

UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil



**“DISEÑO DE UN MARCO DE CARGA PARA LA FACULTAD DE INGENIERÍA”**

**LUIS PÉREZ GACITÚA**

INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía**

Claudio Oyarzo Vera

**Profesor Informante**

Nelson Maureira Carsalade

Concepción, Marzo 2017



## **Resumen**

En el presente trabajo se muestra la metodología para realizar el cálculo estructural, además de un breve análisis económico, de un marco de carga que se implementará en el laboratorio de Ingeniería Estructural de la Universidad Católica de la Santísima Concepción.

Este marco de carga se utilizará para realizar ensayos sobre diversas estructuras, como por ejemplo muros de hormigón armado a escala real. Estos ensayos solicitarán al muro en sentido horizontal y vertical, de manera de forzar una falla por corte y además emular las cargas correspondientes a dos pisos sobre el muro.

Para realizar el cálculo estructural se consideraron las combinaciones de carga de NCh 3171, y los procedimientos exigidos por el código AISC 2010, norma de diseño estadounidense que rige en Chile.

El análisis económico consideró tanto el marco de acero como sus elementos de unión. Los perfiles utilizados pertenecen al catálogo del mercado nacional, los que son conformados por planchas de acero soldadas entre sí.

## Abstract

This research shows the methodology to make the structural calculation of a loading frame. In addition, a brief economic analysis about it, which will be implemented in the laboratory of structural engineering at the Universidad Católica de la Santísima Concepción.

This loading frame will be used to test different kind of structures, such as reinforced concrete walls. The tests will load the wall vertically and horizontally, in order to force a shear failure. Besides, to emulate the corresponding loads of three floors over the wall.

To carry out the structural calculation was considered the combination of loads from NCh 3171 and the required procedures by the code AISC 2010, which is an American rule that governs in Chile.

The economic analysis involves the steel frame and joint elements. The sections used belong to the national market catalogue, which are made by steel sheet welded to each other.

*A mi familia y amigos*



## **Agradecimientos**

Quiero partir agradeciendo a mis padres y a mi hermana por su infinita paciencia y amor, sin su apoyo y enseñanzas no sería ni la mitad de lo que intento ser. También a mis mascotas, que son parte importante de mi familia y que alegran mi vida día a día.

A mis primos y compañeros de farra, Rodrigo, Christian, Pablo, Danilo, Francisco, Felipe P, Edwin y Felipe M, sin ellos hubiese terminado antes y reprobado menos asignaturas. Sin embargo, no me arrepiento de nada.

A Karla, mi polola, por apoyarme siempre y ser la voz de mí conciencia. Gracias por la comprensión, apoyo y motivación.

A mis amigos del colegio Mauricio y Pablo por los años de amistad que han pasado y por los que vendrán.

A mis compañeros de universidad con quienes he compartido más de alguna aventura y desventura. Fernando, Diego, Evelyn, Claudio, Fabián, porque sin ellos el XVII CEIC hubiese sido un total fracaso. A Matías y Leslie por ser mis amigos y compañeros de estudios desde el primer año. A Jael, ya que a pesar de que nuestra amistad ha tenido altos y bajos, al final siempre somos amigos. A Daniel y Mathias porque me hacen reír. Además a todos los compañeros con quienes compartí estos años en la universidad, de todos aprendí algo.

A la secretaria del Departamento de Ingeniería Civil Sra. Mariella García por su paciencia, excelente voluntad y por sus constantes palabras de aliento.

Finalmente, agradecer a mi profesor guía, Dr. Claudio Oyarzo Vera, porque sin su ayuda y motivación esto no sería posible. Mención aparte merece su infinita paciencia para conmigo y todos mis compañeros que lo han tenido como profesor.



# Índice de contenidos

<b>1. Introducción.....</b>	<b>1</b>
<b>2. Consideraciones.....</b>	<b>3</b>
2.1. Cilindros hidráulicos.....	3
2.2. Memoria de cálculo de muro de hormigón armado.....	4
2.3. Cargas.....	5
2.4. Combinaciones de carga.....	7
2.5. Estructuración del modelo.....	9
- Columnas.....	11
- Contrafuerte.....	13
- Viga transversal.....	15
- Enrejado.....	17
<b>3. Verificaciones de AISC 2010.....</b>	<b>20</b>
3.1. Contrafuerte.....	20
3.2. Columnas.....	33
3.3. Viga.....	38
<b>4. Conexiones.....</b>	<b>44</b>
4.1. Conexión Viga-Columna.....	45
4.2. Conexiones del contrafuerte.....	48
<b>5. Costos.....</b>	<b>51</b>
<b>6. Planos.....</b>	<b>53</b>
<b>7. Anexos.....</b>	<b>60</b>
7.1. Modelos del marco.....	60
<b>8. Referencias.....</b>	<b>64</b>

## Índice de figuras

Figura 1. Esquema tipo del marco de carga, cotas en mm. ....	2
Figura 2. Cilindro hidráulico tipo. ....	4
Figura 3. Ubicación, magnitud y dirección de las fuerzas del caso 1. Derecha peso propio, izquierda carga de servicio. ....	6
Figura 4. Ubicación, magnitud y dirección de las fuerzas del caso 2. Derecha peso propio, izquierda carga de servicio. ....	6
Figura 5. Distintas configuraciones del marco, cotas en m. ....	8
Figura 6. Configuración más desfavorable del marco, cotas en mm. ....	8
Figura 7. Diagrama de momentos de la configuración más desfavorable para el caso 1. ....	9
Figura 8. Diagrama de momentos de la configuración más desfavorable para el caso 2. ....	9
Figura 9. Configuración básica del marco. Capturada de Ram Advanse. ....	10
Figura 10. Configuraciones de prueba. Capturada de Ram Advanse. ....	10
Figura 11. Columnas para el pre diseño. ....	11
Figura 12. Viga doblemente empotrada. ....	12
Figura 13. Perfiles para el pre diseño. Capturada de Ram Advanse. ....	13
Figura 14. Elemento más desfavorable en flexión. ....	15
Figura 15. Viga para el pre diseño. Capturada de Ram Advanse. ....	15
Figura 16. Modelo de la viga. ....	16
Figura 17. Configuración definitiva del enrejado con dimensiones. ....	17
Figura 18. Configuración definitiva del enrejado con solicitaciones axiales máximas. ....	18
Figura 19. Contrafuerte, solicitación axial máxima del elemento 1. ....	20
Figura 20. Sección transversal de perfil IN. ....	21
Figura 21. Contrafuerte, solicitación axial máxima del elemento 2. Capturada de Ram Advanse. ....	25
Figura 22. Sección transversal del perfil IN. ....	26
Figura 23. Contrafuerte, solicitación axial máxima del elemento 3. Capturada de Ram Advanse. ....	29
Figura 24. Sección transversal del perfil IN. ....	30
Figura 25. Solicitaciones máximas de esfuerzos axiales. Capturada de Ram Advanse. ....	33
Figura 26. Sección transversal de perfil IN. Catálogo de Cintac. ....	34
Figura 27. Diagrama de momento para el caso 1, asociado a figura 3. ....	38
Figura 28. Diagrama de momento para el caso 2, asociado a figura 4. ....	39
Figura 29. Sección transversal de perfil IN. ....	40

Figura 30. Diagrama de esfuerzos axiales para la viga. ....	41
Figura 31. Marco con numeración de elementos. Elaboración propia. ....	44
Figura 32. Dibujo de la conexión viga-columna, cotas en mm. ....	48
Figura 33. Marco con nombre de sección en cada elemento .....	51

## Índice de tablas

Tabla 1. Dimensiones de cilindro. Catálogo de Enerpac. ....	4
Tabla 2. Factores de combinaciones de carga mayoradas usando el diseño por resistencia. Fuente: NCh 3171. Of.2010.....	7
Tabla 3. Valores del pre diseño de la columna por inercia mínima. Elaboración propia. ....	12
Tabla 4. Valores de pre diseño de la columna por módulo plástico.....	13
Tabla 5. Resultados del pre diseño del contrafuerte. ....	14
Tabla 6. Resultados del pre diseño de perfiles del enrejado. Elaboración propia. ....	18
Tabla 7. Datos del perfil IN 40x109.....	21
Tabla 8. Razones de esbeltez para el perfil IN 40x109.....	22
Tabla 9. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.....	22
Tabla 10. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN 40x109.....	22
Tabla 11. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.....	23
Tabla 12. Resultados para la flexión en el elemento 1 del contrafuerte.....	23
Tabla 13. Datos del perfil IN25x100.....	26
Tabla 14. Verificación de tracción del perfil IN 25x100. ....	26
Tabla 15. Razones de esbeltez para el perfil IN 25x100.....	27
Tabla 16. Razones de esbeltez local del perfil IN 25x100.....	27
Tabla 17. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN25x100.....	27
Tabla 18. Razones de esbeltez local del perfil 25x100.....	28
Tabla 19. Resultados para la flexión en el elemento 2 del contrafuerte.....	28
Tabla 20. Valores para calcular el coeficiente de reducción de corte. ....	28
Tabla 21. Resultados para el corte en el elemento 2 del contrafuerte. ....	28
Tabla 22. Datos del perfil IN20x54.6.....	30
Tabla 23. Verificación de tracción del perfil IN 20x54.6. ....	30
Tabla 24. Razones de esbeltez para el perfil IN 20x54.6.....	31
Tabla 25. Razones de esbeltez local del perfil IN 20x54.6.....	31
Tabla 26. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN20x54.6.....	31
Tabla 27. Razones de esbeltez local del perfil 20x54.6.....	32
Tabla 28. Resultados para la flexión en el elemento 3 del contrafuerte.....	32
Tabla 29. Valores para calcular el coeficiente de reducción de corte. ....	32
Tabla 30. Resultados para el corte en el elemento 2 del contrafuerte.....	32

