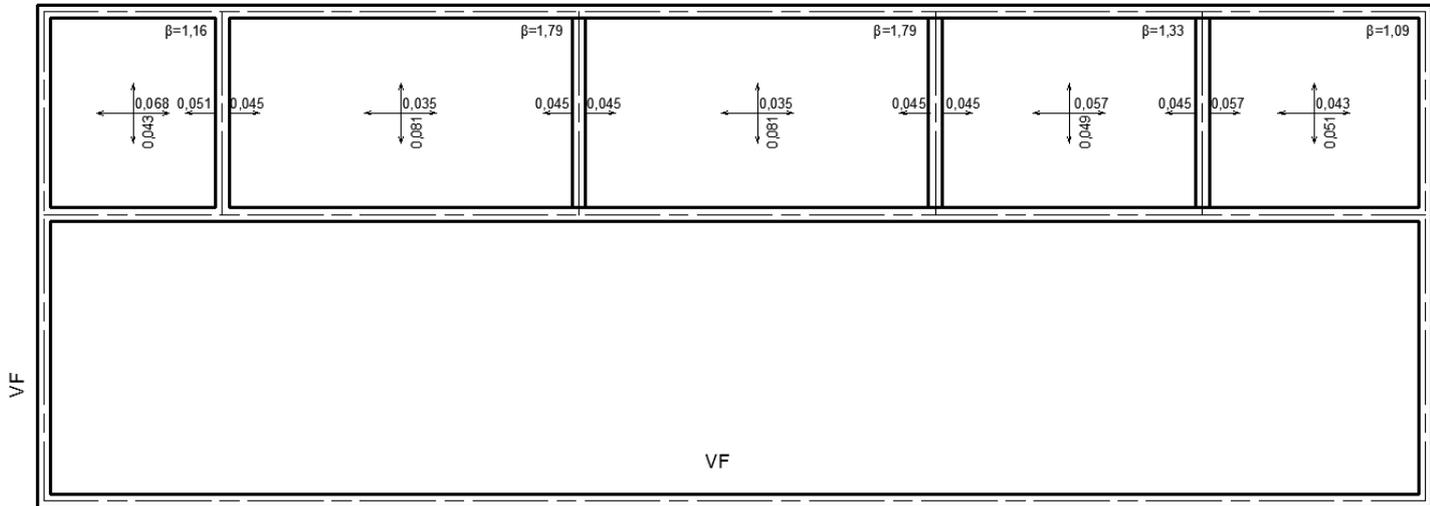
$$U = 1,2D + 1,6L = \left( 1,2 * 0,65 \frac{t}{m^2} \right) + \left( 1,6 * 0,5 \frac{t}{m^2} \right) = 1,58 \frac{t}{m^2} = 1580 \frac{kg}{m^2}$$

Se adopta  $U = 1580 \frac{kg}{m^2}$

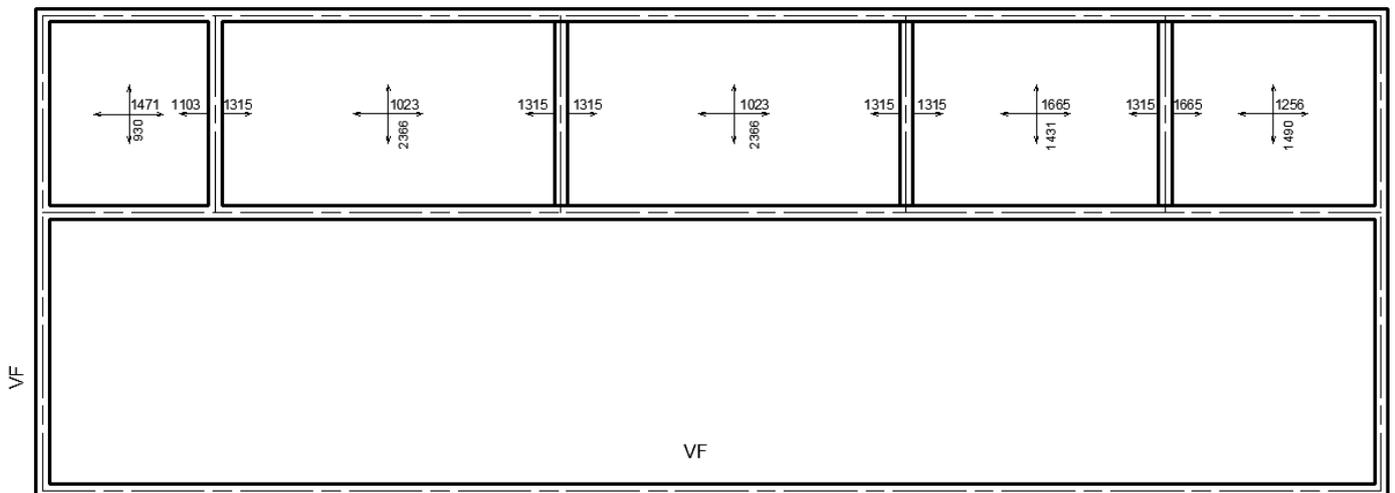
## 6- Evaluación de Momentos

Utilizando tablas basadas en el método de linead de fluencia, el diseño de armaduras resulta.

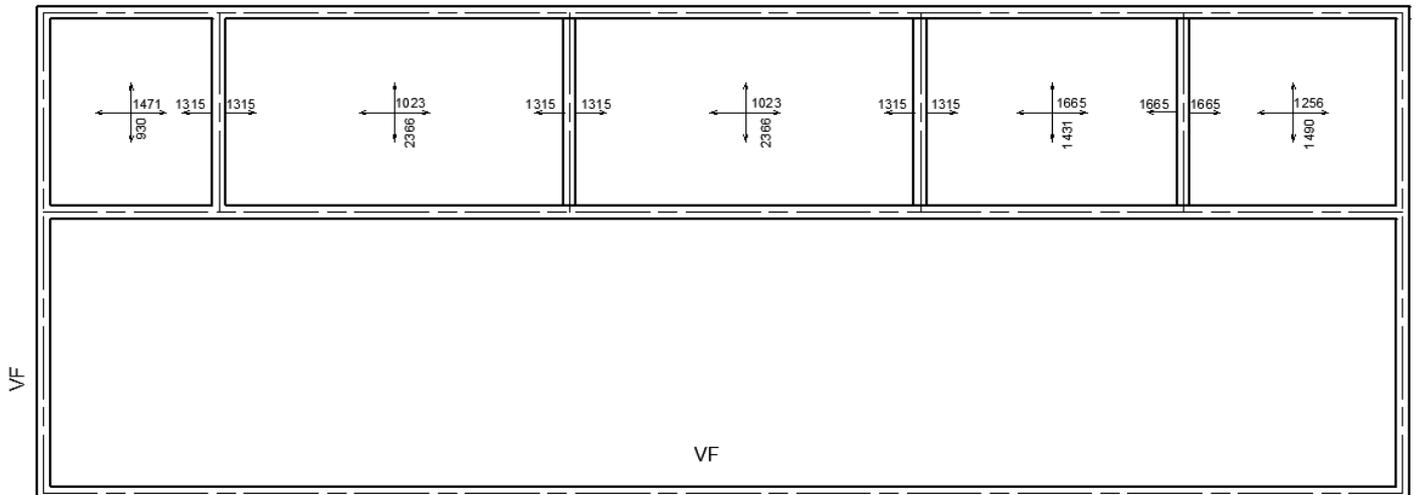
Coefficientes según Tabla NZS: 3101



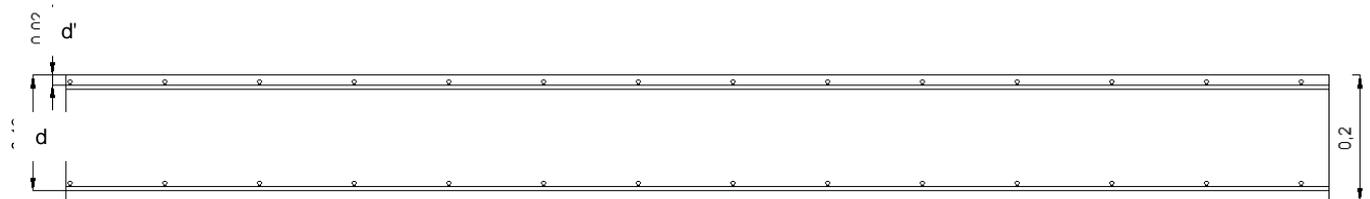
Momentos:  $M_u = U * Lm^2 * \beta \left( \frac{kgm}{m} \right)$



Debido a que en la viga de encuentro entre dos losas hay momentos diferentes, adoptamos el mayor entre ambos.



## 7- Calculo de Armaduras Diseño de Armadura



Asumiendo un recubrimiento de 1,5cm

$$d = 20\text{cm} - 1,5\text{cm} - 0,8\text{cm} - 0,4\text{cm} = 17,3\text{cm}$$

$$d' = 1,5\text{cm} + 0,4\text{cm} = 1,9\text{cm}$$

$$\rho_{min} = 0,0018 \quad \therefore A_{smin} = 0,0018 * 100\text{cm} * (17,3\text{cm}) = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1\emptyset 12 \text{ c}/30\text{cm} = 3,77\text{cm}^2$$

$$M_{m,\rho_{min}} = 3,77\text{cm}^2 * 4,2 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} * 0,9 * (17,3\text{cm}) = 246,53 \frac{\text{tcm}}{\text{m}} = 2465,3 \frac{\text{kgm}}{\text{m}}$$

Formula más aproximada para una losa con armadura simple.

$$Mn = As * fy * \left[ d - 0,588 \frac{As * fy}{f'c * d} \right] = As * fy * \rho$$

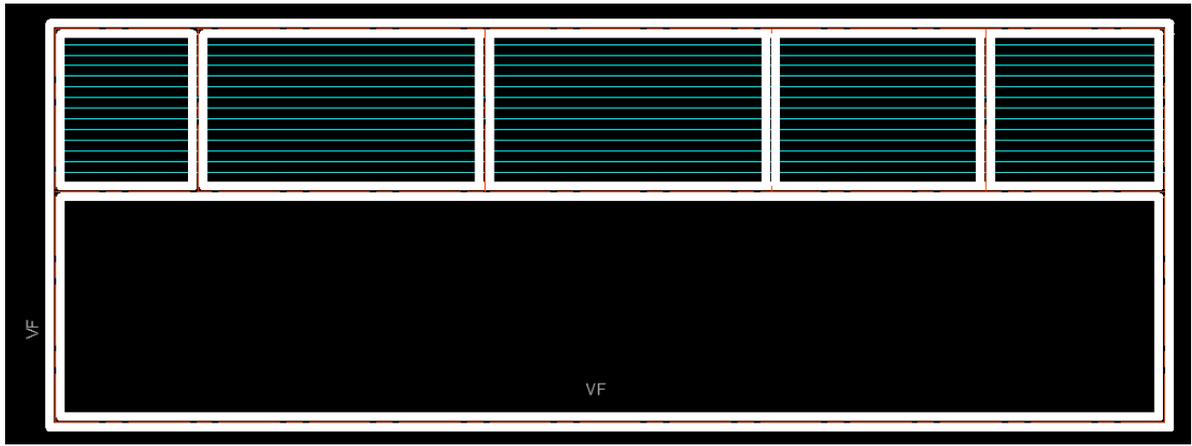
$$\rho = \left[ d - 0,588 \frac{As * fy}{f'c * d} \right] = (17,3\text{cm}) - 0,588 * \frac{3,77\text{cm}^2 * 4,2 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}}{\frac{0,3\text{t}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}} = 17\text{cm}$$

$$Mn = 3,77\text{cm}^2 * 4,2 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} * 17\text{cm} = 269,18 \frac{\text{tcm}}{\text{m}} = 2690 \frac{\text{kgm}}{\text{m}}$$

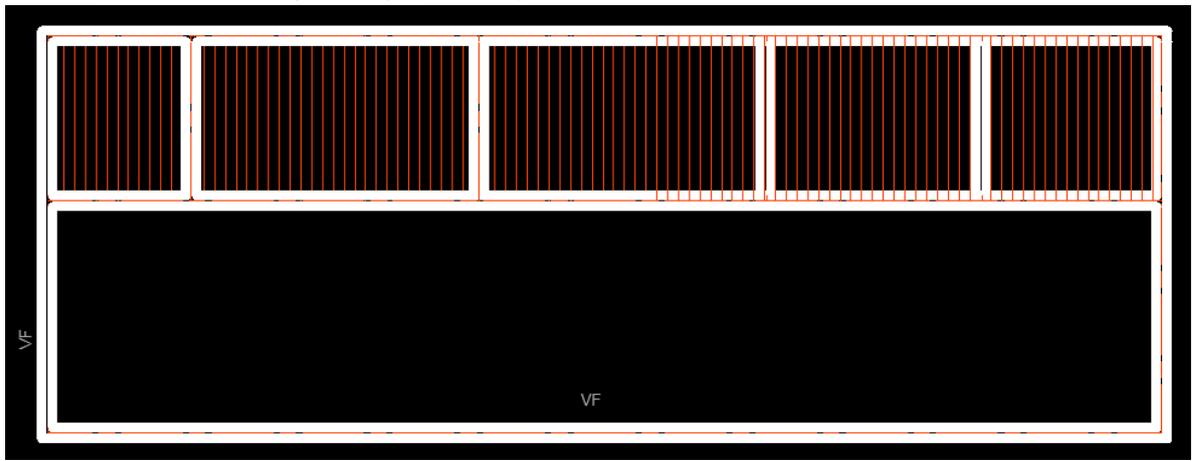
Esta armadura mínima verifica para todos los momentos actuantes en la losa previamente mencionados.

Colocación de Armadura

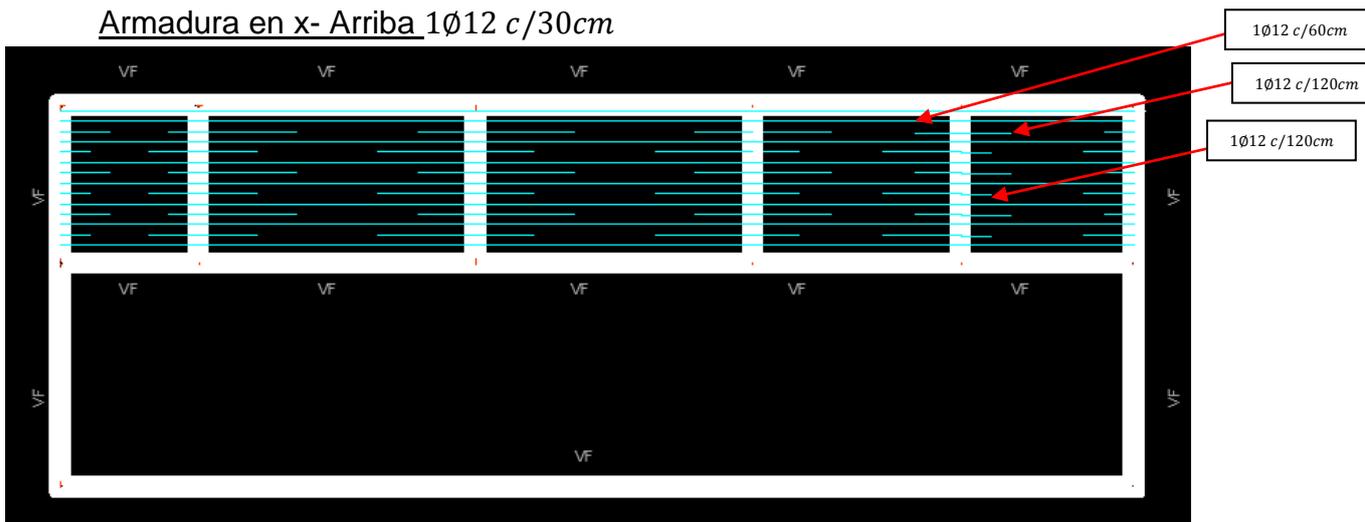
Armadura en x- Abajo  $1\phi 12$  c/30cm