Tabla 31. Datos del perfil IN 50x182.....	34
Tabla 32. Razones de esbeltez para el perfil IN 40x109.....	35
Tabla 33. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.....	35
Tabla 34. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN 40x109.....	35
Tabla 35. Razones de esbeltez local del perfil IN 50x182.....	36
Tabla 36. Datos del perfil IN 50x139.....	40
Tabla 37. Razones de esbeltez local del perfil IN 50x182.....	40
Tabla 38. Razones de esbeltez para el perfil IN 40x109.....	42
Tabla 39. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.....	42
Tabla 40. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN 40x109.....	42
Tabla 41. Valores para calcular el coeficiente de reducción de corte.....	43
Tabla 42. Resultados para el corte en el elemento 2 del contrafuerte.....	43
Tabla 43. Resultados de las conexiones.....	48
Tabla 44. Resultados de conexiones 5-3 y 5-2.....	49
Tabla 45. Resultados de conexiones 4-3 y 4-2.....	49
Tabla 46. Resultados de conexión 3-1.....	50
Tabla 47. Detalle peso y costo de los perfiles del marco.....	51

## 1. Introducción

El presente informe tiene por objetivo mostrar la metodología empleada para el diseño de un marco de carga a implementarse en el laboratorio de estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de la Santísima Concepción. En este documento se detalla el criterio utilizado para seleccionar los cilindros hidráulicos. También se incluye la memoria de cálculo del muro de hormigón armado que se podría ensayar en el marco. Se muestra la magnitud de los estados de carga presentes en el modelo y las combinaciones de carga asociadas a éstos, así como también la combinación más desfavorable y sus diagramas de esfuerzos correspondientes. Junto a esto se muestra el criterio empleado en la estructuración del marco, sus conexiones y fundaciones. También se detalla un presupuesto de la estructura completa.

El material con el que se construirá este marco es acero estructural de alta resistencia (A-36), y la principal función del marco será ensayar muros de hormigón armado, para ser cargados en sentidos horizontal y vertical. Estas cargas se aplicarán por medio de cuatro gatos hidráulicos, dos de estos de 50 toneladas cada uno ubicados en sentido horizontal, y los otros dos de 25 toneladas cada uno ubicados en sentido vertical. Estos gatos solicitarán al muro para que falle por corte y para simular la carga de dos pisos respectivamente. Inicialmente el marco estará configurado como se muestra en la Figura 1. También se considera que la viga y los cilindros sean desmontables para poder adaptarse a las exigencias de cada ensayo.

El diseño de la Figura 1 está basado en el diseño del marco de carga del Instituto Forestal (Infor), ubicado en la comuna de San Pedro de la Paz. De él se estimó el tamaño de los perfiles, el diseño de las conexiones y la base para la estructuración del modelo, ajustando el diseño de éste a las necesidades del actual proyecto.

En este trabajo no se consideran las cargas sísmicas, ya que su magnitud es despreciable en comparación con las cargas de servicio con las que fue diseñado el marco.

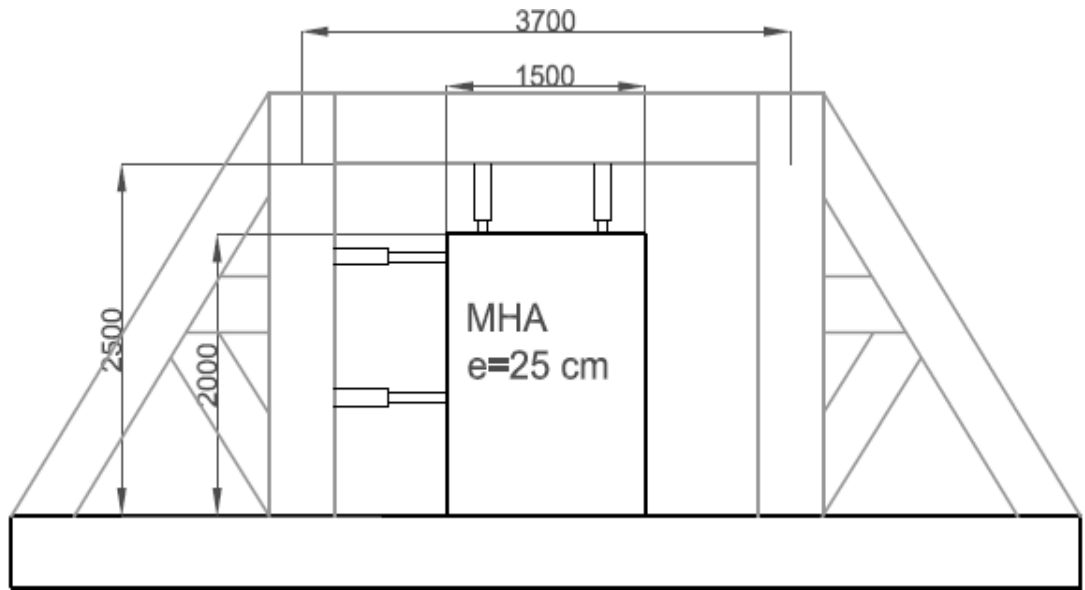


Figura 1. Esquema tipo del marco de carga, cotas en mm.

## 2. Consideraciones

En esta sección se explica el criterio utilizado para seleccionar los cilindros hidráulicos, mostrando algunas de sus características y dimensiones. También se muestra una pequeña memoria de cálculo para el muro de hormigón armado tipo, los estados de carga y combinaciones presentes en el modelo del marco. Además se explica el criterio utilizado para la estructuración del marco.

### 2.1. Cilindros hidráulicos

Los cilindros hidráulicos fueron seleccionados según la carga requerida para romper un muro de hormigón armado. Las características de este muro son propias a las de un muro usado en construcciones habitacionales, y sus dimensiones son: 1.5 m de largo ( $l_w$ ), 2 m de alto ( $h_w$ ) y un espesor de 25 cm ( $b_w$ ). El hormigón usado es H-25 con  $f_c'=200 \text{ kg/cm}^2$  y el acero de refuerzo es A44-28H con  $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ . La carga máxima que resiste en compresión es 437,5 toneladas y la carga máxima de corte que resiste es 36,4 toneladas, por lo que se opta por seleccionar un cilindro de 50 toneladas para que aplique una fuerza horizontal. En carga vertical se solicitará el muro con fuerzas que simulen dos pisos sobre este, por lo que de acuerdo a experiencia adquirida en práctica profesional se consideran 20 toneladas por piso.

Los cilindros hidráulicos seleccionados son de marca “Enerpac”, y de origen estadounidense. Estos cuentan con una amplia red de distribución en Chile. El modelo es RR-5013 y sus dimensiones se muestran en la Figura 2 y Tabla 1.

Tabla 1. Dimensiones de cilindro. Catálogo de Enerpac.

Altura retraído (A), mm	509
Altura extendido (B), mm	843
Diámetro exterior (D), mm	127
Diámetro interior (E), mm	95.5
Diámetro del vástago (F), mm	79.5
Base a conexión de avance (H), mm	28
Parte superior a conexión de retracción (I), mm	76
Diámetro de la silleta (J), mm	71
Saliente de la silleta (K), mm	2
Rosca interna del vástago (O)	1"-12
Longitud de rosca del vástago (P), mm	25
Rosca del collarín (W)	5"-12
Longitud rosca collarín (X), mm	44
Peso propio, Kg	52

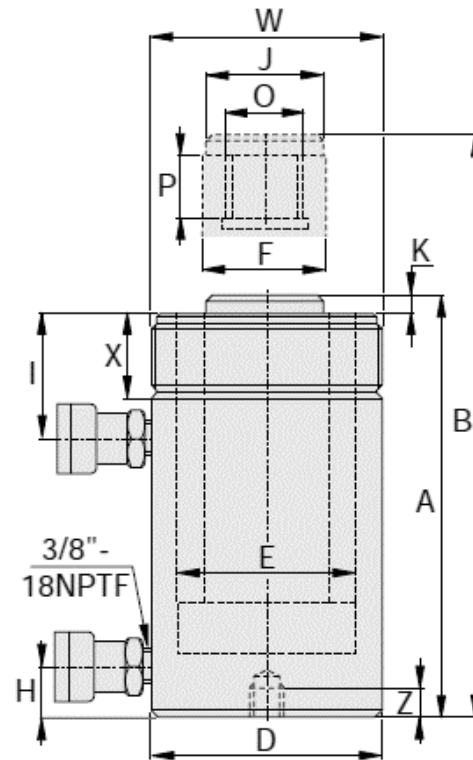


Figura 2. Cilindro hidráulico tipo.

Fuente: Catálogo de Enerpac.

## 2.2. Memoria de cálculo de muro de hormigón armado

El procedimiento para determinar los esfuerzos resistentes del muro está dado según los requerimientos de ACI318-2011. Cabe recordar que el hormigón es H-25, con  $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ , y el acero de refuerzo es A44-28H con  $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ .

- Verificación de carga máxima en compresión

La carga máxima que puede soportar el muro se calcula usando el valor máximo de  $P_u$  actuando en la sección transversal del muro, este es  $0,35f'_c A_g$ . Con esto se tiene:

$$P_u = 0,35 \cdot 200 \left( \frac{kg}{cm^2} \right) \cdot 3.000(cm^2) = 210.000 (kg)$$

Lo que es equivalente a 210 Ton en compresión en su eje axial.