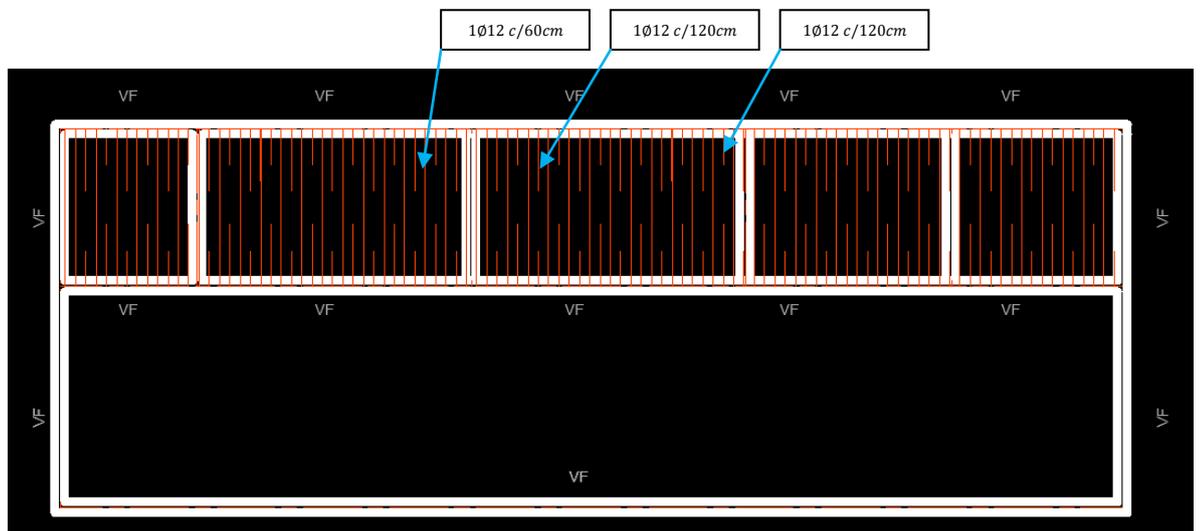
Armadura en y- Abajo  $1\phi 12$  c/30cm



Armadura en x- Arriba 1Ø12 c/30cm



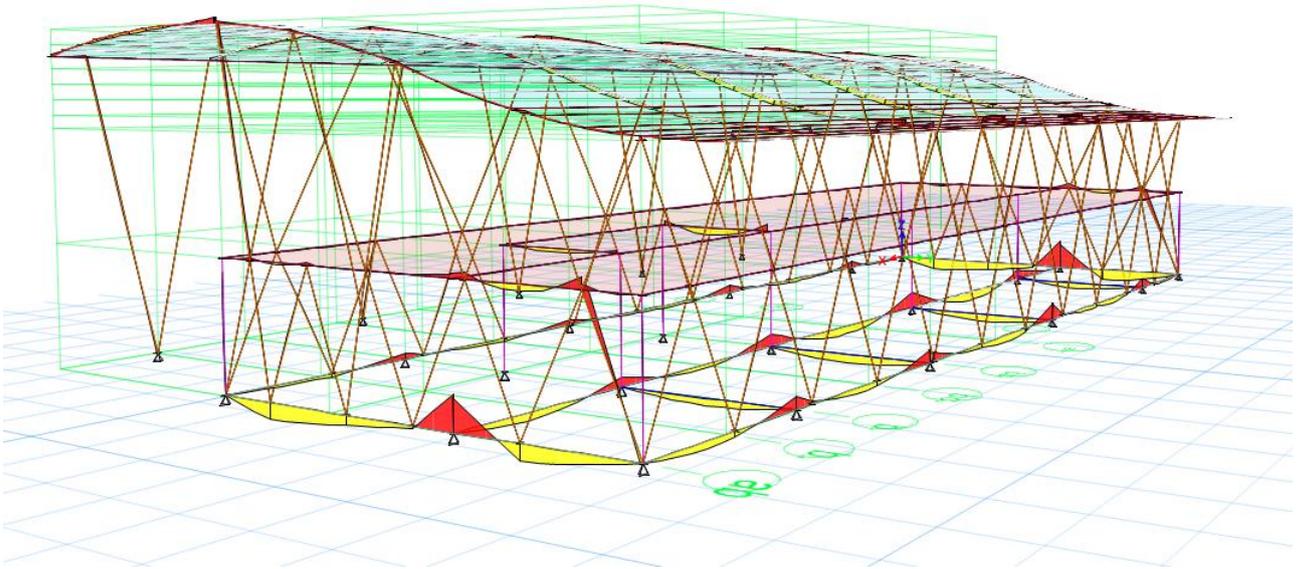
Armadura en y- Arriba 1Ø12 c/30cm



## Dimensionado de la Viga de Fundación

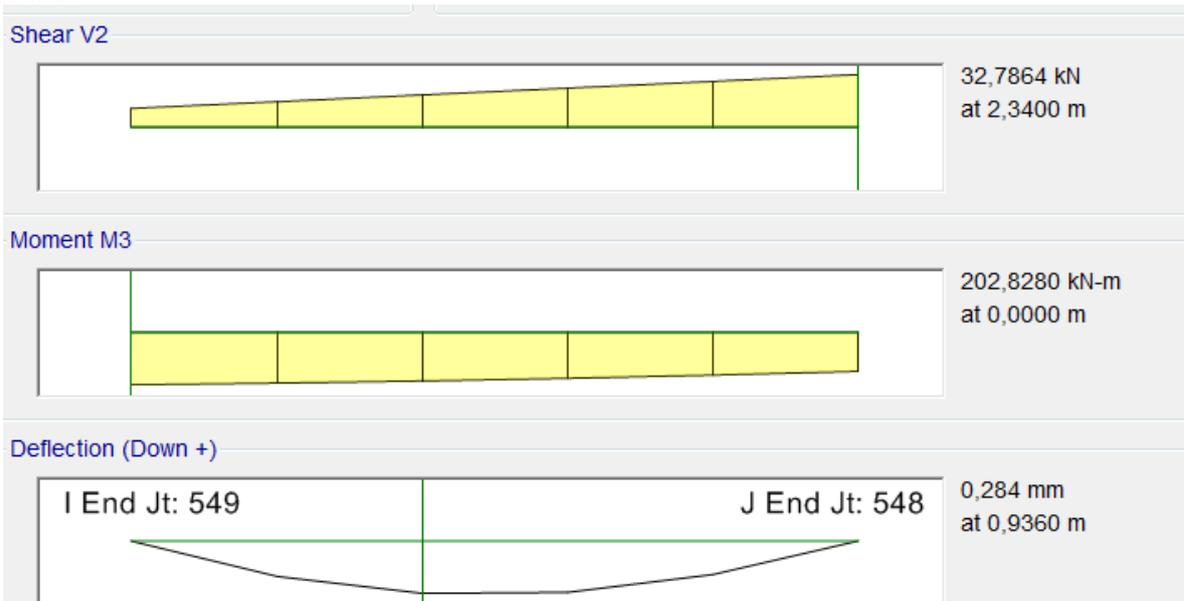
En una primera instancia, se definió una viga de fundación, de igual medida en la periferia del edificio de 60cm x 30cm, debido a las modificaciones en el proyecto, la luz más larga de apoyo paso a ser de 8m, por lo que ahora tomando un pre dimensionado de  $h=L/10$ , deberíamos optar por una viga de dimensiones  $h=80\text{cm}$  y  $b=40\text{cm}$  (Definiendo la relación  $b=h/2$ )

Del software ETABS, obtenemos los momentos máximos para la combinación de carga más desfavorable (en este caso  $U = 1,2D + 1,6L$ )

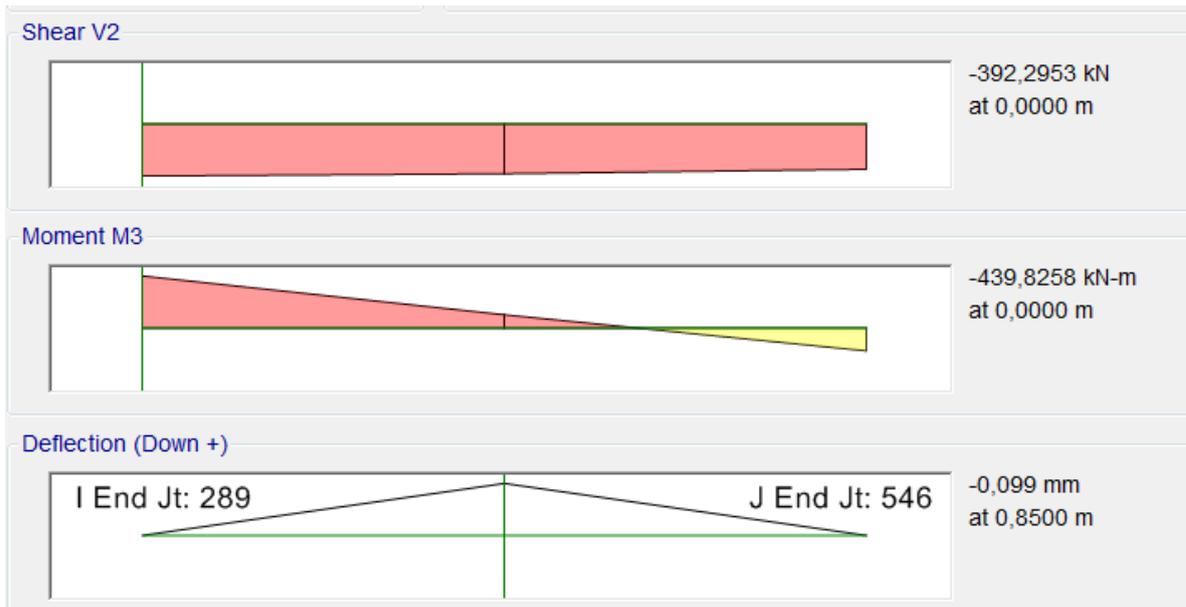


Donde obtenemos:

$$M_{max}^+ = 202,83 \text{ kNm}$$



$$M_{max}^- = -439,83 \text{ kNm}$$



Para el pre-diseño de la misma usamos la formula aproximada:

$$Mn = 0,9 * fy * (d - d')$$

Donde:

$$Mn = -439,83 \text{ kNm (momento mas desfavorable)}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mn}{0,9 * fy * (d - d')} = \frac{4398,3 \text{ tcm}}{0,9 * 4,2 \text{ tcm} * (75 \text{ cm} - 5 \text{ cm})} = 16,62 \text{ cm}^2$$

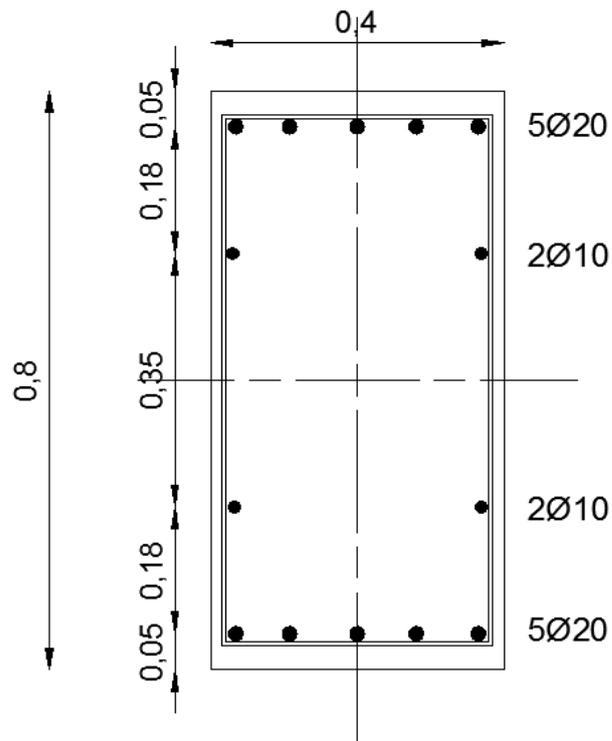
Corresponden a

$$2\emptyset 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$5\emptyset 20 = 15,7 \text{ cm}^2$$

$$As = 4,02 \text{ cm}^2 + 15,7 \text{ cm}^2 = 19,72 \text{ cm}^2 > 16,62 \text{ cm}^2$$

## Diseño de la viga de Fundación



## Verificación de cuantía mínima

$$\rho = \frac{19,62 \text{ cm}^2}{80 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} = 0,61\%$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} = \frac{\sqrt{30}}{4 * 4,2} = 0,32\%$$

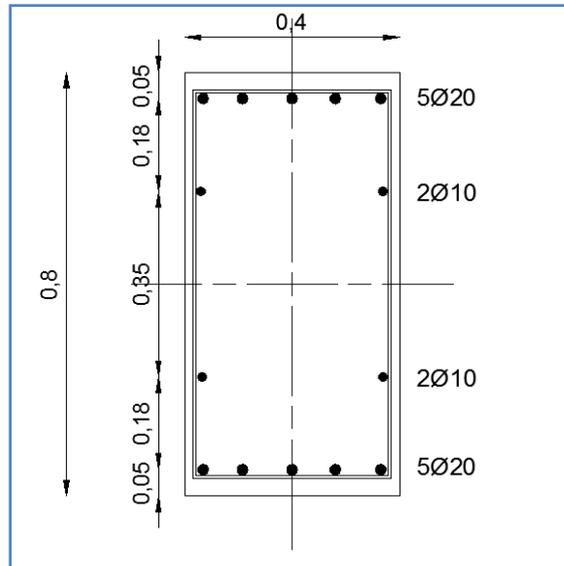
$$\rho_{max} = 2,5\%$$

$$0,32 < \rho = 0,61 < 2,5 \quad \text{Verifica cuantia}$$

## Diseño de la viga de Fundación al Corte

### 1- Diseño por Capacidad

La sección indicada pertenece a una viga de un pórtico dúctil que ha sido diseñado a flexión.



Donde el momento nominal obtenido es:

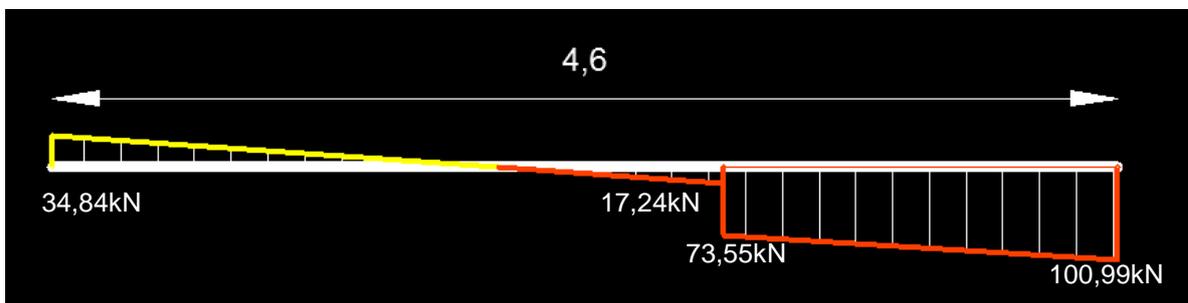
$$M_n = 43,98 \text{ tm}$$

Considerando un factor de sobre resistencia  $\phi_0 = 1,4$  tenemos

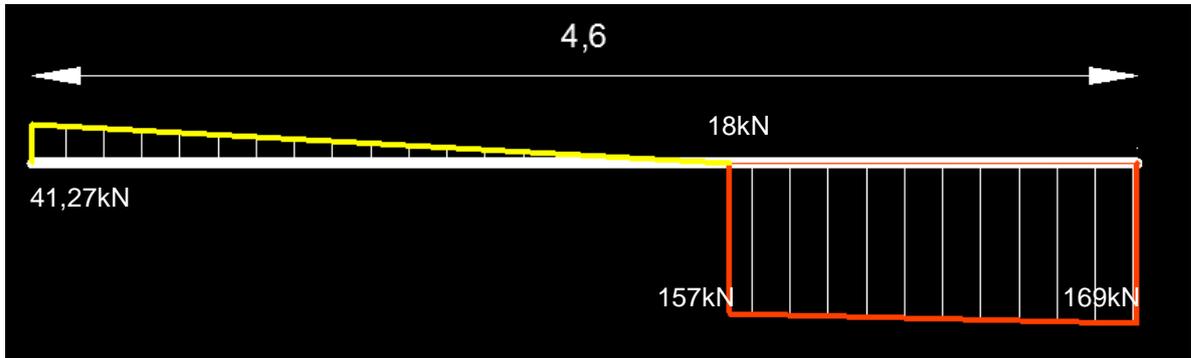
$$M_0 = \phi_0 * M_n = 61,6 \text{ tm}$$

Diagrama de corte debido a acciones gravitatorias que acompañan el sismo.