- Diseño al corte

La resistencia al corte en un muro de hormigón armado es proporcionada por la combinación del hormigón y el acero de refuerzo,  $V_n = V_c + V_s$ , con:

$$V_c = A_{cv} \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$V_s = A_{cv} \rho_t f_y$$

$$A_{cv} = 20 (cm) \cdot 200 (cm) = 4.000 (cm^2)$$

La esbeltez del muro está dada por la proporción entre el largo y el alto, esto es:

$$\lambda = \frac{h_w}{l_w} = \frac{2}{1.5} = 1,33. \text{ Según el ACI para una esbeltez de muro menor a 1.5, el valor}$$

de  $\alpha_c$  es 0.25, con esto se tiene:

$$V_c = 4.000(cm^2) \cdot 0.25 \cdot 1,33 \cdot \sqrt{200(kg/cm^2)} = 18.809 kg$$

El aporte del acero al corte está dado en función a la cuantía mínima, según el ACI esta no debe ser menor que 0.0025, con esto se tiene:

$$V_s = 4.000(cm^2) \cdot 0,0025 \cdot 2.800(kg/cm^2) = 28.000 kg$$

Por lo tanto la resistencia total al corte del muro es:

$$V_n = 18.809 + 28.000 = 46.809kg \text{ ó } 46,8 \text{ Ton.}$$

### 2.3. Cargas

En primera instancia, la estructuración del modelo es la más básica correspondiente a un marco, y es en esta configuración donde se aplican las cargas para el pre diseño. Después de un proceso iterativo, se logra dar con la configuración final mostrada más adelante. Las cargas utilizadas en el modelo son: peso propio (D) y carga viva (L). También para hacer un poco más favorable el diseño se analizaron dos casos de carga en la viga, los que se muestran en las Figuras 3 y 4.

El peso propio considera el peso de los perfiles más el peso de los cilindros. En cargas vivas se considera la fuerza que ejerce cada cilindro, es decir, 50 toneladas por cada cilindro en la columna y 25 toneladas para la viga. En las Figuras 3 y 4 se esquematizan la dirección, magnitud y ubicación de las fuerzas en la condición más desfavorable, según como se explica en la siguiente sección. A pesar de realizar el análisis sísmico del marco, estas fuerzas no son consideradas en el modelo, ya que el diseño está controlado por la carga de servicio en combinación de su peso propio.

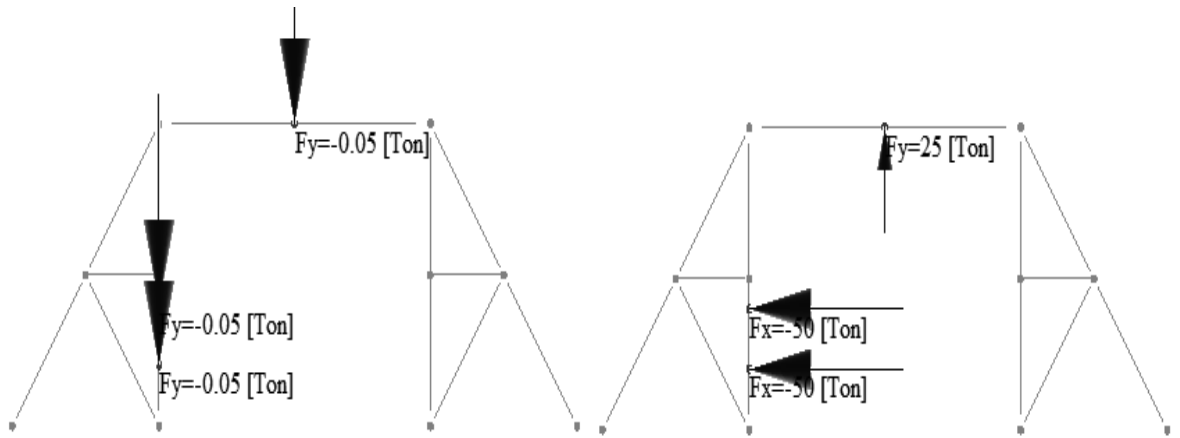


Figura 3. Ubicación, magnitud y dirección de las fuerzas del caso 1. Derecha peso propio, izquierda carga de servicio.

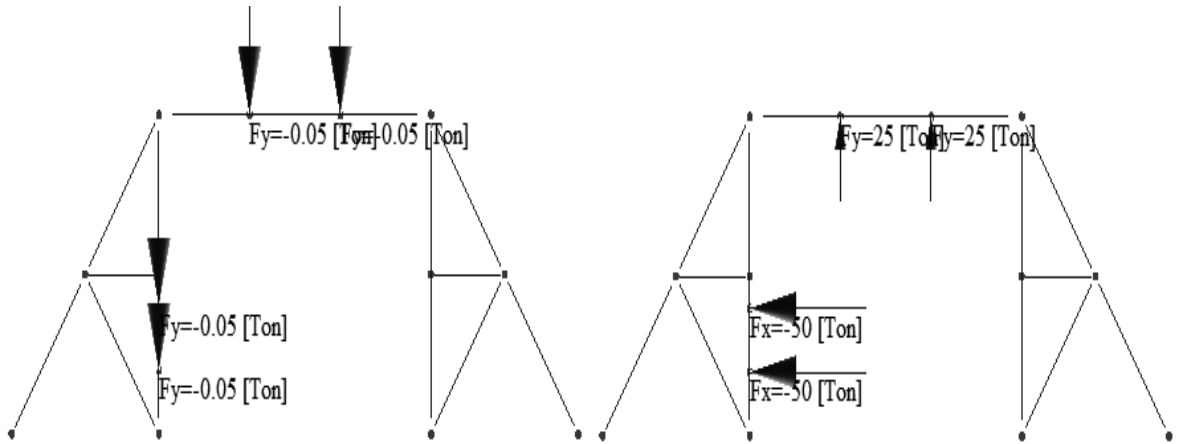


Figura 4. Ubicación, magnitud y dirección de las fuerzas del caso 2. Derecha peso propio, izquierda carga de servicio.

#### 2.4. Combinaciones de carga

En este ítem se comenta sobre las combinaciones de carga de NCh 3171 que controlan al marco y también los modelos empleados para obtener la configuración más desfavorable.

Con respecto a las combinaciones de cargas, se aplicaron las estipuladas en la NCh3171 (Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas), omitiendo los estados de carga que no apliquen a la estructura, como viento, nieve, etc. y eliminando la carga símica ya que no controla el diseño.

Tabla 2. Factores de combinaciones de carga mayoradas usando el diseño por resistencia.

Fuente: NCh 3171. Of.2010.

C1	1.4D
C2	1.2D+1.6L
C3	1.2D+L

Como anteriormente se mencionó, los cilindros se deben desmontar para solicitar al muro desde distintas posiciones, junto con esto la altura de la viga también debe variar según el requerimiento del ensayo. Para esto se analizaron todas las combinaciones de carga posibles dando como resultado 38 modelos de marco. Se proyecta que el elemento transversal (viga o enrejado) baje desde los 2.5m hasta una altura de 1.5 m, como se muestra en Figura 5. En esta Figura se muestra un ejemplo de dos configuraciones posibles del marco.

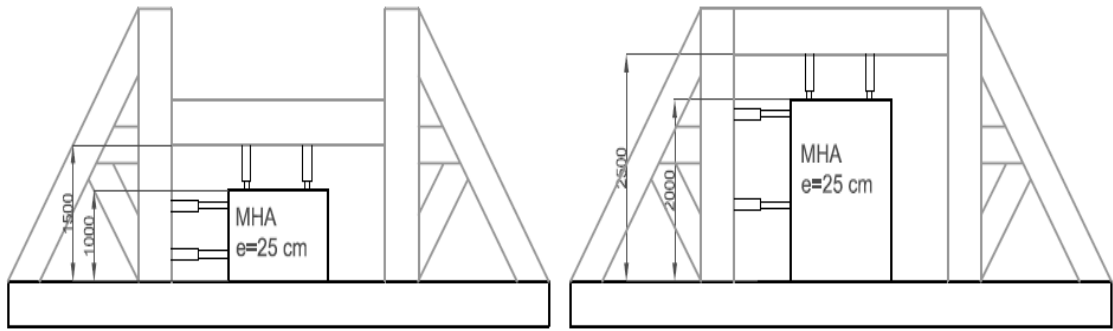


Figura 5. Distintas configuraciones del marco, cotas en m.

Para modelar el descenso de la viga, se calcularon modelos del marco con la viga descendiendo cada 30 cm. Se estima que 30 cm es una distancia lo suficientemente pequeña para discretizar cada uno de los casos que se generen durante el funcionamiento de éste.

Junto con el descenso de la viga, también se proyectó el descenso de los cilindros en la misma distancia que la viga. Esto con el objetivo de que las perforaciones en las columnas sean aptas para dar soporte a la viga y también a los cilindros.

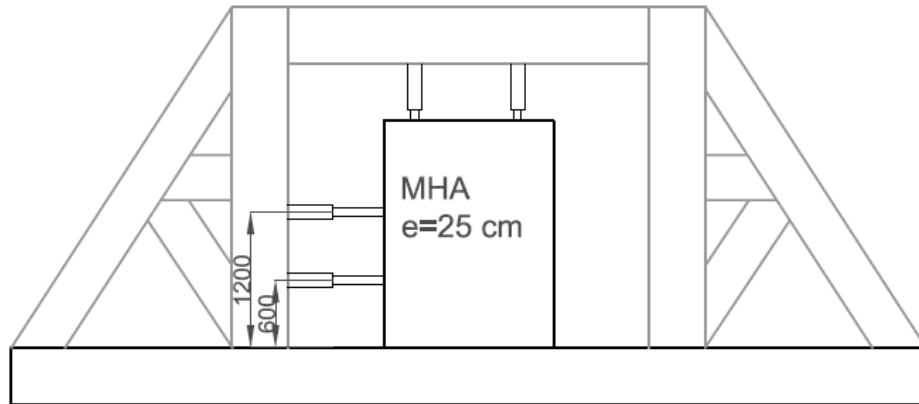


Figura 6. Configuración más desfavorable del marco, cotas en mm.

Después de analizar cada una de las combinaciones, se tiene que la configuración de la Figura 6, en combinación con el caso 2 de la Figura 4 es la más desfavorable para las columnas y viga del marco. Esto se puede concluir ya que en esta configuración las columnas y la viga están más solicitadas en flexión que en todas las demás configuraciones, como se muestra en los diagramas de momento de las Figuras 7 y 8.