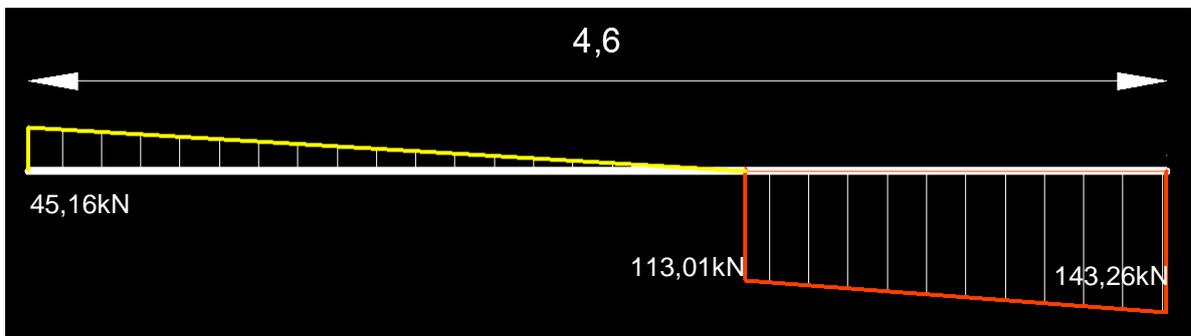
### Cargas D



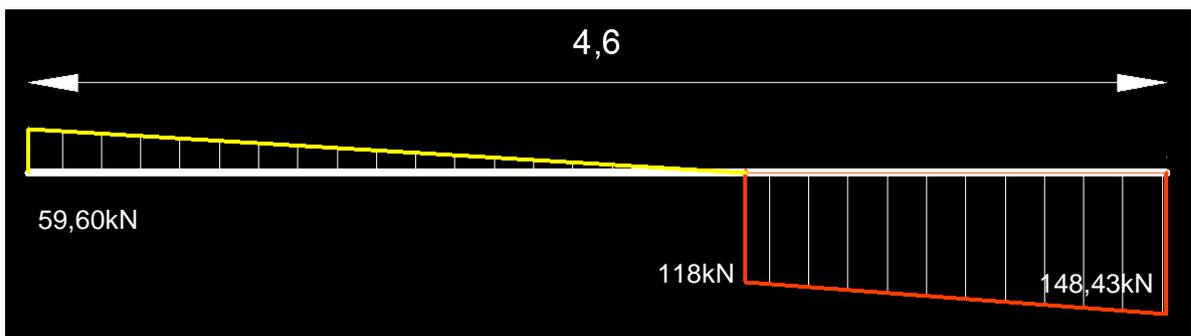
## Cargas L



La combinación de Cargas  $U=D+0,25L$  resulta:



En combinación con la carga sísmica tenemos:



Por lo que:

$$V_0 = 148,43kN = 14,83t$$

$$v_u = \frac{V_0}{d * b} = \frac{14,83t}{750cm * 400cm} = 0,00005 \frac{t}{cm^2} = 0,005 MPa$$

Donde

$V_0 =$  Cortante Maximo

$b =$  Ancho de Alma

$d =$  Distancia fibra comprimida extrema al baricentro de la armadura traccionada

Corte Máximo permitido por norma

Según IMPRES-CIRSOC-103/Parte II, la tensión máxima de cortante nominal en zonas de rotura plástica es:

$$v_n < 0,84\sqrt{f'c} = 4,6MPa$$

$$v_n < 0,16f'c = 4,8 MPa$$

Siendo

$$v_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{0,005 MPa}{0,9} = 0,005MPa$$

Vemos que en este caso se verifican ambas condiciones.

Fuera de la rotula plástica, limita la tensión nominal de corte para el caso general de cargas tal que no supere los siguientes valores.

- a-  $0,2 * f'c = 6MPa$
- b-  $1,1F'c = 6,02MPa$
- c-  $9MPa$

Vemos que el valor  $0,005MPa$  verifica las tres condiciones.

Diseño de Armadura de corte a lo largo de la viga

Considerando una zona de potencial rotura plástica a  $e=2h=150cm$

- Corte máximo en la zona de rotura plástica  $V_u=14,83t$
- Corte máximo en zona posible de rotura plástica  $V_u=13,05t$

Zona de potencial rotura plástica

$$v_c = 0 \text{ (tension nominal de corte provisto por el hormigon)}$$

$$V_s = v_n - v_c = 0,0055 \text{MPa}$$

Como  $v_u = \phi v_c$

- La armadura necesaria viene dada por la formula

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) * b_w * s}{\phi * f_y} = \frac{V_s * s * b_w}{f_y}$$

Considerando una separación de estribos de 10cm.

$$A_v = 0,008 \text{cm}^2$$

Lo que se cumple con 4 ramas del  $\phi 6$  con un área de  $0,12 \text{cm}^2$  cada 10cm ( $2,82 \text{cm}^2$ )

Verificamos si cumple la separación mínima por rama

$$S < \frac{d}{4} = \frac{75 \text{cm}}{4} = 18,75 \text{cm} \quad (\text{Verifica } S = 10 \text{cm})$$

$S < 200 \text{mm}$  Verifica

Verificación cuantía mínima

$$A_{vmin} \geq 0,0625 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y}$$

$$A_{vmin} \geq 0,32 \text{cm}^2 \text{ cada } 10 \text{cm}$$

Redimensionamos adoptando

Lo que se cumple con 4 ramas del  $\phi 10$  con un área de  $0,78 \text{cm}^2$  cada 10cm ( $7,85 \text{cm}^2$ )

## Dimensionado de Pilotes

Para el cálculo de las dimensiones del pilote verificamos las solucitaciones por los estados últimos:

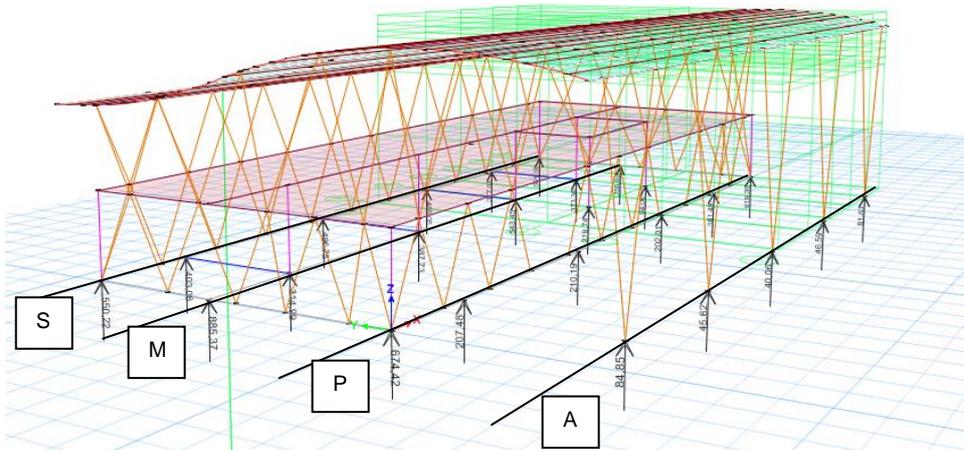
$$U1 = 1,2D + 1,6L$$

$$U2 = 1,2D + 0,5L + Eh$$

$$U3 = 0,8D + 0,5L - Eh$$

Analizando estas combinaciones obtenemos las siguientes solucitaciones:

$$U1 = 1,2D + 1,6L$$



|    | Fz(kN)   | Fx(kN)   | Fy(kN)    |
|----|----------|----------|-----------|
| A1 | 84,8521  | 0,3151   | 6,4898    |
| A2 | 45,6186  | 4,6409   | 3,0242    |
| A3 | 40,0638  | -0,0676  | 2,1642    |
| A4 | 46,5924  | -4,8791  | 2,8744    |
| A5 | 81,8292  | -0,3115  | 5,9349    |
| P1 | 674,4175 | 43,5149  | 184,26    |
| P2 | 207,4764 | 20,4062  | -0,5659   |
| P3 | 210,1852 | 24,8257  | 0,3023    |
| P4 | 202,0126 | -39,8489 | 0,0736    |
| P5 | 181,4944 | -6,6709  | 0,2318    |
| P6 | 619,3942 | -34,6283 | 148,6784  |
| M1 | 885,3732 | 7,7198   | -4,446    |
| M2 | 314,9946 | -0,1411  | 0,456     |
| M3 | 387,7325 | 0,0272   | -1,6189   |
| M4 | 543,4512 | -0,264   | -44,3945  |
| M5 | 373,356  | 0,2161   | -19,8079  |
| M6 | 755,986  | -0,44    | 18,7503   |
| S1 | 550,2201 | 43,9713  | -175,5667 |
| S2 | 403,0788 | 36,6729  | -1,9228   |
| S3 | 496,7545 | -12,5485 | -1,5915   |
| S4 | 466,0507 | -35,8081 | -1,3236   |
| S5 | 377,0342 | -5,3823  | -0,3475   |
| S6 | 561,0777 | -41,2662 | -162,6274 |

$$U2 = 1,2D + 0,5L + Eh$$

|    | Fz(kN)   | Fx(kN)    | Fy(kN)    |
|----|----------|-----------|-----------|
| A1 | 56,3674  | -0,2551   | 4,137     |
| A2 | 32,6051  | 2,271     | 1,9734    |
| A3 | 29,1785  | -0,7874   | 1,4316    |
| A4 | 33,2207  | -3,8689   | 1,8699    |
| A5 | 56,2321  | -0,7402   | 3,7859    |
| P1 | 172,7455 | -101,2019 | 101,2655  |
| P2 | 224,7144 | -205,0001 | -0,2955   |
| P3 | 101,1173 | -273,8716 | 0,1857    |
| P4 | 248,651  | -295,7028 | 0,0494    |
| P5 | 59,6164  | -222,4721 | 0,125     |
| P6 | 524,5631 | -173,7793 | 60,2012   |
| M1 | 425,979  | 3,2572    | 14,8216   |
| M2 | 231,8983 | -0,5886   | 0,4973    |
| M3 | 286,9026 | -0,6007   | -0,3841   |
| M4 | 336,1489 | -0,8615   | -19,2815  |
| M5 | 246,6083 | -0,4191   | -8,597    |
| M6 | 430,0604 | -0,3255   | -16,4932  |
| S1 | 47,6253  | -97,6887  | -57,3216  |
| S2 | 296,4793 | -255,1978 | -1,4125   |
| S3 | 384,1806 | -414,3958 | -1,0372   |
| S4 | 343,8478 | -391,7646 | -0,8681   |
| S5 | 278,0378 | -278,4289 | -0,2178   |
| S6 | 525,2904 | -168,4003 | -102,6082 |

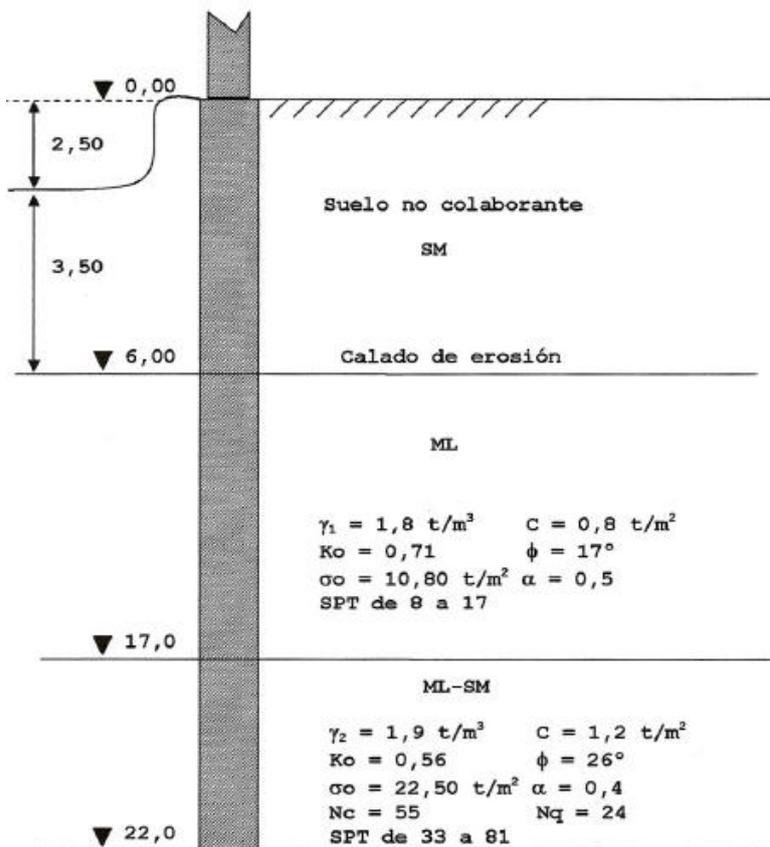
$$U3 = 0,8D + 0,5L - Eh$$

|    | Fz(kN)   | Fx(kN)   | Fy(kN)    |
|----|----------|----------|-----------|
| A1 | 43,922   | 0,6025   | 3,1898    |
| A2 | 23,3059  | 2,9223   | 1,4226    |
| A3 | 20,4523  | 0,7092   | 0,9904    |
| A4 | 23,7634  | -1,5941  | 1,3524    |
| A5 | 40,5775  | 0,3885   | 2,8993    |
| P1 | 481,7046 | 148,7179 | 63,9552   |
| P2 | 41,1294  | 238,6376 | -0,2312   |
| P3 | 178,8347 | 307,6804 | 0,1463    |
| P4 | 19,6166  | 244,1056 | 0,0435    |
| P5 | 176,4738 | 210,5419 | 0,0912    |
| P6 | 87,6739  | 134,1145 | 75,1002   |
| M1 | 413,0324 | 3,5721   | -16,7001  |
| M2 | 167,0774 | 0,6127   | 0,2567    |
| M3 | 206,3967 | 0,5905   | -0,4488   |
| M4 | 255,6503 | 0,4766   | -16,6379  |
| M5 | 183,0885 | 0,7614   | -7,3661   |
| M6 | 322,3546 | -0,2212  | 29,7116   |
| S1 | 489,275  | 145,3155 | -103,5711 |
| S2 | 196,3667 | 305,456  | -0,8161   |
| S3 | 238,222  | 399,4909 | -0,7558   |
| S4 | 235,8147 | 348,0303 | -0,6363   |
| S5 | 181,5135 | 267,45   | -0,1676   |
| S6 | 30,3862  | 122,5041 | -47,4229  |

## Calculo de la Tensión Última para los Pilotes (En el terreno)

Debido a que el edificio se encuentra en las proximidades de un lago, los primeros metros de profundidad en el terreno no son los aptos para cimentaciones directas, por lo que se elije hacer cimentaciones profundas (pilotes).

Del estudio de suelo obtuvimos los siguientes datos:



La carga última que soporta cada pilote se calcula por:

$$Q_{ultimo} = Q_p + Q_f$$

Donde:

$Q_p$  = Resistencia por la punta

$Q_f$  = Resistencia por el fuste

Para obtener su valor utilizamos las siguientes formulas:

$$Qp = \text{área base } [(C \times Nc) + (\sigma \times Nq)]$$

$$QF_1 = \text{área lateral } \left[ \frac{(C \times Nc) + (\sigma \times \text{tg } \phi \times Ko)}{2} \right]$$

Asumiendo que trabajaremos con pilotes de 18 metros de largo con un diámetro de 80cm tenemos que:

$$Qp = \left( \pi \times \frac{0,8m^2}{4} \right) * \left[ \left( 1,2 \frac{t}{m^2} * 55 \right) + \left( 22,5 \frac{t}{m^2} * 55 \right) \right] = 655 t$$

$$Qf1 = \left( 2 * \pi * \frac{0,8m}{2} * (17m - 6m) \right) * \left[ \left( 0,8 \frac{t}{m^2} * 0,5 \right) + \left( \frac{10,8 \frac{t}{m^2}}{2} * \text{tg}(17) * 0,71 \right) \right] = 43,45t$$

$$Qf1 = \left( 2 * \pi * \frac{0,8m}{2} * (18m - 17m) \right) * \left[ \left( 1,2 \frac{t}{m^2} * 0,4 \right) + \left( \frac{22,5 \frac{t}{m^2}}{2} * \text{tg}(26) * 0,56 \right) \right] = 8,93t$$

$$Q_{total} = 655 t + 43,45t + 8,93t = 707,38t$$

$$Q_{adm} = Q_{total} - PP = 707,38t - \left( 2,35 \frac{t}{m^3} * \pi * \frac{0,8^2}{4} * 18m \right) = 686,117t$$

Por lo que la carga ultima gravitatoria que pueden recibir estos pilotes es:

$$Pu = \phi * Q_{adm} = 0,4 * 686,117t = 275t = 2750kN \text{ Verifica Todas las columnas}$$

|    | Fz(kN)   | Fx(kN)   | Fy(kN)   |
|----|----------|----------|----------|
| A1 | 84,8521  | 0,3151   | 6,4898   |
| A2 | 45,6186  | 4,6409   | 3,0242   |
| A3 | 40,0638  | -0,0676  | 2,1642   |
| A4 | 46,5924  | -4,8791  | 2,8744   |
| A5 | 81,8292  | -0,3115  | 5,9349   |
| P1 | 674,4175 | 43,5149  | 184,26   |
| P2 | 207,4764 | 20,4062  | -0,5659  |
| P3 | 210,1852 | 24,8257  | 0,3023   |
| P4 | 202,0126 | -39,8489 | 0,0736   |
| P5 | 181,4944 | -6,6709  | 0,2318   |
| P6 | 619,3942 | -34,6283 | 148,6784 |
| M1 | 885,3732 | 7,7198   | -4,446   |
| M2 | 314,9946 | -0,1411  | 0,456    |
| M3 | 387,7325 | 0,0272   | -1,6189  |
| M4 | 543,4512 | -0,264   | -44,3945 |
| M5 | 373,356  | 0,2161   | -19,8079 |
| M6 | 755,986  | -0,44    | 18,7503  |

Para cargas Horizontales tenemos que:

$$Pu = \phi * Qadm = 0,7 * 686,117t = 480,3t = 4803kN \text{ Verifica Todas las columnas}$$

|    | Fz(kN)   | Fx(kN)    | Fy(kN)    |
|----|----------|-----------|-----------|
| A1 | 56,3674  | -0,2551   | 4,137     |
| A2 | 32,6051  | 2,271     | 1,9734    |
| A3 | 29,1785  | -0,7874   | 1,4316    |
| A4 | 33,2207  | -3,8689   | 1,8699    |
| A5 | 56,2321  | -0,7402   | 3,7859    |
| P1 | 172,7455 | -101,2019 | 101,2655  |
| P2 | 224,7144 | -205,0001 | -0,2955   |
| P3 | 101,1173 | -273,8716 | 0,1857    |
| P4 | 248,651  | -295,7028 | 0,0494    |
| P5 | 59,6164  | -222,4721 | 0,125     |
| P6 | 524,5631 | -173,7793 | 60,2012   |
| M1 | 425,979  | 3,2572    | 14,8216   |
| M2 | 231,8983 | -0,5886   | 0,4973    |
| M3 | 286,9026 | -0,6007   | -0,3841   |
| M4 | 336,1489 | -0,8615   | -19,2815  |
| M5 | 246,6083 | -0,4191   | -8,597    |
| M6 | 430,0604 | -0,3255   | -16,4932  |
| S1 | 47,6253  | -97,6887  | -57,3216  |
| S2 | 296,4793 | -255,1978 | -1,4125   |
| S3 | 384,1806 | -414,3958 | -1,0372   |
| S4 | 343,8478 | -391,7646 | -0,8681   |
| S5 | 278,0378 | -278,4289 | -0,2178   |
| S6 | 525,2904 | -168,4003 | -102,6082 |

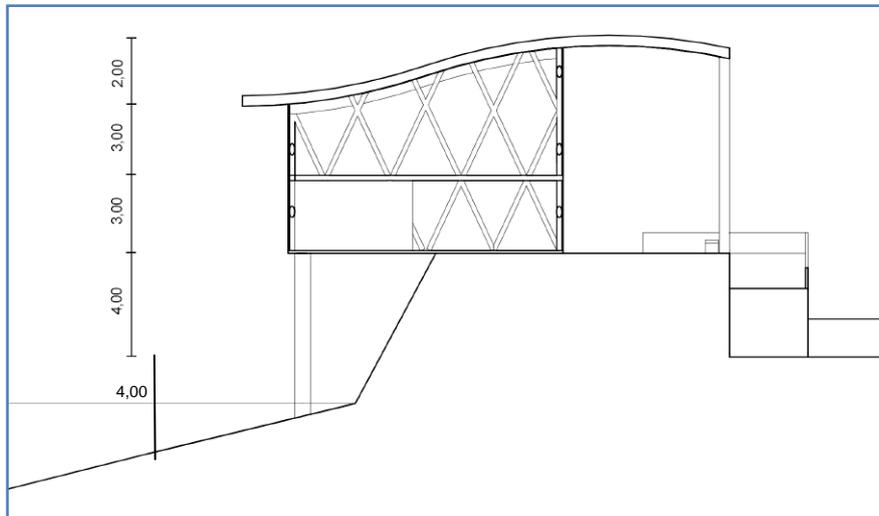
|    | Fz(kN)   | Fx(kN)   | Fy(kN)    |
|----|----------|----------|-----------|
| A1 | 43,922   | 0,6025   | 3,1898    |
| A2 | 23,3059  | 2,9223   | 1,4226    |
| A3 | 20,4523  | 0,7092   | 0,9904    |
| A4 | 23,7634  | -1,5941  | 1,3524    |
| A5 | 40,5775  | 0,3885   | 2,8993    |
| P1 | 481,7046 | 148,7179 | 63,9552   |
| P2 | 41,1294  | 238,6376 | -0,2312   |
| P3 | 178,8347 | 307,6804 | 0,1463    |
| P4 | 19,6166  | 244,1056 | 0,0435    |
| P5 | 176,4738 | 210,5419 | 0,0912    |
| P6 | 87,6739  | 134,1145 | 75,1002   |
| M1 | 413,0324 | 3,5721   | -16,7001  |
| M2 | 167,0774 | 0,6127   | 0,2567    |
| M3 | 206,3967 | 0,5905   | -0,4488   |
| M4 | 255,6503 | 0,4766   | -16,6379  |
| M5 | 183,0885 | 0,7614   | -7,3661   |
| M6 | 322,3546 | -0,2212  | 29,7116   |
| S1 | 489,275  | 145,3155 | -103,5711 |
| S2 | 196,3667 | 305,456  | -0,8161   |
| S3 | 238,222  | 399,4909 | -0,7558   |
| S4 | 235,8147 | 348,0303 | -0,6363   |
| S5 | 181,5135 | 267,45   | -0,1676   |
| S6 | 30,3862  | 122,5041 | -47,4229  |

### Calculo de la Tensión Última para los Pilotes (Sumergidos)

Del estudio de suelos obtuvimos los siguientes datos

|                 |                         |   |        |                              |                           |
|-----------------|-------------------------|---|--------|------------------------------|---------------------------|
| z=              | 0                       | a | 2,4 m  | $\Delta z=$                  | 2,4 m                     |
| $\phi_{prom} =$ | 16                      |   |        | $K_0 =$                      | 0,724363                  |
| $\gamma =$      | 15,35 kN/m <sup>2</sup> |   |        | $\delta =$                   | 10,66667                  |
|                 |                         |   |        | $\sigma'_{o \text{ prom}} =$ | 18,42 kN/m <sup>2</sup>   |
|                 |                         |   |        | f=                           | 2,513102                  |
| z=              | 2,4                     | a | 4 m    | $\Delta z=$                  | 1,6 m                     |
| $\phi_{prom} =$ | 13                      |   |        | $K_0 =$                      | 0,775049                  |
| $\gamma =$      | 14,88 kN/m <sup>2</sup> |   |        | $\delta =$                   | 8,666667                  |
|                 |                         |   |        | $\sigma'_{o \text{ prom}} =$ | 30,324 kN/m <sup>2</sup>  |
|                 |                         |   |        | f=                           | 3,582409                  |
| z=              | 4                       | a | 18,1 m | $\Delta z=$                  | 14,1 m                    |
| $\phi_{prom} =$ | 21                      |   |        | $K_0 =$                      | 0,641632                  |
| $\gamma =$      | 17,34 kN/m <sup>2</sup> |   |        | $\delta =$                   | 14                        |
| $\gamma' =$     | 7,54 kN/m <sup>2</sup>  |   |        | $\sigma'_{o \text{ prom}} =$ | 153,329 kN/m <sup>2</sup> |
|                 |                         |   |        | f=                           | 24,52906                  |
| z=              | 18,1                    | a | 19 m   | $\Delta z=$                  | 0,9 m                     |
| $\phi =$        | 28                      |   |        | $K_0 =$                      | 0,530528                  |
| $\gamma =$      | 18,15 kN/m <sup>2</sup> |   |        | $\delta =$                   | 18,66667                  |
| $\gamma' =$     | 8,35 kN/m <sup>2</sup>  |   |        | $\sigma'_{o} =$              | 228 kN/m <sup>2</sup>     |
|                 |                         |   |        | f=                           | 40,86445                  |

Donde la cota  $z=0$  se toma en el fondo del lago, lo cual quiere decir que a la altura del pilote enterrado se le debe agregar la distancia que hay entre el fondo del lago y la base del edificio (8m)



De la misma forma que en el paso anterior, calculamos la carga ultima para un pilote de 18m de largo con un diámetro de 80cm, utilizando los coeficientes ya mencionados.

|                         |       |            |                       |
|-------------------------|-------|------------|-----------------------|
| Profundidad del pilote= | 18 m  | perímetro= | 2,512 m               |
| Diámetro=               | 0,8 m | Área=      | 0,5024 m <sup>2</sup> |
| Diámetro base=          | 0,8 m | Área base= | 0,5024 m <sup>2</sup> |
|                         |       |            |                       |
|                         |       |            |                       |

La resistencia por Punta nos da como resultado:

|   |           |                           |                  |
|---|-----------|---------------------------|------------------|
| <b>Resistencia punta <math>Q_p</math></b> |           |                           |                  |
| Como el suelo no presenta cohesion        |           |                           |                  |
| $Q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q^*$          | $A_p =$   | 0,5024 m <sup>2</sup>     |                  |
|   | $q' =$    | 174,477 kN/m <sup>2</sup> |                  |
|   | $N_q =$   | 14,72                     | Para $\phi = 28$ |
|   | $N_q^* =$ | 15,95                     | $F_{q5} =$ 1,084 |
|   | $Q_p =$   | 1398,169 kN               |                  |

La resistencia por Fuste nos da como resultado:

|   |   |  |      |
|---|---|--|------|
| <b>Resistencia fuste Qs</b>             |   |  |      |
| Como son arenas sin cohesion            |   |  |      |
| $Q_s = \Sigma p \cdot \Delta L \cdot f$ | $f = K \cdot \sigma' \cdot \text{tg}(\delta)$ | $\sigma'$ o no debe aumentar luego de $L' = 15D$ |      |
|   |   | $L' =$   | 12 m |
|   | Qs= 990,7356 kN                               |  |      |

Por lo que la resistencia total para este pilote es de:

$$Q_{total} = 1398,17kN + 990,73kN = 2388,9kN$$

$$Q_{adm} = Q_{total} - PP = 2388,9kN - \left( 23,5 \frac{kN}{m^3} * \pi * \frac{0,8^2}{4} * (18m + 8m) \right) = 2081,77kN$$

Por lo que la carga ultima gravitatoria que pueden recibir estos pilotes es:

$$Pu = \phi * Q_{adm} = 0,4 * 2081,77 = 275t = 832,7kN \text{ Verifica Todas las columnas}$$

|    | <b>Fz(kN)</b> | <b>Fx(kN)</b> | <b>Fy(kN)</b> |
|----|---------------|---------------|---------------|
| S1 | 550,2201      | 43,9713       | -175,5667     |
| S2 | 403,0788      | 36,6729       | -1,9228       |
| S3 | 496,7545      | -12,5485      | -1,5915       |
| S4 | 466,0507      | -35,8081      | -1,3236       |
| S5 | 377,0342      | -5,3823       | -0,3475       |
| S6 | 561,0777      | -41,2662      | -162,6274     |

Para cargas Horizontales tenemos que:

$$Pu = \phi * Qadm = 0,7 * 2081,77kN = 1457kN \text{ Verifica Todas las columnas}$$

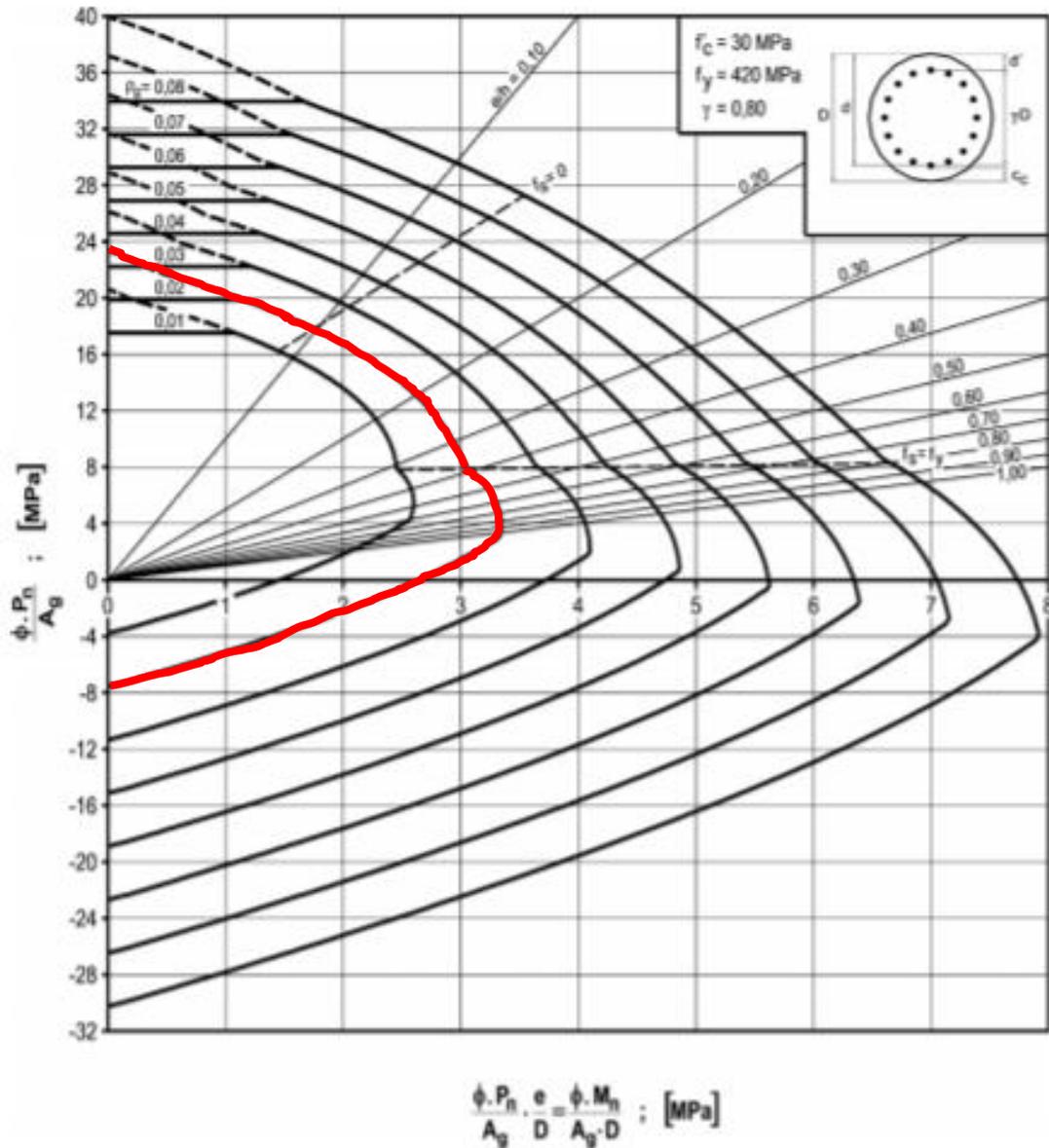
|    | Fz(kN)   | Fx(kN)    | Fy(kN)    |
|----|----------|-----------|-----------|
| A1 | 56,3674  | -0,2551   | 4,137     |
| A2 | 32,6051  | 2,271     | 1,9734    |
| A3 | 29,1785  | -0,7874   | 1,4316    |
| A4 | 33,2207  | -3,8689   | 1,8699    |
| A5 | 56,2321  | -0,7402   | 3,7859    |
| P1 | 172,7455 | -101,2019 | 101,2655  |
| P2 | 224,7144 | -205,0001 | -0,2955   |
| P3 | 101,1173 | -273,8716 | 0,1857    |
| P4 | 248,651  | -295,7028 | 0,0494    |
| P5 | 59,6164  | -222,4721 | 0,125     |
| P6 | 524,5631 | -173,7793 | 60,2012   |
| M1 | 425,979  | 3,2572    | 14,8216   |
| M2 | 231,8983 | -0,5886   | 0,4973    |
| M3 | 286,9026 | -0,6007   | -0,3841   |
| M4 | 336,1489 | -0,8615   | -19,2815  |
| M5 | 246,6083 | -0,4191   | -8,597    |
| M6 | 430,0604 | -0,3255   | -16,4932  |
| S1 | 47,6253  | -97,6887  | -57,3216  |
| S2 | 296,4793 | -255,1978 | -1,4125   |
| S3 | 384,1806 | -414,3958 | -1,0372   |
| S4 | 343,8478 | -391,7646 | -0,8681   |
| S5 | 278,0378 | -278,4289 | -0,2178   |
| S6 | 525,2904 | -168,4003 | -102,6082 |

|    | Fz(kN)   | Fx(kN)   | Fy(kN)    |
|----|----------|----------|-----------|
| A1 | 43,922   | 0,6025   | 3,1898    |
| A2 | 23,3059  | 2,9223   | 1,4226    |
| A3 | 20,4523  | 0,7092   | 0,9904    |
| A4 | 23,7634  | -1,5941  | 1,3524    |
| A5 | 40,5775  | 0,3885   | 2,8993    |
| P1 | 481,7046 | 148,7179 | 63,9552   |
| P2 | 41,1294  | 238,6376 | -0,2312   |
| P3 | 178,8347 | 307,6804 | 0,1463    |
| P4 | 19,6166  | 244,1056 | 0,0435    |
| P5 | 176,4738 | 210,5419 | 0,0912    |
| P6 | 87,6739  | 134,1145 | 75,1002   |
| M1 | 413,0324 | 3,5721   | -16,7001  |
| M2 | 167,0774 | 0,6127   | 0,2567    |
| M3 | 206,3967 | 0,5905   | -0,4488   |
| M4 | 255,6503 | 0,4766   | -16,6379  |
| M5 | 183,0885 | 0,7614   | -7,3661   |
| M6 | 322,3546 | -0,2212  | 29,7116   |
| S1 | 489,275  | 145,3155 | -103,5711 |
| S2 | 196,3667 | 305,456  | -0,8161   |
| S3 | 238,222  | 399,4909 | -0,7558   |
| S4 | 235,8147 | 348,0303 | -0,6363   |
| S5 | 181,5135 | 267,45   | -0,1676   |
| S6 | 30,3862  | 122,5041 | -47,4229  |

### Verificación del pilote como una columna sometida a flexo compresión

Una vez determinado el diámetro necesario del pilote, procedemos a verificar si este resiste como columna a flexo-compresión o si debe ser redimensionado. Para esto usamos los diagramas de Interacción M-N, provistos por el CIRSOC 201-2005.