También es importante mencionar que con estos esfuerzos se hizo el pre diseño y las verificaciones del código AISC. En los anexos se encuentran dibujos de todas las configuraciones analizadas, de manera de que al lector le quede más claro el procedimiento que acaba de ser descrito.

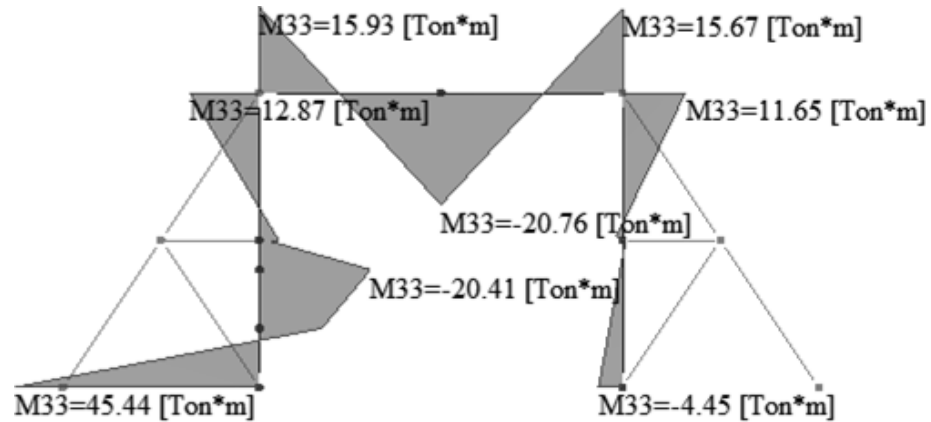


Figura 7. Diagrama de momentos de la configuración más desfavorable para el caso 1.

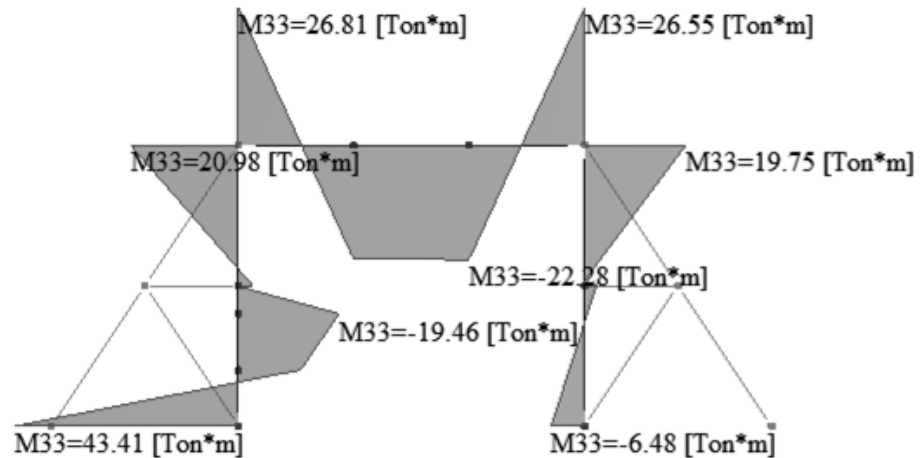


Figura 8. Diagrama de momentos de la configuración más desfavorable para el caso 2.

## 2.5. Estructuración del modelo

En este ítem se comenta sobre el procedimiento que se realizó para que el marco tuviese la forma mostrada en la Figura 1. También con el fin de que el elemento transversal (la viga en Figura 9) sea más liviano se diseñara un enrejado, para finalmente

evaluar cuál de las dos opciones es más viable en términos económicos y prácticos. Por definición, en el enrejado solo actúan esfuerzos axiales, por lo que la flexión antes considerada se transforma en tracción y compresión.

El criterio utilizado para dar forma al marco y enrejado es: Lograr una configuración en base a triángulos de manera que se distribuyan mejor las cargas, logrando menores esfuerzos en los perfiles principales (Figura 9).

Cabe mencionar que las uniones entre los elementos se modelaron como uniones rígidas, de manera que se transmitan esfuerzos axiales, momento y corte.

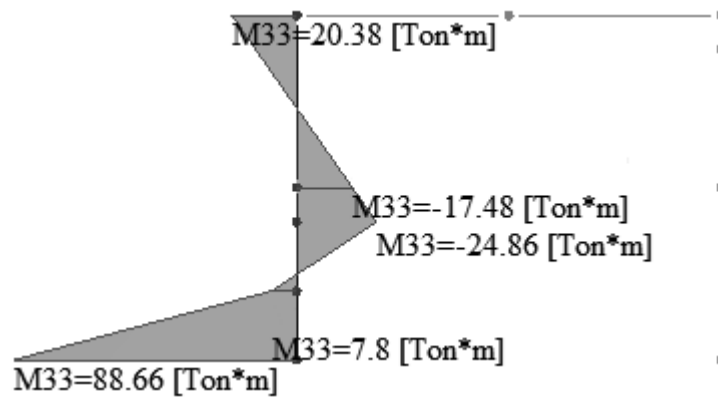


Figura 9. Configuración básica del marco.

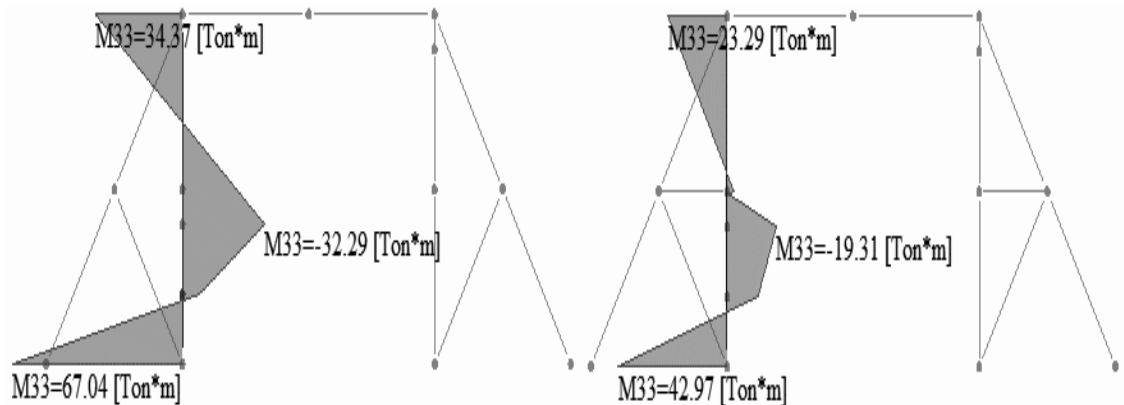


Figura 10. Configuraciones de prueba.

En la Figura 10 se puede observar que la flexión va disminuyendo a medida que se agregan barras al contrafuerte, esto es porque la barra horizontal del marco del lado derecho funciona como un punto de arrostramiento, aumentando la capacidad en flexión del perfil. En este caso sólo se analiza la columna del lado izquierdo ya que es la más solicitada (en ella actúan los cilindros).

La configuración definitiva del contrafuerte (mostrada en las Figuras 7 y 8) fue escogida ya que los momentos (y el resto de los esfuerzos) en los perfiles principales son menores, permitiendo una redistribución de éstos hacia el contrafuerte.

De esta configuración se obtienen los valores para hacer el pre diseño de los perfiles del marco, también con ésta se realizaron las verificaciones que exige el código AISC 2010.

A continuación se muestra el pre-diseño de todos los perfiles que componen el marco. Los elementos solicitados en flexión fueron seleccionados mediante el criterio de la inercia mínima y el módulo plástico mínimo, mientras que los elementos solicitados por esfuerzos axiales fueron seleccionados de acuerdo a la esbeltez requerida.

#### - Columnas



Figura 11. Columnas para el pre diseño.

La sollicitación máxima para las columnas está controlada por la flexión. Esto es debido a la forma en que está cargado el elemento, cargas puntuales aplicadas

transversalmente a la columna, por lo tanto el análisis corresponde al de una viga, y se debe usar el método de la inercia mínima. Para realizar este pre diseño se consideró ubicar las fuerzas en el lugar más desfavorable (Figura 4). También se consideró que el elemento está doblemente empotrado, esto ya que la unión columna-enrejado es rígida y transmite momento. Por tanto el modelo a utilizar para obtener la deformación máxima está dado en la Figura 12, con  $a < b$  se tiene que la deformación máxima es:

$$\Delta_{max} = \frac{2P}{3EI} \frac{a^2 b^3}{(3b + a)^2}$$

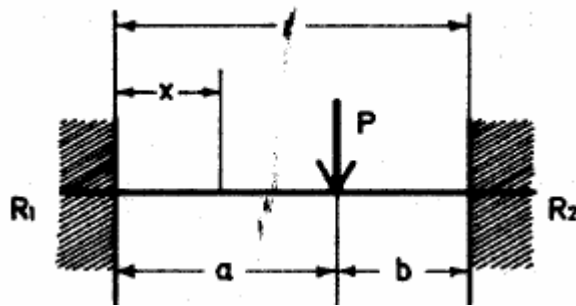


Figura 12. Viga doblemente empotrada.

Al despejar el valor de la inercia y remplazar el valor de la deformación máxima por la deformación admisible ( $L/800$ ) se tiene:

$$I = \frac{2P}{3E\Delta_{adm}} \frac{a^2 b^3}{(3b + a)^2}$$

Dado que son dos cilindros se considera  $P=160$  Ton.

Tabla 3. Valores del pre diseño de la columna por inercia mínima. Elaboración propia.

P (kg)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	L (cm)	$\Delta_{adm}$ (cm)	a (cm)	b (cm)	$I_{min}$ (cm <sup>4</sup> )
160.000	2.100.000	300	0.375	120	180	18.000

### Modulo plástico

Para una viga como la de la Figura 12 el momento máximo es:

$$M_{max} = \frac{Pb^2 a}{L}$$

Luego, por definición se tiene:

$$\frac{M_{max} \cdot \Omega}{F_y} < Z_x$$

Tabla 4. Valores de pre diseño de la columna por módulo plástico.

P (kg)	M <sub>max</sub> (kg-cm)	Ω	F <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )
160.000	4.752x10 <sup>6</sup>	2.5	2530	4695.7

Por lo tanto el perfil seleccionado es IN 50x182, con una inercia de 115127 cm<sup>4</sup> y un módulo plástico de 5020 cm<sup>3</sup>.

- **Contrafuerte**

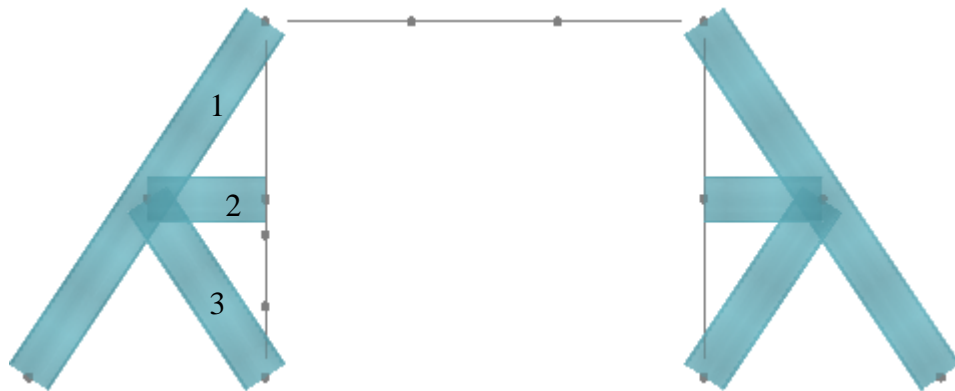


Figura 13. Perfiles para el pre diseño.

El pre-diseño de los perfiles que componen el contrafuerte está controlado por los esfuerzos axiales, ya que fue diseñado para que se comporte como un enrejado. Se seleccionaron los perfiles que cumplen con la esbeltez necesaria para soportar cargas axiales, especialmente de compresión.

Lo primero que se hizo fue asignar el coeficiente de pandeo K igual a 1, ya que se considera que el elemento está totalmente restringido, tanto en rotación como en

traslación. A continuación se tiene como dato de entrada la longitud del elemento y la esbeltez admisible, la cual depende de la NCh 2369.

$$\lambda_{adm} = 1.5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Por lo tanto se deben encontrar perfiles cuyo radio de giro  $i$  cumplan con la siguiente desigualdad:

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{i} < \lambda_{adm}$$

Los resultados del procedimiento anterior se pueden ver en la Tabla 5.

Tabla 5. Resultados del pre diseño del contrafuerte

Número	Perfil	L (cm)	K	$\lambda_{adm}$	$i_{req}$ (cm)	$i_{perfil}$ X(cm)	$i_{perfil}$ Y(cm)
1	IN 40x109	181	1	135.7	1.33	17.5	6.43
2	IN 25x100	100	1	135.7	0.74	10.6	5.41
3	IN 20x54.6	181	1	135.7	1.33	8.55	4.02

Cabe mencionar que todos los elementos del contrafuerte tienen la misma longitud, con excepción de la barra transversal cuya longitud es 1 m. La flexión en todos los elementos del contrafuerte es realmente baja en comparación con la que reciben las columnas del marco, siendo este elemento el más solicitado (Figura 14). Más adelante se expone la demostración de esto al hacer las verificaciones del AISC 2010.

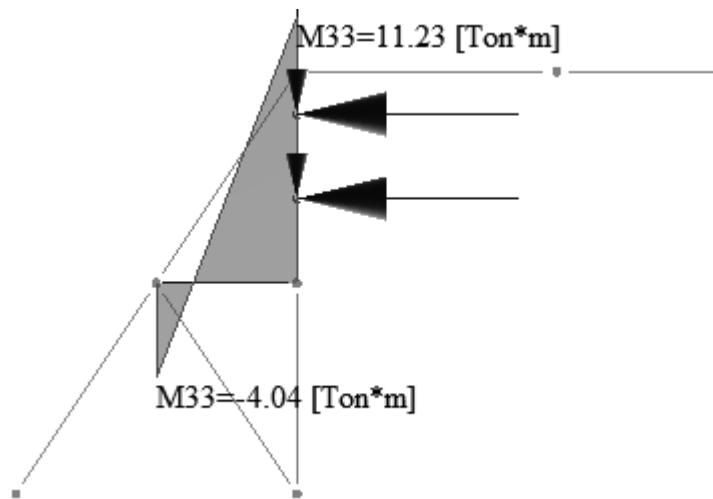


Figura 14. Elemento más desfavorable en flexión

- **Viga transversal**

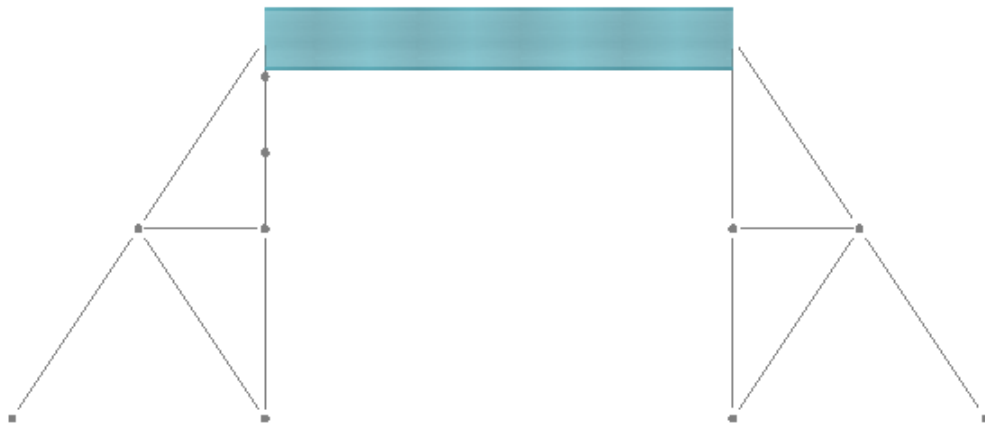


Figura 15. Viga para el pre diseño

Para realizar el pre diseño de elementos sometidos a flexión se utilizó el método de la inercia mínima y el método del módulo plástico.

A modo de criterio se estableció que la deformación máxima de cualquier elemento de la estructura debe ser  $L/800$ . Esto se extrae de la Tabla 45 de NCh 427 “Especificaciones para el cálculo, fabricación y construcción de estructuras de acero”.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{800}$$

Para vigas doblemente empotradas con dos cargas puntuales ubicadas simétricamente como en la Figura 16 la deformación máxima corresponde a:

$$\Delta_{max} = \frac{Fa^2}{24EI_x} (3L - 4a)$$

La inercia mínima está dada por:

$$\frac{L}{800} = \frac{Fa^2}{24EI_x} (3L - 4a) \rightarrow I_{min} = \frac{Fa^2(3L - 4a)800}{24EL}$$

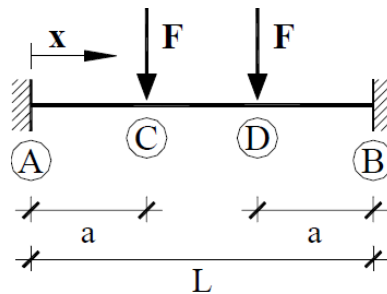


Figura 16. Modelo de la viga

Como se muestra en Figura 4, la carga  $F$  corresponde a 25 toneladas. Sin embargo, al aplicar la combinación de carga más desfavorable ( $C2 = 1.2D+1.6L$ ), la carga  $F$  que se debe aplicar corresponde a 40 toneladas (se obtienen aplicando en la combinación de carga  $D=0.05$  Ton, peso propio de cada cilindro, y  $L=25$  Ton, valor de la carga viva de cada cilindro), las cuales son aplicadas tal cual como se muestra en la Figura 4. El largo de la viga es 3.7 m y el módulo de elasticidad del acero es  $2.1 \cdot 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>. Con esto se requiere una viga cuya inercia en su eje fuerte sea de 16.097 cm<sup>4</sup>.

Módulo plástico mínimo. Para vigas doblemente empotradas con carga  $P$  en el centro, el momento flector máximo en el punto medio de la viga corresponde a:

$$M_{max} = \frac{Fa}{L} (L - a)$$

Luego por definición se tiene:

$$\frac{M_{max} \cdot \Omega}{F_y} < Z_x$$

Con  $\Omega=2.5$  se tiene que el módulo plástico mínimo requerido es de  $3.250 \text{ cm}^3$ . Al iterar con perfiles comerciales se tiene que el perfil IN 50x138 cumple con estos requerimientos, ya que su inercia es de  $89.243 \text{ cm}^4$  y su módulo plástico  $38.66 \text{ cm}^3$ , y sus dimensiones son: 500 mm de alto, 300 mm de base, espesor de ala de 25 mm, espesor de alma de 6 mm.

De acuerdo a este pre diseño se tiene una viga de 511 kg de peso propio, por lo cual se trabajara en reducir el peso de este elemento, reemplazándolo con un enrejado.

#### - Enrejado

El enrejado de la Figura 17 es el resultado de un proceso iterativo en el que se probaron varias formas, con el fin de que todas las barras reciban la misma magnitud de esfuerzos.