Adoptando un Hormigón con resistencia a la compresión H-30, acero con tensión de fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$ , y un  $\gamma = 0,8$  y asumiendo una cuantía del 2%, utilizamos el siguiente diagrama.



De las tablas de reacciones para los estados últimos, obtenemos el esfuerzo normal, y el momento último que se calcula como la resultante de las reacciones horizontales multiplicada por la distancia del punto de aplicación de la fuerza a la base de la columna (8m),

|    |    | Fz(kN)   | Fx(kN)    | Fy(kN)    | Normal(kN) | Rh(resultante) | Mu(kNm)     |
|----|----|----------|-----------|-----------|------------|----------------|-------------|
| U1 | S1 | 550,2201 | 43,9713   | -175,5667 | 550,2201   | 180,9893       | 1447,914724 |
|    | S2 | 403,0788 | 36,6729   | -1,9228   | 403,0788   | 36,7233        | 293,7861812 |
|    | S3 | 496,7545 | -12,5485  | -1,5915   | 496,7545   | 12,6490        | 101,1921655 |
|    | S4 | 466,0507 | -35,8081  | -1,3236   | 466,0507   | 35,8326        | 286,6604338 |
|    | S5 | 377,0342 | -5,3823   | -0,3475   | 377,0342   | 5,3935         | 43,1480499  |
|    | S6 | 561,0777 | -41,2662  | -162,6274 | 561,0777   | 167,7813       | 1342,25054  |
| U2 | S1 | 47,6253  | -97,6887  | -57,3216  | 47,6253    | 113,2645       | 906,1160344 |
|    | S2 | 296,4793 | -255,1978 | -1,4125   | 296,4793   | 255,2017       | 2041,613672 |
|    | S3 | 384,1806 | -414,3958 | -1,0372   | 384,1806   | 414,3971       | 3315,176784 |
|    | S4 | 343,8478 | -391,7646 | -0,8681   | 343,8478   | 391,7656       | 3134,124494 |
|    | S5 | 278,0378 | -278,4289 | -0,2178   | 278,0378   | 278,4290       | 2227,431881 |
|    | S6 | 525,2904 | -168,4003 | -102,6082 | 525,2904   | 197,1981       | 1577,585066 |
| U3 | S1 | 489,275  | 145,3155  | -103,5711 | 489,275    | 178,4477       | 1427,581279 |
|    | S2 | 196,3667 | 305,456   | -0,8161   | 196,3667   | 305,4571       | 2443,656722 |
|    | S3 | 238,222  | 399,4909  | -0,7558   | 238,222    | 399,4916       | 3195,93292  |
|    | S4 | 235,8147 | 348,0303  | -0,6363   | 235,8147   | 348,0309       | 2784,247053 |
|    | S5 | 181,5135 | 267,45    | -0,1676   | 181,5135   | 267,4501       | 2139,60042  |
|    | S6 | 30,3862  | 122,5041  | -47,4229  | 30,3862    | 131,3628       | 1050,902422 |

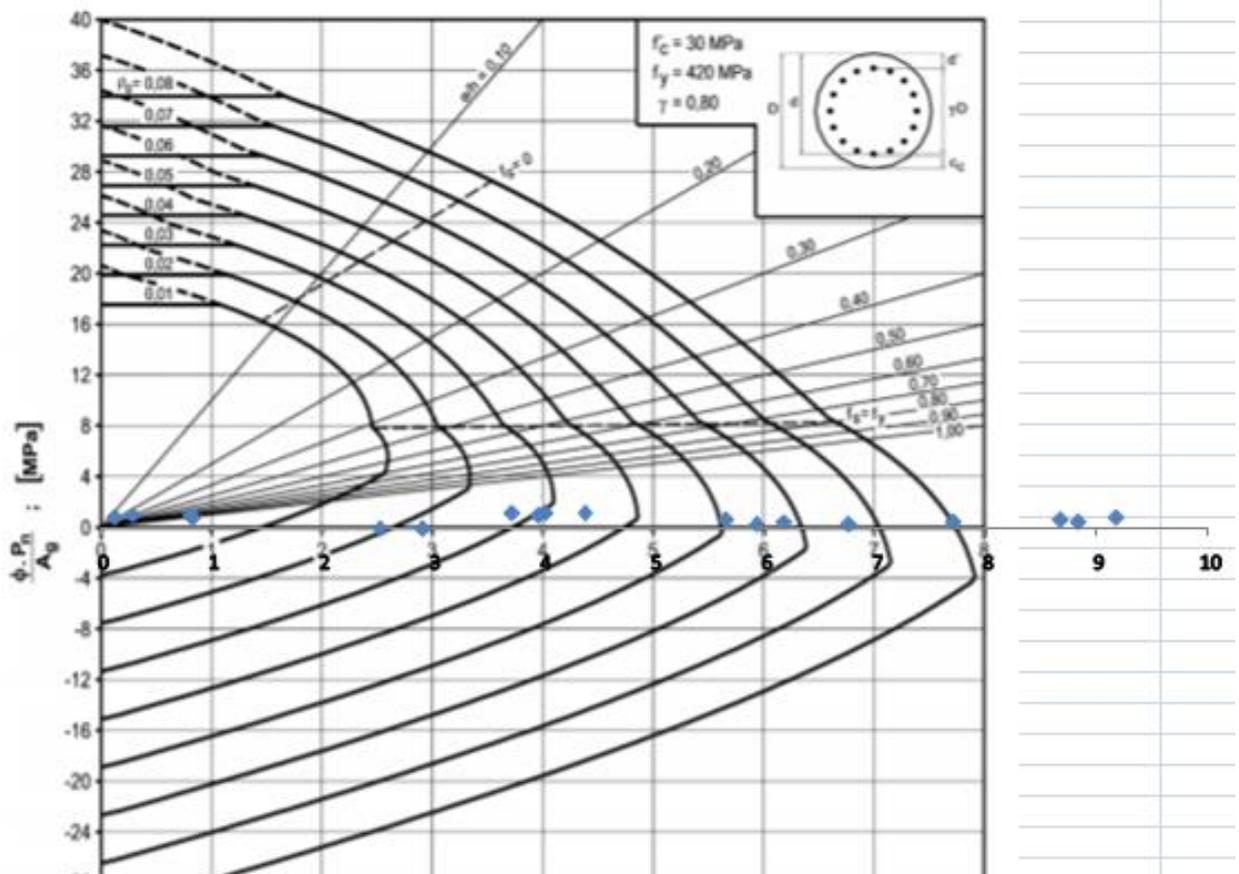
Estos esfuerzos deben ser modificados por su factor de seguridad, en el caso de la compresión, se divide este esfuerzo por 0,85 (factor de seguridad por segregación) mientras que al momento último se lo divide por 0,9.

|    |    | Fz(kN)   | Fx(kN)    | Fy(kN)    | Normal(kN)  | Rh(resultante) | Mu(kNm)     |
|----|----|----------|-----------|-----------|-------------|----------------|-------------|
| U1 | S1 | 550,2201 | 43,9713   | -175,5667 | 647,3177647 | 180,9893       | 1608,794138 |
|    | S2 | 403,0788 | 36,6729   | -1,9228   | 474,2103529 | 36,7233        | 326,4290902 |
|    | S3 | 496,7545 | -12,5485  | -1,5915   | 584,4170588 | 12,6490        | 112,4357395 |
|    | S4 | 466,0507 | -35,8081  | -1,3236   | 548,2949412 | 35,8326        | 318,5115931 |
|    | S5 | 377,0342 | -5,3823   | -0,3475   | 443,5696471 | 5,3935         | 47,94227767 |
|    | S6 | 561,0777 | -41,2662  | -162,6274 | 660,0914118 | 167,7813       | 1491,389489 |
| U2 | S1 | 47,6253  | -97,6887  | -57,3216  | 56,02976471 | 113,2645       | 1006,795594 |
|    | S2 | 296,4793 | -255,1978 | -1,4125   | 348,7991765 | 255,2017       | 2268,459636 |
|    | S3 | 384,1806 | -414,3958 | -1,0372   | 451,9771765 | 414,3971       | 3683,52976  |
|    | S4 | 343,8478 | -391,7646 | -0,8681   | 404,5268235 | 391,7656       | 3482,360549 |
|    | S5 | 278,0378 | -278,4289 | -0,2178   | 327,1032941 | 278,4290       | 2474,924313 |
|    | S6 | 525,2904 | -168,4003 | -102,6082 | 617,9887059 | 197,1981       | 1752,872295 |
| U3 | S1 | 489,275  | 145,3155  | -103,5711 | 575,6176471 | 178,4477       | 1586,201421 |
|    | S2 | 196,3667 | 305,456   | -0,8161   | 231,0196471 | 305,4571       | 2715,174135 |
|    | S3 | 238,222  | 399,4909  | -0,7558   | 280,2611765 | 399,4916       | 3551,036577 |
|    | S4 | 235,8147 | 348,0303  | -0,6363   | 277,4290588 | 348,0309       | 3093,607837 |
|    | S5 | 181,5135 | 267,45    | -0,1676   | 213,5452941 | 267,4501       | 2377,3338   |
|    | S6 | 30,3862  | 122,5041  | -47,4229  | 35,74847059 | 131,3628       | 1167,669358 |

Ahora, para entrar a la tabla, dividimos el esfuerzo normal (ya modificado por el factor de seguridad), y lo dividimos por el  $A_g$ . Y verificamos si el esfuerzo nominal que nos da la tabla es mayor al esfuerzo ultimo (modificado ya por el factor de seguridad) de cada una de las columnas.

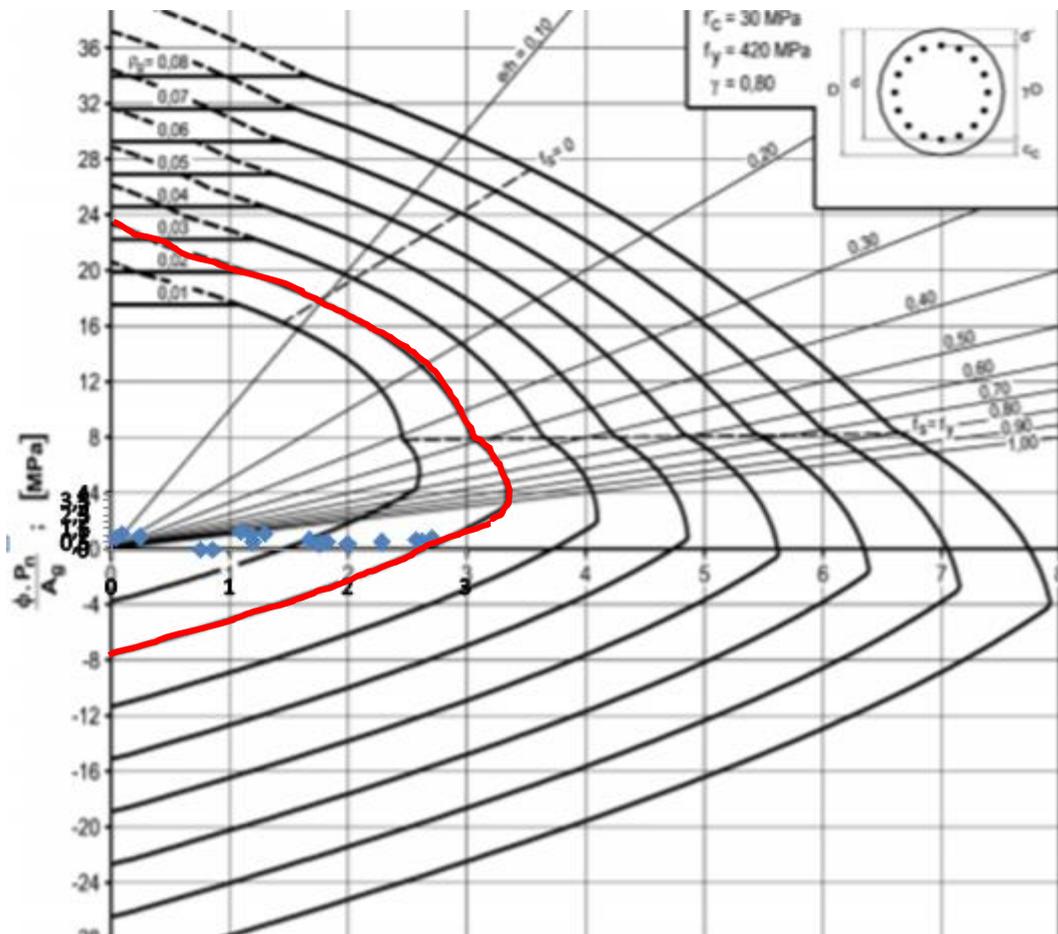
Obtenemos los siguientes resultados:

|    |    | Normal(kN) | N/A <sub>g</sub> [KN/m <sup>2</sup> ] | N/A <sub>g</sub> (MPa) | Mu(kNm)     | Mu(kNm/A <sub>g</sub> *D) | Mu(MPa)     |
|----|----|------------|---------------------------------------|------------------------|-------------|---------------------------|-------------|
| U1 | S1 | 647,32     | 1287,798043                           | 1,28779804             | 1608,794138 | 4000,743636               | 4,000743636 |
|    | S2 | 474,21     | 943,411718                            | 0,94341172             | 326,4290902 | 811,7627201               | 0,81176272  |
|    | S3 | 584,42     | 1162,661039                           | 1,16266104             | 112,4357395 | 279,6048038               | 0,279604804 |
|    | S4 | 548,29     | 1090,798354                           | 1,09079835             | 318,5115931 | 792,0735161               | 0,792073516 |
|    | S5 | 443,57     | 882,4539578                           | 0,88245396             | 47,94227767 | 119,2226885               | 0,119222688 |
|    | S6 | 660,09     | 1313,210412                           | 1,31321041             | 1491,389489 | 3708,782165               | 3,708782165 |
| U2 | S1 | 56,03      | 111,4676984                           | 0,1114677              | 1006,795594 | 2503,695762               | 2,503695762 |
|    | S2 | 348,80     | 693,9140579                           | 0,69391406             | 2268,459636 | 5641,197489               | 5,641197489 |
|    | S3 | 451,98     | 899,1802096                           | 0,89918021             | 3683,52976  | 9160,188927               | 9,160188927 |
|    | S4 | 404,53     | 804,7807122                           | 0,80478071             | 3482,360549 | 8659,922037               | 8,659922037 |
|    | S5 | 327,10     | 650,7514624                           | 0,65075146             | 2474,924313 | 6154,633127               | 6,154633127 |
|    | S6 | 617,99     | 1229,449722                           | 1,22944972             | 1752,872295 | 4359,036695               | 4,359036695 |
| U3 | S1 | 575,62     | 1145,155161                           | 1,14515516             | 1586,201421 | 3944,560146               | 3,944560146 |
|    | S2 | 231,02     | 459,5990804                           | 0,45959908             | 2715,174135 | 6752,085545               | 6,752085545 |
|    | S3 | 280,26     | 557,5620109                           | 0,55756201             | 3551,036577 | 8830,705343               | 8,830705343 |
|    | S4 | 277,43     | 551,9276907                           | 0,55192769             | 3093,607837 | 7693,173151               | 7,693173151 |
|    | S5 | 213,55     | 424,8349525                           | 0,42483495             | 2377,3338   | 5911,945381               | 5,911945381 |
|    | S6 | 35,75      | 71,11933732                           | 0,07111934             | 1167,669358 | 2903,756077               | 2,903756077 |



En el caso anterior, vemos que existen valores que exceden el momento nominal permitido para una carga de compresión dada. Por lo que procedemos a redimensionar.