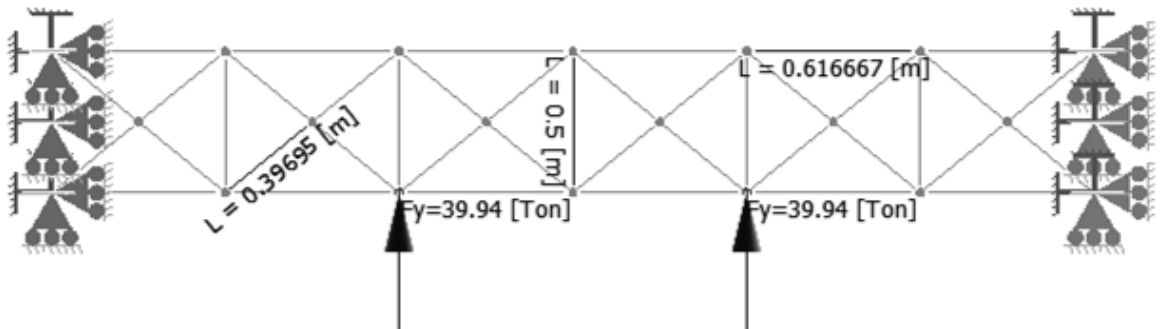


Figura 17. Configuración definitiva del enrejado con dimensiones

Al igual que en el caso de la viga, el caso 2 de cargas (mostrado en Figura 4) es el más desfavorable, ya que desarrolla mayores esfuerzos internos. El enrejado de la Figura 17 está cargado con dos cilindros que ejercen una fuerza de 25 toneladas cada uno, y se aplica la combinación de carga más desfavorable ( $C=1.2D+1.6L$ ).

Para llegar a la configuración de la Figura 17, se probaron varias formas de estructurar el enrejado. Una de las variables que se manejó fue aumentar la altura de éste, para así reducir el número de cuadrados, y de este modo diseñar un enrejado más liviano (tiene menos barras), logrando que disminuyeran los esfuerzos en los perfiles de la parte inferior de éste. Sin embargo, los perfiles de la parte central (alma del enrejado) reciben esfuerzos superiores a los que resisten perfiles comerciales diseñados para ser implementados en enrejados (perfiles tipo canal, L, XL, etc).

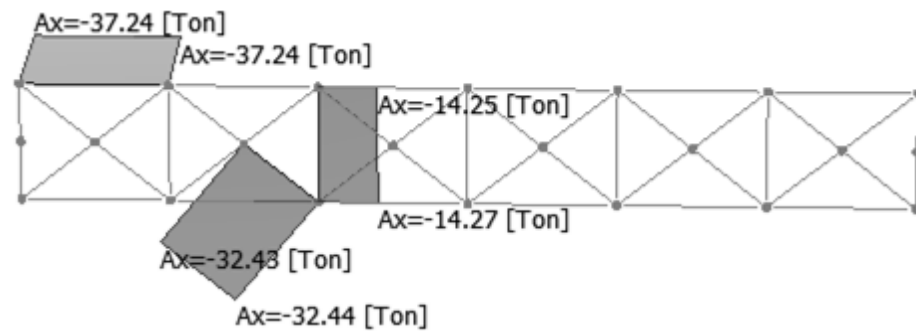


Figura 18. Configuración definitiva del enrejado con solicitaciones axiales máximas

Finalmente, en la Figura 18 se muestra la configuración final del enrejado y los valores de los esfuerzos en los perfiles más solicitados. A continuación se muestra el pre diseño de los perfiles seleccionados para soportar estas cargas.

Para el pre diseño de los elementos sometidos a cargas axiales se debe verificar que la esbeltez admisible se debe cumplir para ambos ejes del perfil, en el perfil L en U y V, y en el perfil C en X e Y. Los resultados de este pre diseño se muestran en Tabla 6.

Tabla 6. Resultados del pre diseño de perfiles del enrejado. Elaboración propia

Perfil	L (cm)	K	$\lambda_{adm}$	$i_{req}$ (cm)	$i_{perfil}$ X/U(cm)	$i_{perfil}$ Y/V(cm)
C 25x26.4	61.6	1	135.77	0.45	9.49	3.03
L 20x35.6	40	1	135.77	0.29	8.03	3.83

Sin embargo, el enrejado fabricado con estos perfiles tiene un peso propio de 680 kg, lo que es superior al peso de la viga (511 kg), motivo por el cual se decide implementar la viga por sobre el enrejado, ya que ésta además de ser más liviana es también más económica de construir.

### 3. Verificaciones de AISC 2.010

En este apartado se muestran en detalle las verificaciones de todos los perfiles que componen el marco con excepción de los del enrejado, ya que según lo explicado en el apartado anterior se escogió el uso de la viga. La norma NCh 2369 (Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales) exige realizar las verificaciones del código AISC 2.010, las que son válidas para las construcciones en acero en nuestro país.

#### 3.1. Contrafuerte

Tal como se muestra en el pre-diseño, el contrafuerte está compuesto por perfiles de distinto tamaño. A continuación se muestra la configuración más desfavorable y las respectivas verificaciones para cada uno de los perfiles.

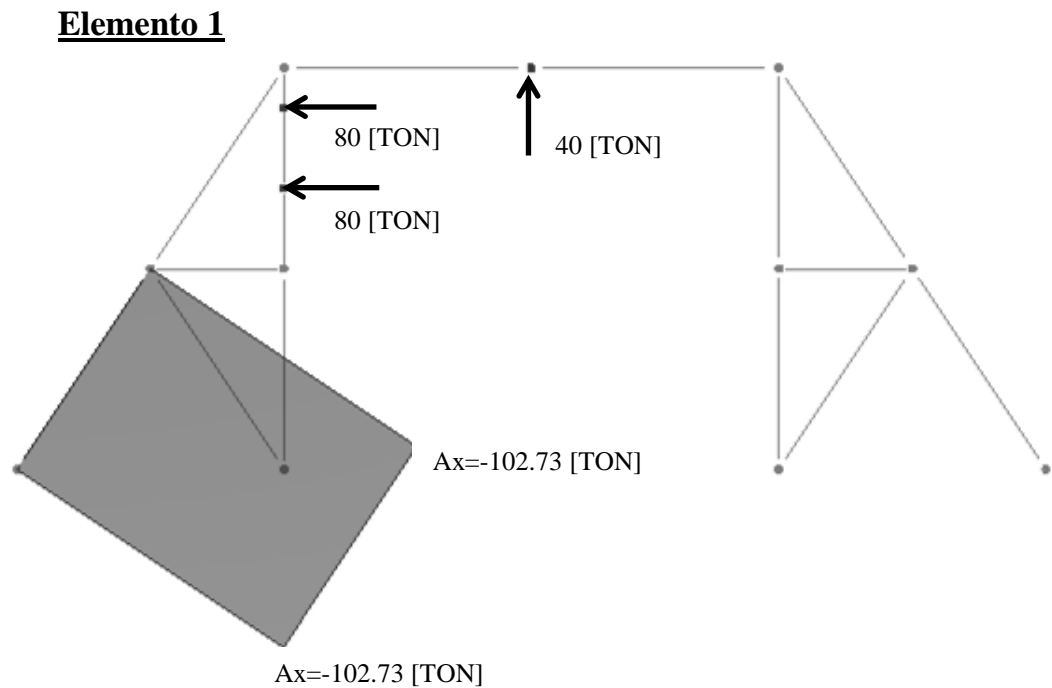


Figura 19. Contrafuerte, sollicitación axial máxima del elemento 1

Para realizar estas verificaciones, se utilizó la configuración más desfavorable para el contrafuerte (Figura 19). Tal como se menciona en el pre diseño, los esfuerzos en el contrafuerte están controlados por las fuerzas axiales, por lo tanto se da mayor

énfasis en las verificaciones para tracción y compresión. Sin embargo también se verifica flexión y corte para demostrar que no representa mayor problema para el contrafuerte.

Tabla 7. Datos del perfil IN 40x109.

H (mm)	400
B (mm)	250
e (mm)	22
t (mm)	8
h (mm)	340
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	138
L (cm)	180
$i_x$ (cm)	17.5
$i_y$ (cm)	6.43
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	2330
$F_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2530
E (Kg/cm <sup>2</sup> )	$2.1 \times 10^6$
$T_u$ (Ton)	102.73
$P_u$ (Ton)	102.73
$M_u$ (Ton-m)	11.23
$V_u$ (Ton)	9.49
$\Delta_{adm}$ (cm)	0.225

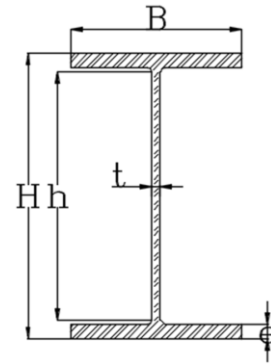


Figura 20. Sección transversal de perfil IN.

### - Tracción

De acuerdo al código AISC 2010 la resistencia admisible en tracción está dada por:  $P_n = F_y A_g$  donde  $\frac{P_n}{\Omega} > T_u$  con  $\Omega=2.5$

$$P_n = 2530 * 138 = 349140 \text{ Kg} = 349.14 \text{ Ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 139.6 \text{ Ton} > 102.73 \text{ Ton} \dots \dots OK$$

- **Compresión**

Antes de verificar la compresión se debe comprobar que la esbeltez global ( $KL/r$ ) del elemento de mayor longitud sea menor que 200.

Tabla 8. Razones de esbeltez para el perfil IN 40x109.

$\lambda_x$	$\lambda_y$	Estado
10.29	27.99	OK

Se verifica que en ambos ejes la esbeltez del perfil es menor a 200.

Luego de verificar la esbeltez global del perfil se debe verificar la esbeltez local de éste, comprobando si los elementos atiesados (alma) y los no atiesados (ala) son esbeltos o no, todo esto siguiendo el procedimiento que exige la Tabla B4.1a de AISC 2010.

Tabla 9. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_r$	Estado	$\lambda$	$\lambda_r$	Estado
5.68	14.44	No esbelta	42.5	42.9	No esbelta

La sección localmente no es esbelta, por tanto se puede calcular la resistencia nominal al pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (parte E3 de AISC 2010). Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 10. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN 40x109.

Fe ( $\text{kg/cm}^2$ )	F <sub>cr</sub> ( $\text{kg/cm}^2$ )	P <sub>n</sub> (Ton)	P <sub>n</sub> /Ω	P <sub>u</sub> (Ton)	Estado
26448.2	2430.7	335.44	134.2	102.73	OK

- **Flexión**

Para verificar que la flexión no representa mayor sollicitación a este elemento del contrafuerte se realizará un análisis de resistencia en flexión.