Adoptando un Hormigón con resistencia a la compresión H-30, acero con tensión de fluencia  $f_y = 420\text{MPa}$ , y un  $\gamma = 0,8$  y asumiendo una cuantía del 3%, y utilizando un diámetro de 1,2m para los pilotes tenemos que:



La sección **VERIFICA**

*Seccion Adoptada: Circular*

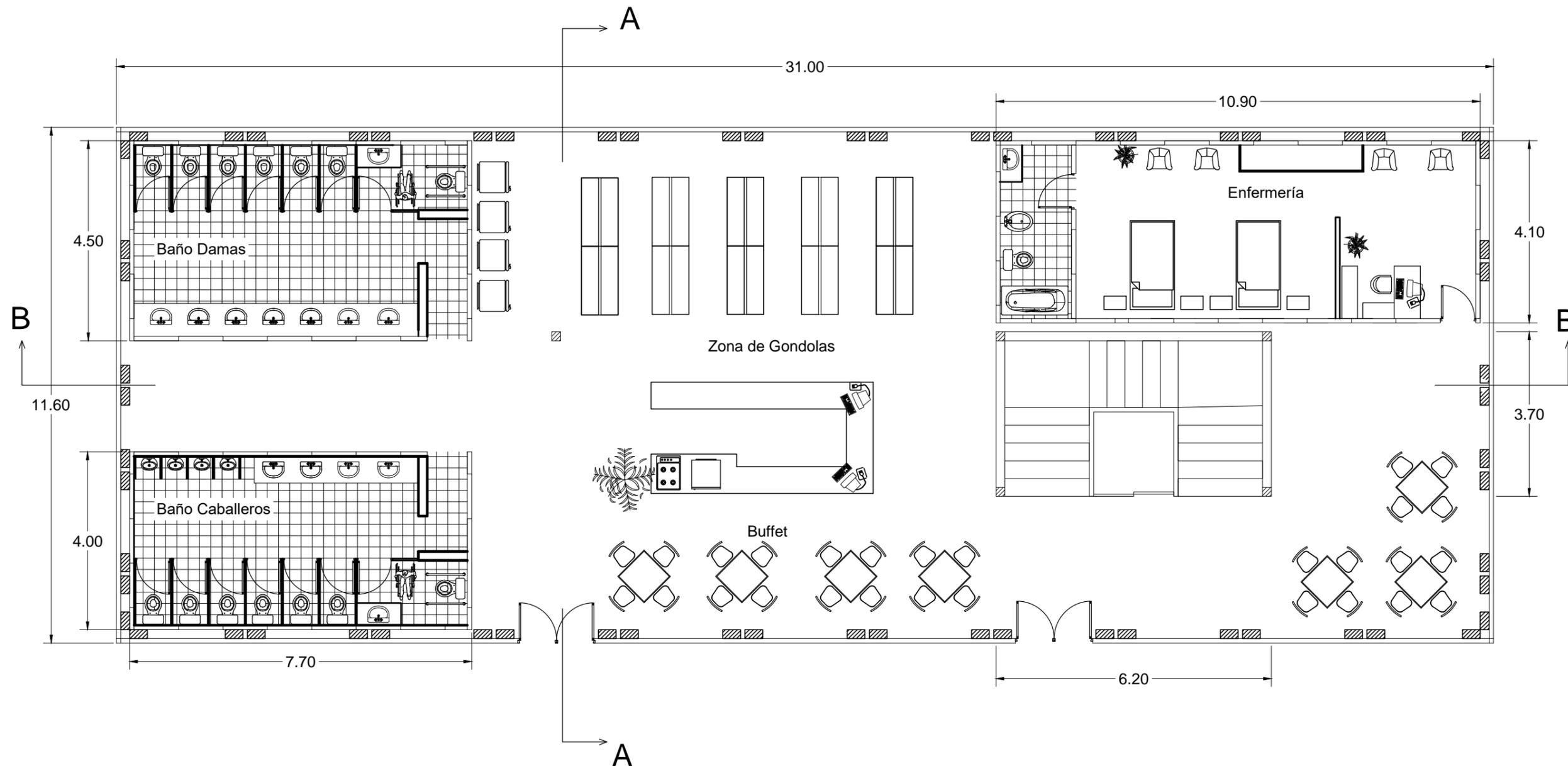
*Diametro: 1,2m*

*Cuantia: 2%*

*Armadura longitudinal =  $226,2\text{cm}^2 \rightarrow 30\emptyset 32 = 241\text{cm}^2$*

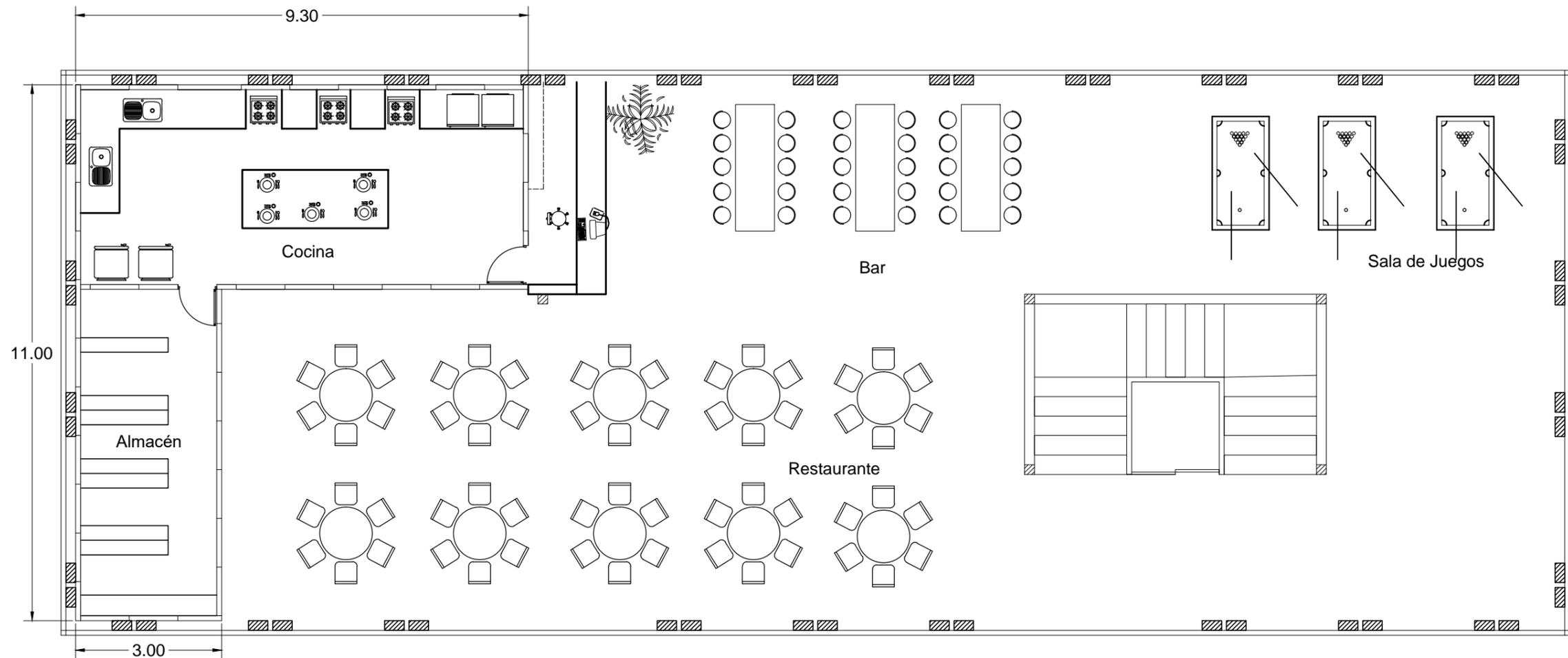
*Armadura Transversal = Estribos circulares de 16mm cada 5cm*





Planta Baja  
 Edificio Principal

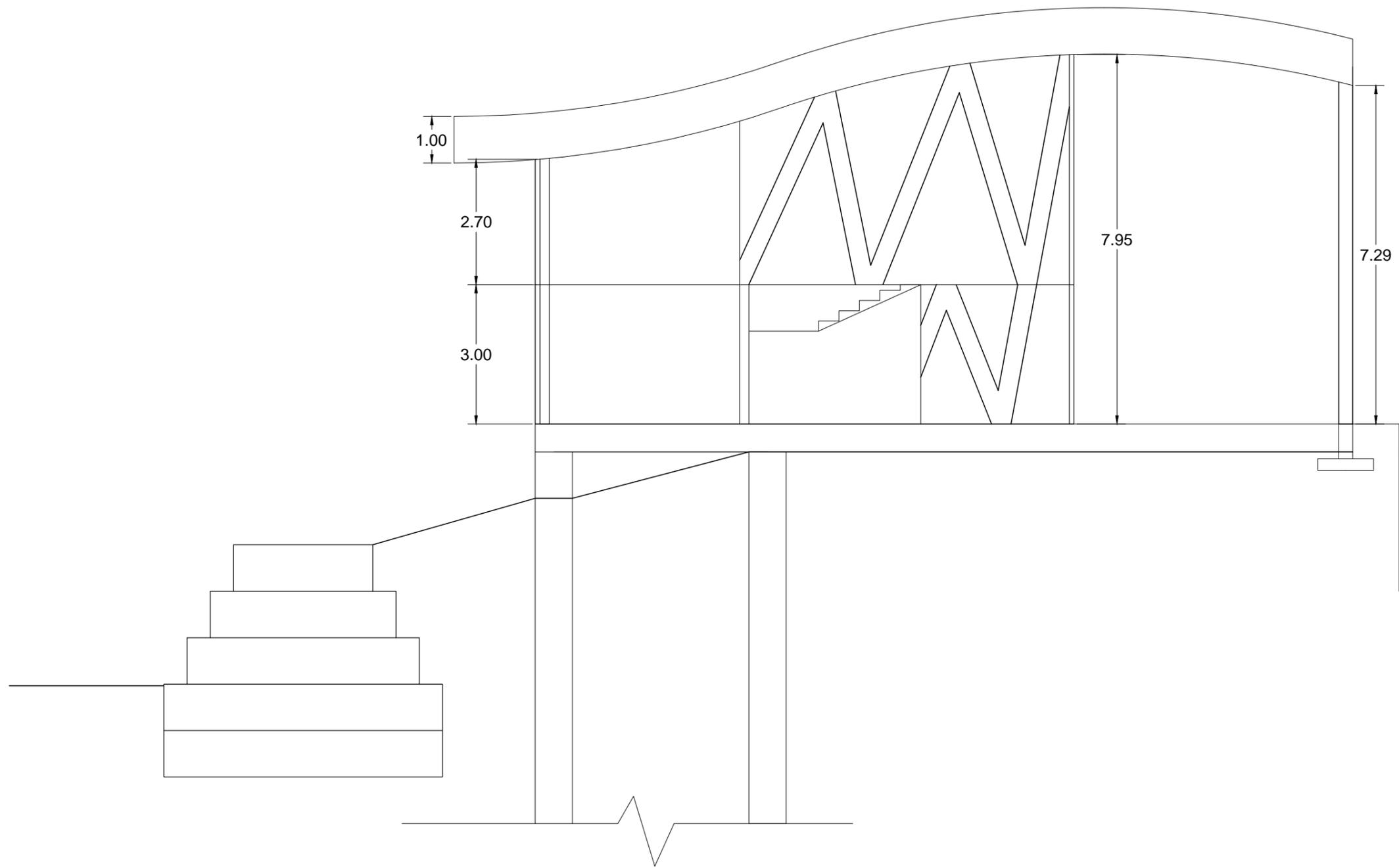
|                             |              |
|-----------------------------|--------------|
| ESC 1:100                   | Arquitectura |
| Proyecto Muelle Potrerillos |              |



Planta Alta  
Edificio Principal

ESC 1:100 Arquitectura

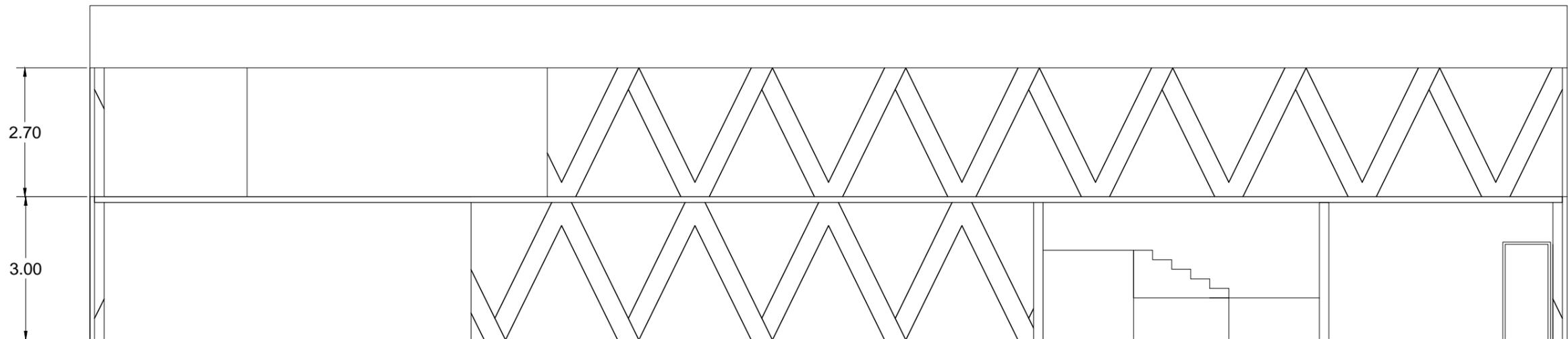
Proyecto Muelle Potrerillos



Corte A-A  
Edificio Principal

ESC 1:100 | Arquitectura

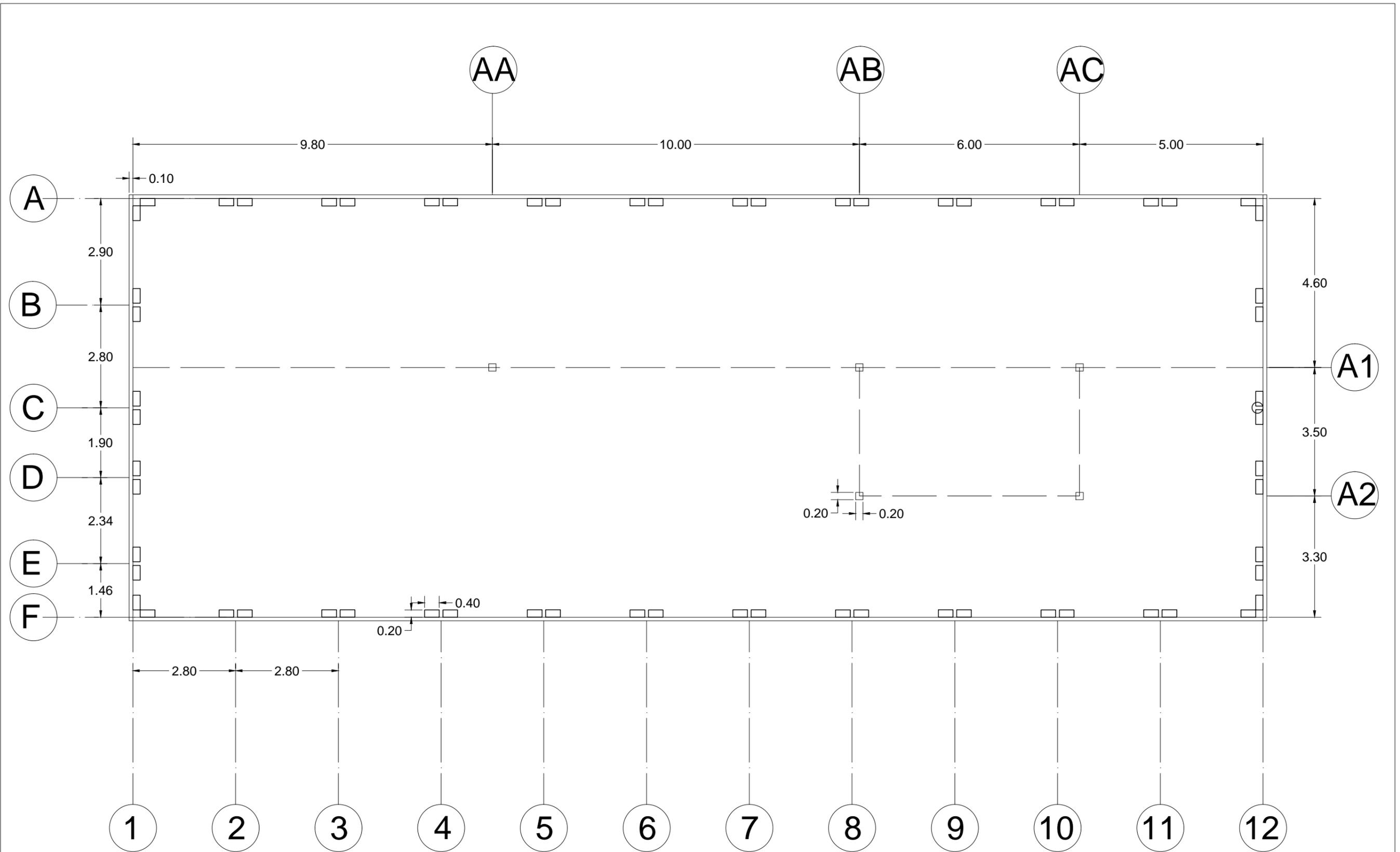
Proyecto Muelle Potrerillos



**Corte B-B**  
**Edificio Principal**

ESC 1:100 | Arquitectura

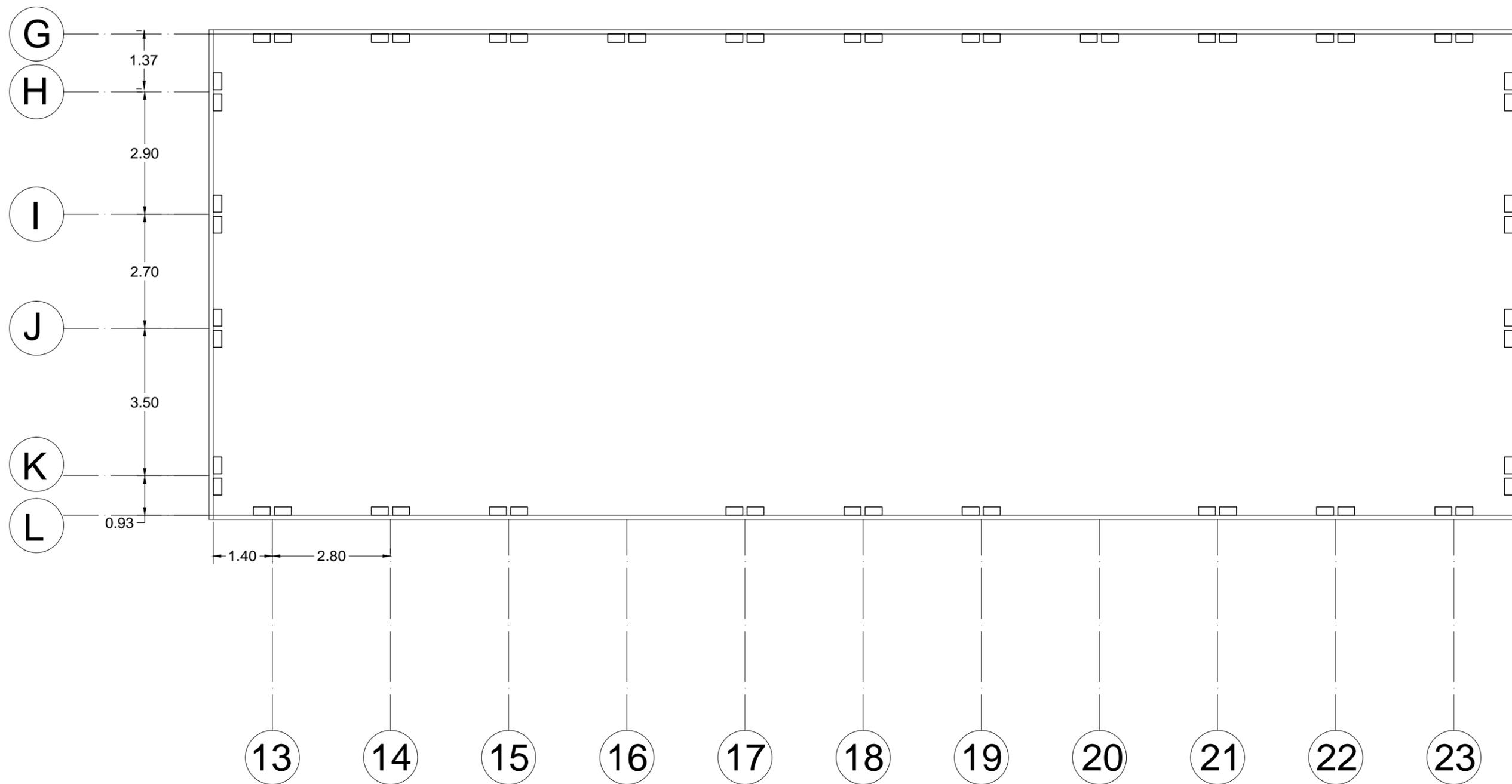
Proyecto Muelle Potrerillos



Planta Baja

ESC 1:100 Estructura

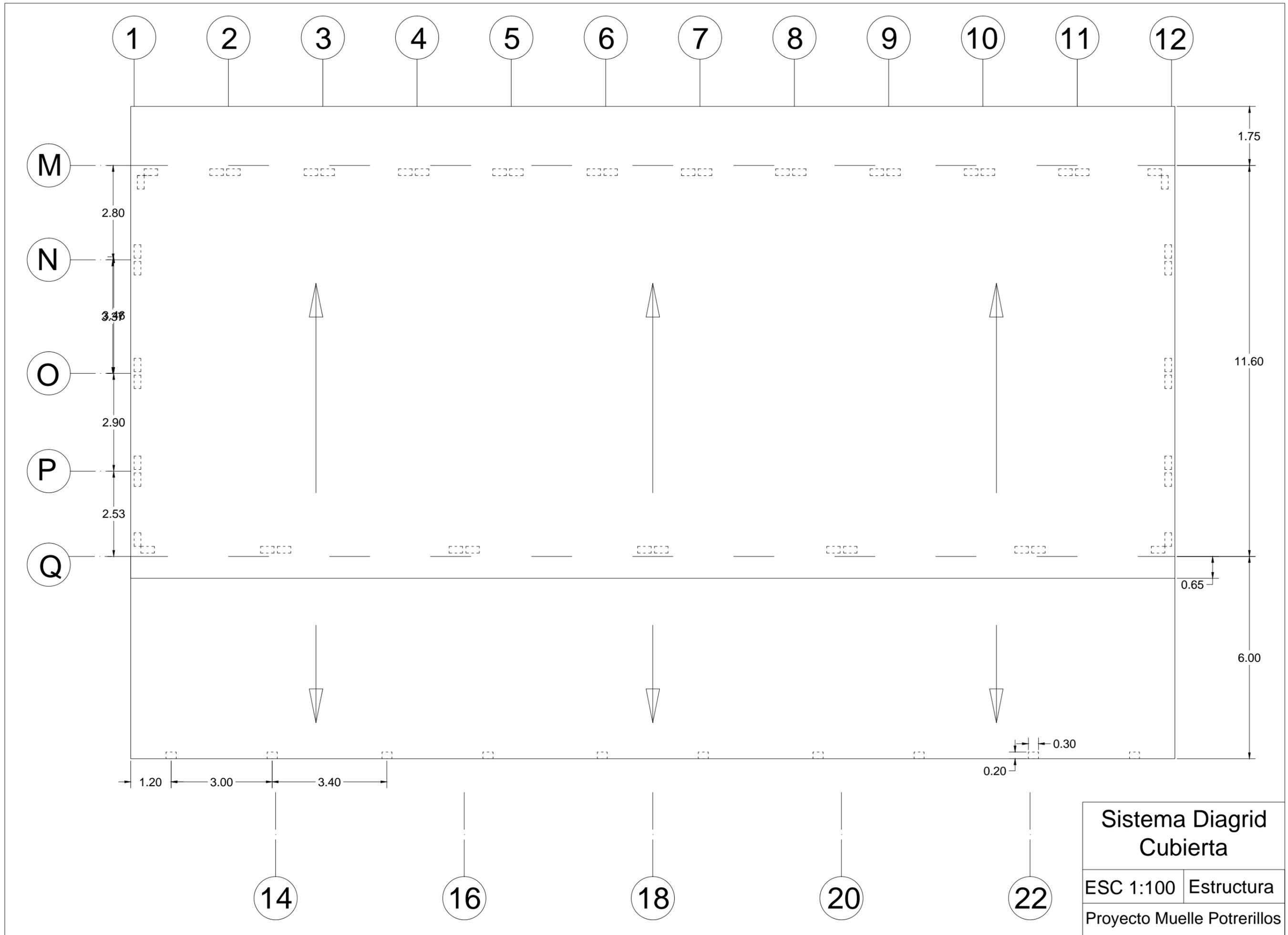
Proyecto Muelle Potrerillos

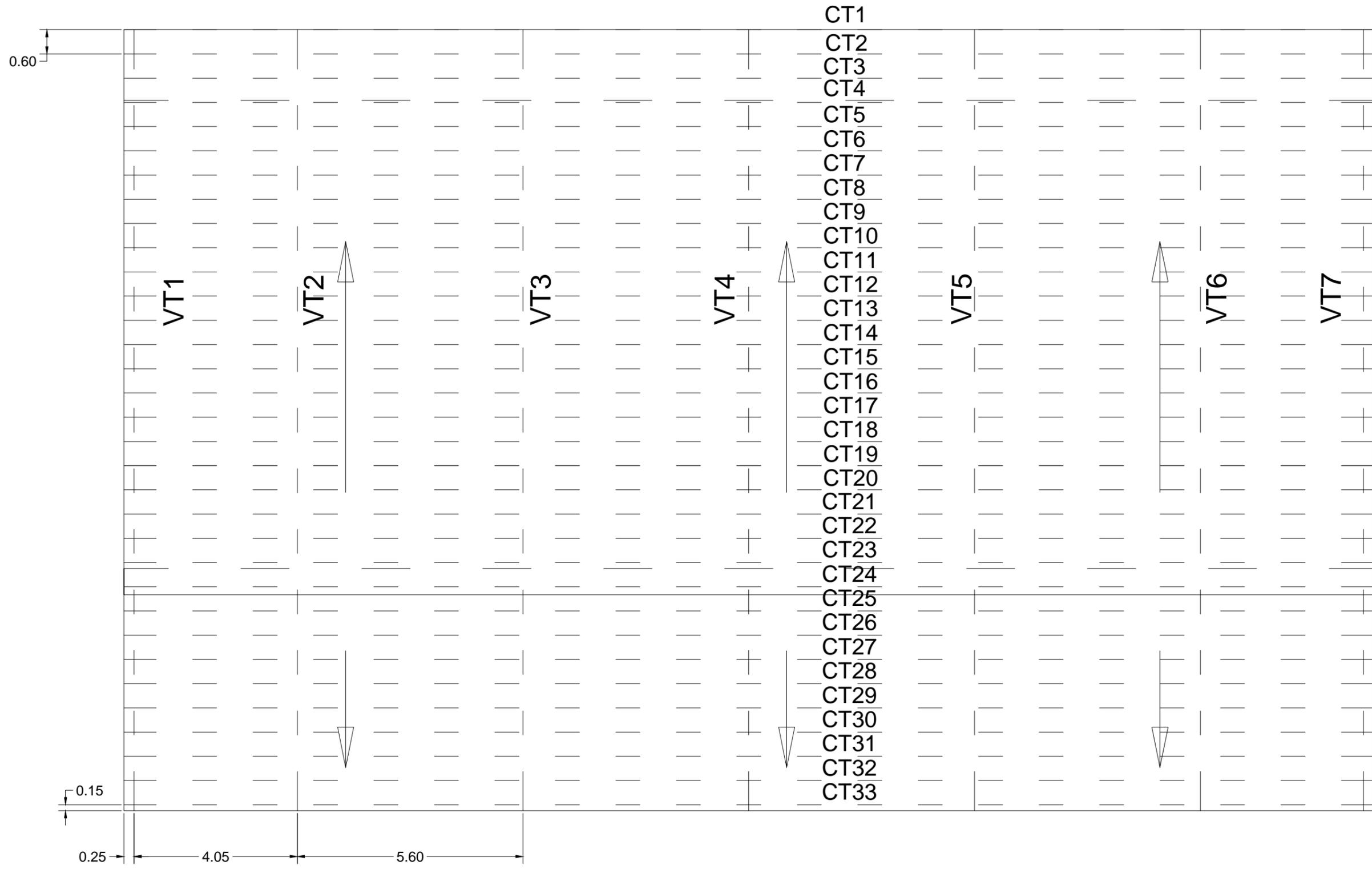


Planta Alta

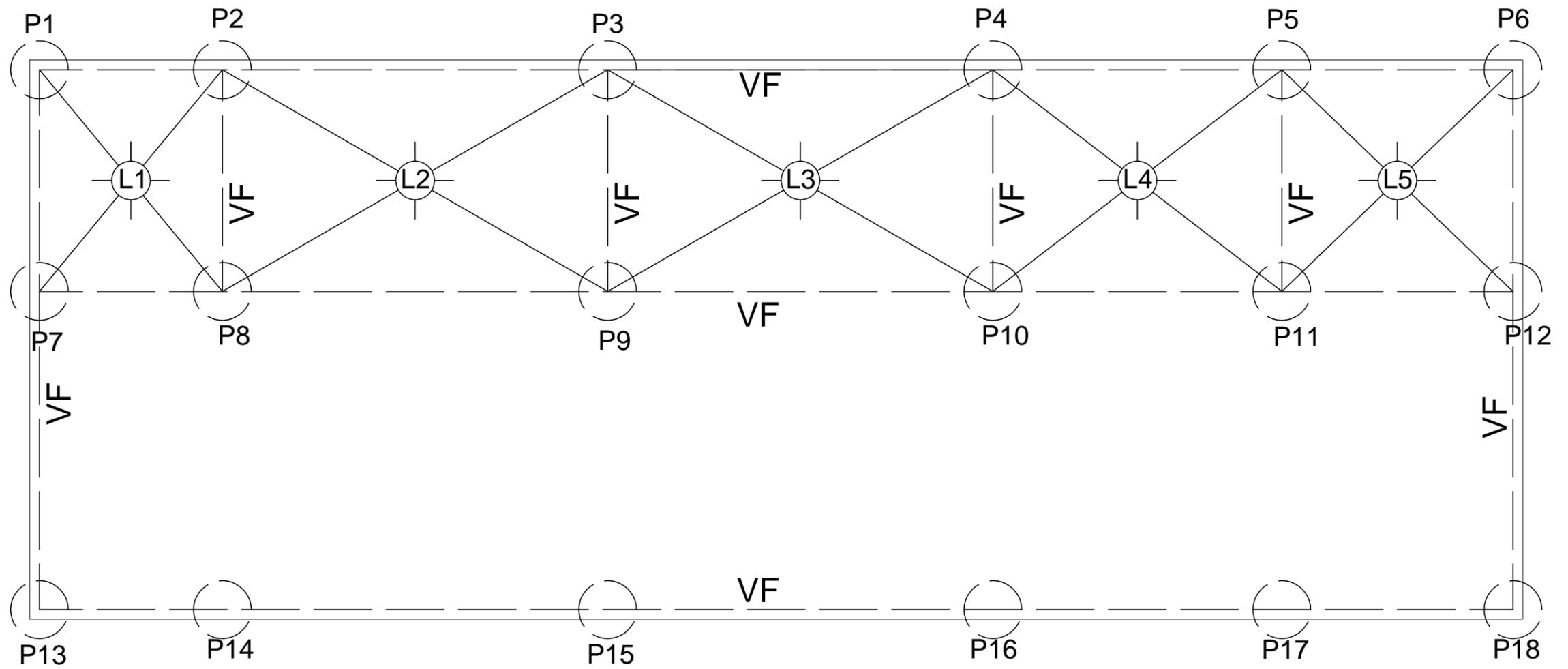
ESC 1:100 Estructura

Proyecto Muelle Potrerillos





|                                   |            |
|-----------------------------------|------------|
| <b>Sistema Vigas<br/>Cubierta</b> |            |
| ESC 1:100                         | Estructura |
| Proyecto Muelle Potrerillos       |            |



|                                |            |
|--------------------------------|------------|
| <b>Planta de<br/>Fundación</b> |            |
| ESC 1:100                      | Estructura |
| Proyecto Muelle Potrerillos    |            |