Antes de verificar la flexión, se debe clasificar el perfil según pandeo local. Al igual que en compresión se debe verificar el estado de la esbeltez del perfil siguiendo el procedimiento de la Tabla B4.1b de AISC 2010.

Tabla 11. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_p$	Estado	$\lambda$	$\lambda_r$	Estado
5.68	10.95	Ala compacta	50	108.33	Alma compacta

Las razones de esbeltez del perfil nos permiten calcular el momento nominal con lo expuesto en el apartado F2 de AISC 2010. Esto indica que el momento nominal debe ser:  $M_n = F_y Z_x$ .

Al usar los valores mostrados en Tabla 7, se tiene que el momento nominal del perfil es 58.95 Ton-m, como se puede ver en la siguiente tabla, este valor es muy superior al que se le exige al perfil.

Tabla 12. Resultados para la flexión en el elemento 1 del contrafuerte.

$M_n$ (Ton-m)	$M_n/\Omega$ (Ton-m)	$M_u$ (Ton-m)	Estado
58.95	23.58	11.23	Cumple

- **Corte**

El código AISC 2010 establece que la resistencia nominal al corte para almas no atiesadas es:  $V_n = 0.6F_y A_w C_v$

Con:

$A_w$ : Área de la sección transversal del alma.

$C_v$ : Factor de reducción por corte.

$F_y$ : Tensión mínima de fluencia del acero.

El factor de reducción de corte es calculado según el estado de esbeltez en el que se encuentre, por tanto se debe verificar que:  $h/t \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ .

$\frac{h}{t} = \frac{340}{8} = 42.5$ , Se establece en AISC que si  $h/t$  es menor que 260, se puede tomar  $k_v$  igual a 5.

Por otro lado se tiene que  $1.10\sqrt{k_v E/F_y} = 70.86$ , con esto el factor de reducción al corte ( $C_v$ ) es igual a 1.

Por lo tanto, la resistencia nominal del perfil IN 40x109 es:

$$V_n = 0.6 \cdot 2.530 \cdot 32 \cdot 1 = 48.570 \text{ kg.} = 48,57 \text{ Ton}$$

$$\frac{V_n}{\Omega} = 19,43 \text{ Ton} > 9,49 \text{ Ton} \dots \dots OK$$

El código establece que, la sección requiere atiesadores transversales si  $h/t \leq 2.46\sqrt{E/F_y} = 70,87$ , Por lo tanto no se necesitan atiesadores transversales. Sin embargo se proyecta ubicar atiesadores en el lugar donde se conecta a los elementos 2 y 3, con el fin de brindar más apoyo al perfil frente a las solicitaciones de la unión.

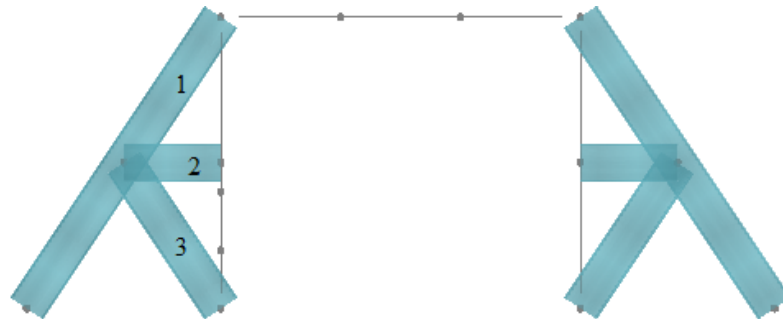


Figura 21. Marco con elementos del contrafuerte rotulados

Una vez que se comprueba que el perfil resiste exitosamente a todas sus solicitaciones, se deben comprobar que las deformaciones entorno a sus ejes principales (fuerte y débil) cumpla con lo requerido para establecer una inercia mínima. Del

análisis estructural hecho en Ram Advanse se extrae que la deformación máxima de este grupo de perfiles es 0,0133 cm, valor muy por debajo de la deformación admisible.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{800} = 0.225 \text{ cm}$$

Por lo tanto, de acuerdo con lo hecho anteriormente, se verifica que el perfil IN 40x109 es apto para soportar flexión y las cargas axiales que exigen el marco de carga, y además las deformaciones que estos imponen.

### Elemento 2

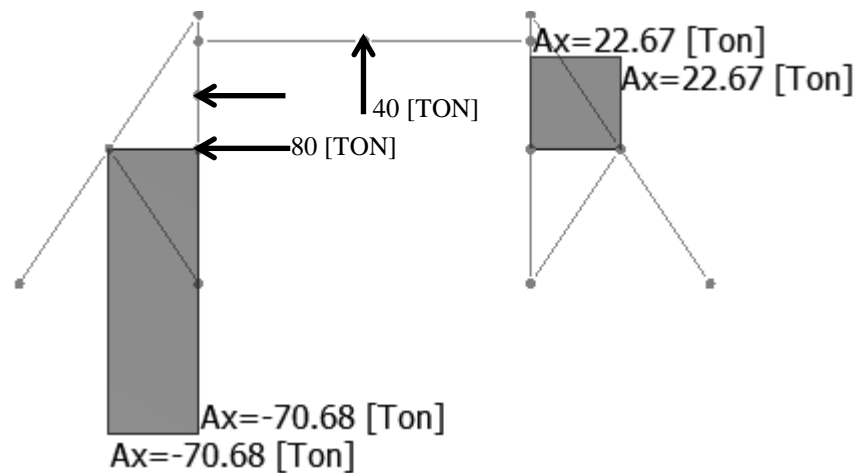


Figura 22. Contrafuerte, solicitación axial máxima del elemento 2. Capturada de Ram Advanse.

Las verificaciones que se muestran a continuación son exactamente las mismas que para el perfil anterior, por lo tanto la información será resumida en tablas. Al ser un perfil de dimensiones diferentes al usado anteriormente (más pequeño), se debe buscar cual es la configuración más desfavorable para este perfil, la cual es mostrada en Figura 21, junto con las solicitaciones axiales máximas. En la siguiente tabla se muestra la información de la geometría del perfil y las cargas a la que está siendo sometido.

Tabla 13. Datos del perfil IN25x100.

H (mm)	250
B (mm)	200
e (mm)	28
t (mm)	8
h (mm)	184
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	127
L (cm)	100
$i_x$ (cm)	10.6
$i_y$ (cm)	5.41
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	1318
$F_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2530
$E$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$2.1 \times 10^6$
$T_u$ (Ton)	70.68
$P_u$ (Ton)	70.68
$M_u$ (Ton-m)	12.43
$V_u$ (Ton)	11.84
$\Delta_{adm}$ (cm)	0.125

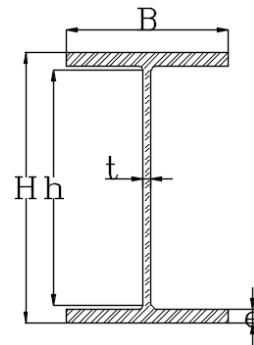


Figura 23. Sección transversal del perfil IN.

- **Tracción.**

Tabla 14. Verificación de tracción del perfil IN 25x100.

$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$P_n$ (kg)	$P_n$ (Ton)/ $\Omega$	$P_u$ (Ton)	Estado
2530	127	322625	129	70.68	OK

Esbeltez global del perfil.

Se debe verificar que la razón de esbeltez global del perfil no sea superior a 200.

Tabla 15. Razones de esbeltez para el perfil IN 25x100

$\lambda_x$	$\lambda_y$	Estado
9.43	18.48	OK

Esbeltez local del perfil

Se debe calcular las razones de esbeltez local para ver a qué tipo de pandeo local está sometido.

Tabla 16. Razones de esbeltez local del perfil IN 25x100.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_r$	Estado	$\lambda$	$\lambda_r$	Estado
3.57	16.84	No esbelta	23	42.9	No esbelta

Localmente el perfil no tiene elementos esbeltos, por lo que se calculará la resistencia nominal a la tracción usando el apartado E3 de AISC 2010, pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

#### - **Compresión**

Tabla 17. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN25x100.

Fe (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>cr</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (Ton)	P <sub>n</sub> /Ω	P <sub>u</sub> (Ton)	Estado
60.661,6	2.484,2	314,04	126,8	70,68	OK

Razones de esbeltez para elementos en compresión de miembros en flexión.

Tabla 18. Razones de esbeltez local del perfil 25x100.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_p$	Estado	$\lambda$	$\lambda_p$	Estado
3,57	10,95	Ala compacta	31,25	108,33	Alma compacta

- **Flexión**

Dado que localmente la sección es compacta, se puede calcular la resistencia nominal a la flexión mediante el apartado F2 de AISC 2010.

Tabla 19. Resultados para la flexión en el elemento 2 del contrafuerte.

$M_n$ (Ton-m)	$M_n/\Omega$ (Ton-m)	$M_u$ (Ton-m)	Estado
33,35	13,34	12,43	OK

- **Corte**

Tabla 20. Valores para calcular el coeficiente de reducción de corte.

$h/t$	$k_v$	$1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	$C_v$	$A_w$ (cm <sup>2</sup> )
23	5	70.86	1	20

Tabla 21. Resultados para el corte en el elemento 2 del contrafuerte.

$V_n$ (Ton-m)	$V_n/\Omega$ (Ton-m)	$V_u$ (Ton-m)	Estado
30.36	12.14	11.48	No se requieren atiesadores OK

Finalmente, la deformación admisible para este elemento es 1,25 mm, y la deformación última es 0,133 mm, Por lo tanto este perfil satisface los requerimientos de deformación admisible.