Entablonado de Madera de Pino Parana (e=8cm)

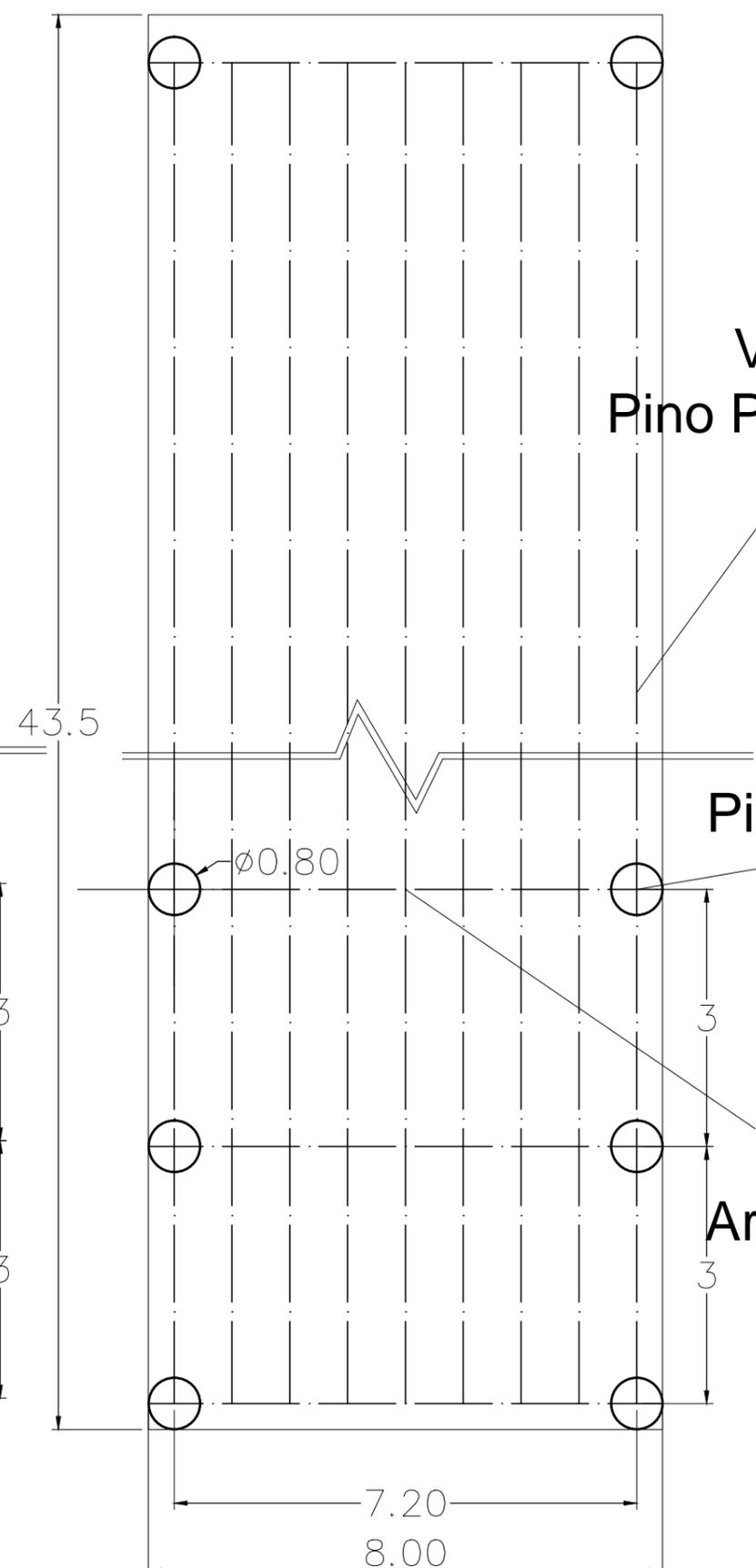
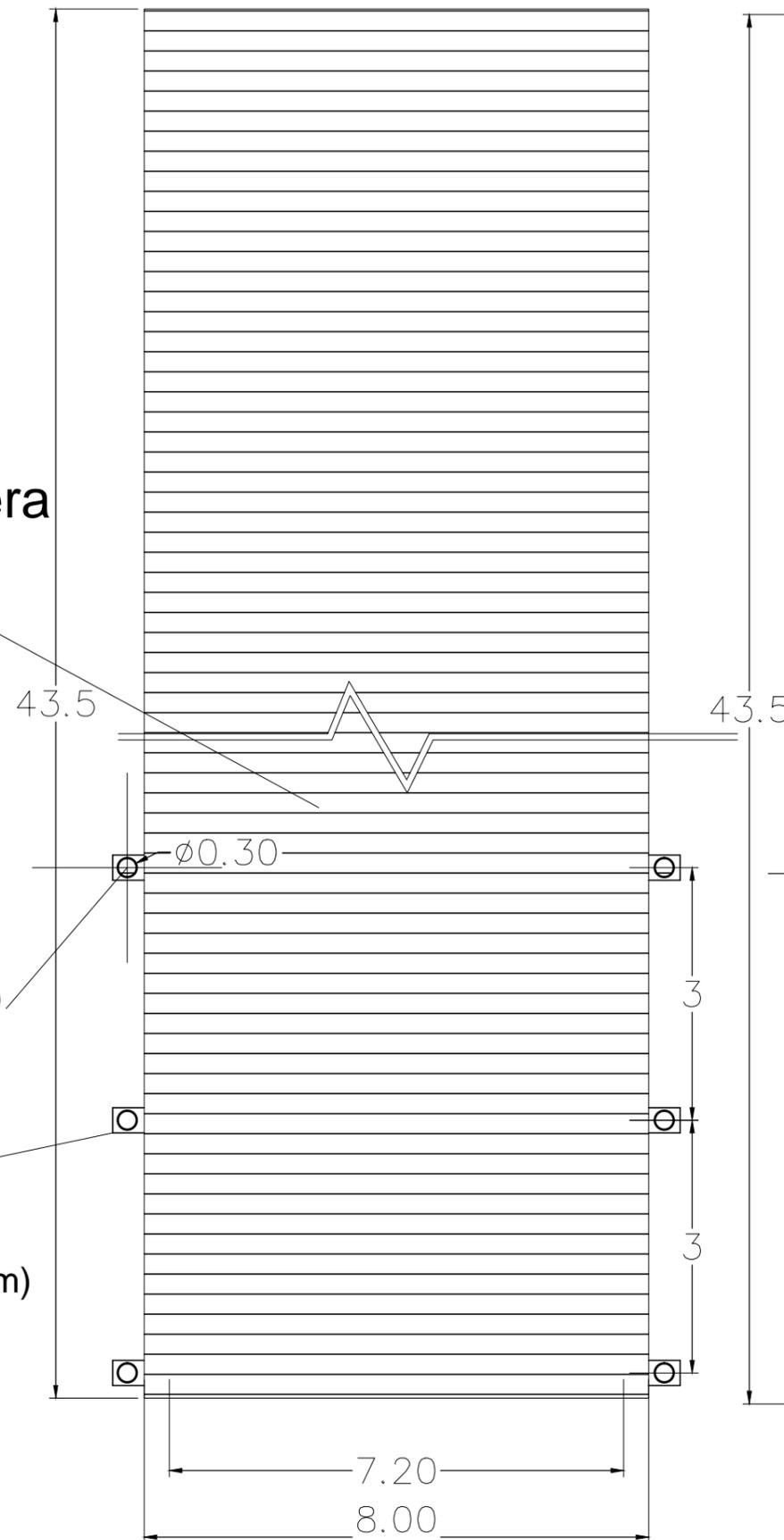
Amarras (h=55cm;D=20cm)

Viga de Hormigón Armado (h=80cm;b=40cm)

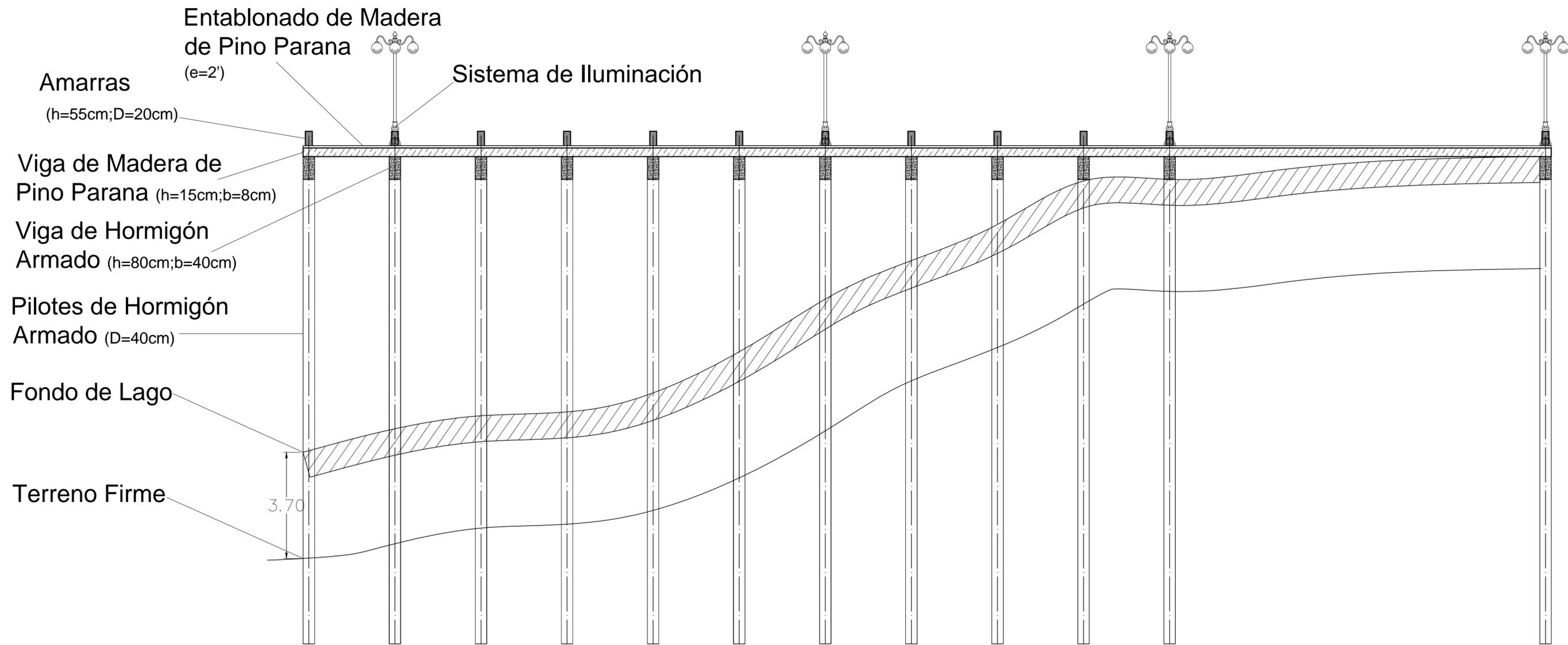
Viga de Madera de Pino Parana (h=15cm;b=8cm)

Pilotes de Hormigón Armado (D=40cm)

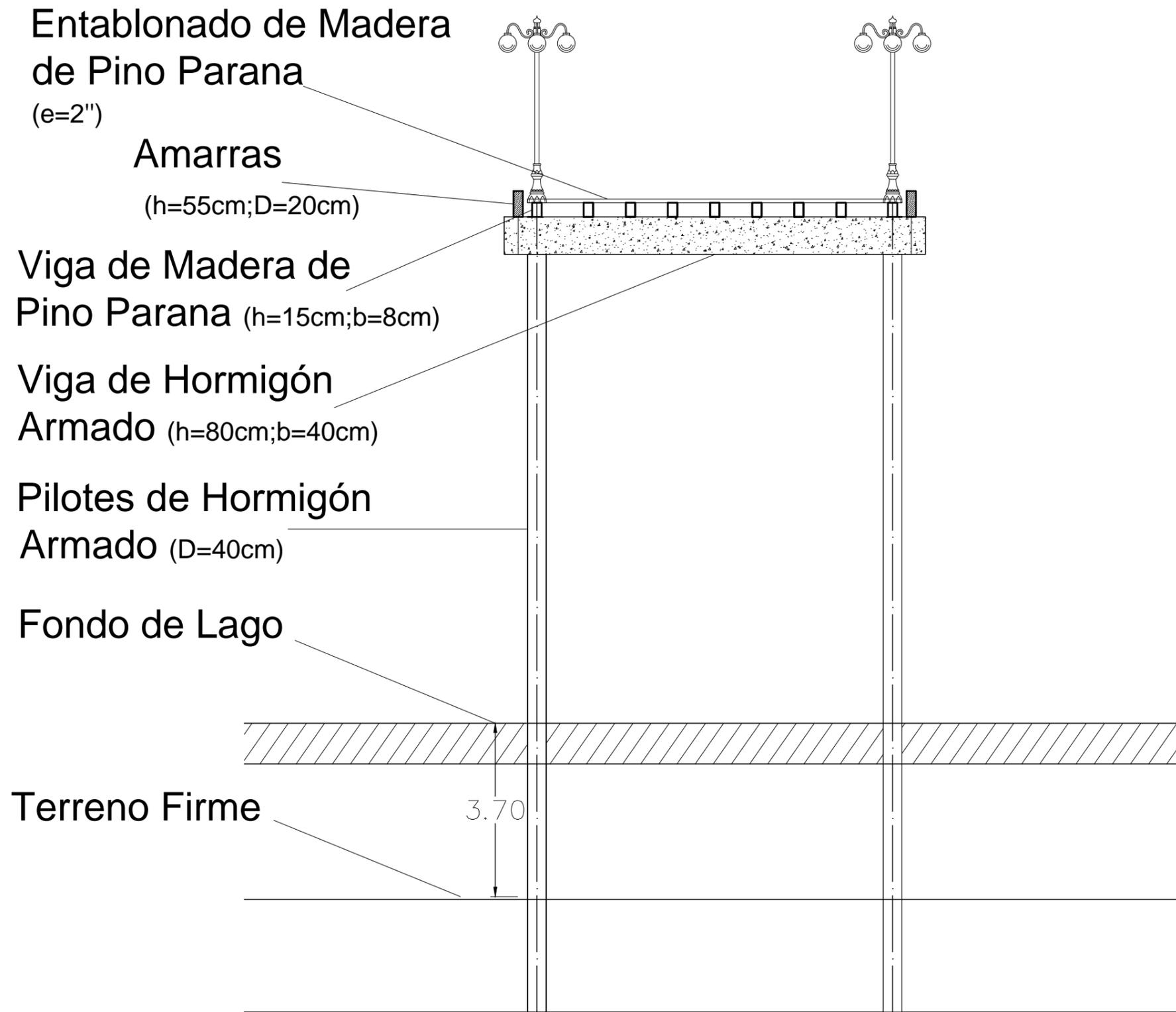
Viga de Hormigón Armado (h=80cm;b=40cm)



|                             |            |
|-----------------------------|------------|
| Planta detalle Muelle Fijo  |            |
| ESC 1:100                   | Estructura |
| Proyecto Muelle Potrerillos |            |



|                              |            |
|------------------------------|------------|
| Vista lateral<br>Muelle Fijo |            |
| ESC 1:100                    | Estructura |
| Proyecto Muelle Potrerillos  |            |



Vista frontal  
Muelle Fijo

ESC 1:100 Estructura

Proyecto Muelle Potrerillos