### Elemento 3

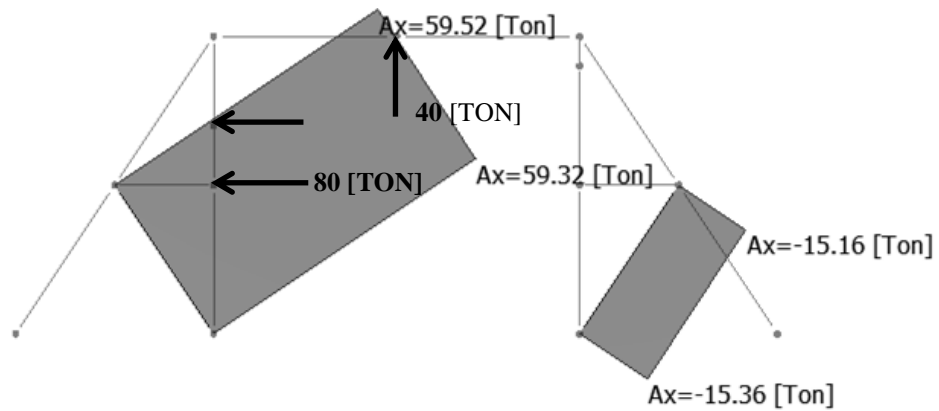


Figura 24. Contrafuerte, sollicitación axial máxima del elemento 3

En Figura 23 se muestra la configuración más desfavorable para el elemento 3 del enrejado. A pesar de que la sollicitación axial máxima es en tracción (59,52 Ton), se realiza la verificación de compresión con ese mismo valor para asegurar de que este funcione de forma correcta en el caso de que el sentido de las cargas cambie.

Tabla 22. Datos del perfil IN20x54.6.

H (mm)	200
B (mm)	150
e (mm)	20
t (mm)	6
h (mm)	152
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	69.6
L (cm)	181
$i_x$ (cm)	8.55
$i_y$ (cm)	4.02
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	578
$F_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2530
$E$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$2.1 \times 10^6$
$T_u$ (Ton)	59.52
$P_u$ (Ton)	59.52
$M_u$ (Ton-m)	0.03
$V_u$ (Ton)	0.07
$\Delta_{adm}$ (cm)	0.226

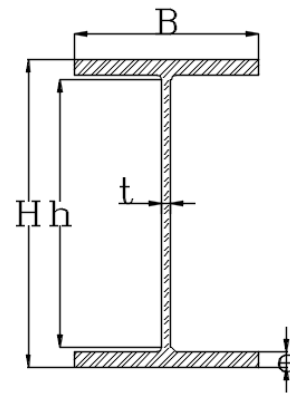


Figura 25. Sección transversal del perfil IN.

Al igual que para el perfil anterior, la información de la verificación de cada uno de los esfuerzos se resumirá en las siguientes tablas.

- **Tracción**

Tabla 23. Verificación de tracción del perfil IN 20x54.6

$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$P_n$ (kg)	$P_n$ (Ton)/ $\Omega$	$P_u$ (Ton)	Estado
2.530	69,6	176.088	7,44	59,52	OK

Esbeltez global del perfil

Se debe verificar que la razón de esbeltez global del perfil no sea superior a 200.

Tabla 24. Razones de esbeltez para el perfil IN 20x54.6

$\lambda_x$	$\lambda_y$	Estado
21.17	45.02	OK

Esbeltez local del perfil

Se debe calcular las razones de esbeltez local para ver a qué tipo de pandeo local está sometido.

Tabla 25. Razones de esbeltez local del perfil IN 20x54.6.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_r$	Estado	$\lambda$	$\lambda_r$	Estado
3.75	16.44	No esbelta	25.33	42.9	No esbelta

Localmente el perfil no tiene elementos esbeltos, por lo que se calcula la resistencia nominal a la tracción usando el apartado E3 de AISC 2010, pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

- **Compresión**

Tabla 26. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN20x54.6.

Fe (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>cr</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (Ton)	P <sub>n</sub> /Ω	P <sub>u</sub> (Ton)	Estado
10.223,84	2.281,07	158,76	63,5	59,52	OK

- **Flexión**

Razones de esbeltez para elementos en compresión de miembros en flexión.

Tabla 27. Razones de esbeltez local del perfil 20x54.6.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_p$	Estado	$\lambda$	$\lambda_p$	Estado
3,75	10,95	Ala compacta	33,33	108,33	Alma compacta

Dado que localmente la sección es compacta, se puede calcular la resistencia nominal a la flexión mediante el apartado F2 de AISC 2010.

Tabla 28. Resultados para la flexión en el elemento 3 del contrafuerte.

$M_n$ (Ton-m)	$M_n/\Omega$ (Ton-m)	$M_u$ (Ton-m)	Estado
14,62	5,85	0,03	OK

- **Corte**

Tabla 29. Valores para calcular el coeficiente de reducción de corte.

$h/t$	$k_v$	$1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	$C_v$	$A_w$ (cm <sup>2</sup> )
25,3	5	70,86	1	12

Tabla 30. Resultados para el corte en el elemento 2 del contrafuerte.

$V_n$ (Ton-m)	$V_n/\Omega$ (Ton-m)	$V_u$ (Ton-m)	Estado
18,22	7,29	0,07	No se requieren atiesadores OK

Finalmente, la deformación admisible para este elemento es 2,26 mm, y la deformación última es 0,132 mm, Por lo tanto este perfil satisface los requerimientos de deformación admisible.

### 3.2. Columnas

Como anteriormente se mencionó, debido a la forma en que está solicitado el perfil, el diseño está controlado por la flexión. Sin embargo, también se muestran las verificaciones para esfuerzos axiales, con el fin de demostrar que éstas no representan problema alguno. En la siguiente figura se muestra la sollicitación máxima para este tipo de esfuerzo.

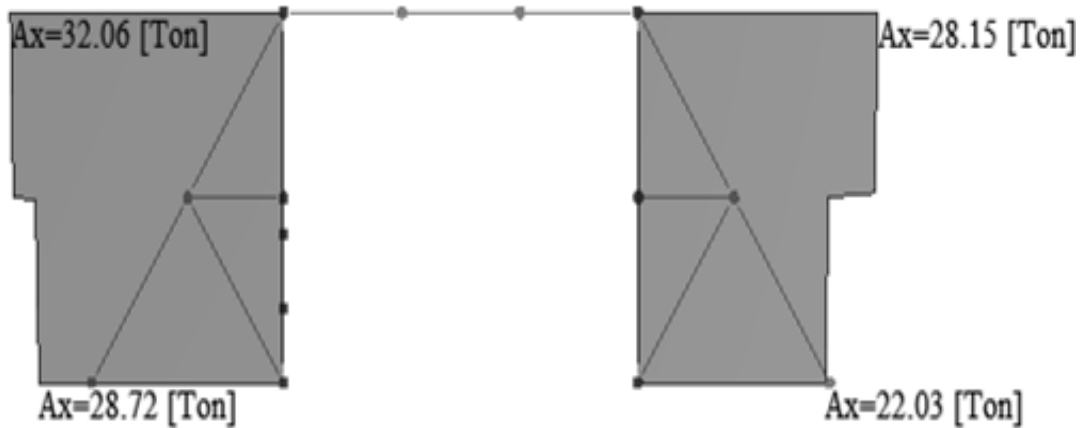


Figura 26. Solicitaciones máximas de esfuerzos axiales. Capturada de Ram Advanse.

El perfil a verificar es IN 50x182 y sus dimensiones se detallan a continuación.

Tabla 31. Datos del perfil IN 50x182.

H (mm)	500
B (mm)	350
e (mm)	28
t (mm)	8
h (mm)	428
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	232
L (cm)	150
$i_x$ (cm)	22.3
$i_y$ (cm)	9.3
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	5020
$M_u$ (Ton-m)	45.44
$T_u$ (Ton)	32.6
$P_u$ (Ton)	32.6
$V_u$ (Ton)	39.84
$\Delta_{adm}$ (cm)	0.187

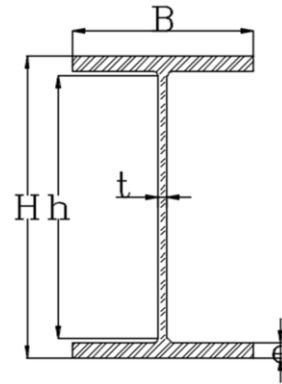


Figura 27. Sección transversal de perfil IN. Catálogo de Cintac.

### - Tracción

De acuerdo al código AISC 2010 la resistencia admisible en tracción está dada por:

$$P_n = F_y A_g \text{ donde } \frac{P_n}{\Omega} > T_u \text{ con } \Omega=2.5$$

$$P_n = 2.530 \cdot 232 = 586.960 \text{ kg} = 586,96 \text{ Ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 234,8 \text{ Ton} > 32,6 \text{ Ton} = T_u \dots \dots OK$$

- **Compresión.**

Antes de verificar la compresión se debe comprobar que la esbeltez global (KL/r) del elemento de mayor longitud sea menor que 200.

Tabla 32. Razones de esbeltez para el perfil IN 40x109.

$\lambda_x$	$\lambda_y$	Estado
6.73	16.13	OK

Se verifica que en ambos ejes la esbeltez del perfil es menor a 200.

Luego de verificar la esbeltez global del perfil se debe verificar la esbeltez local de este, comprobando si los elementos atiesados (alma) y los no atiesados (ala) son esbeltos o no, todo esto siguiendo el procedimiento que exige la Tabla B4.1a de AISC 2010.

Tabla 33. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_r$	Estado	$\lambda$	$\lambda_r$	Estado
6,25	13,64	No esbelta	53,5	62,9	No esbelta

La sección localmente no es esbelta, por tanto se puede calcular la resistencia nominal al pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (parte E3 de AISC 2010). Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 34. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN 40x109.

Fe (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>cr</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (Ton)	P <sub>n</sub> /Ω	P <sub>u</sub> (Ton)	Estado
79.671,4	2.497,5	579,44	231,7	32,6	OK

- **Flexión.**

Una vez que se ha comprobado que los esfuerzos axiales no representan mayor problema para el perfil, se procede a calcular su resistencia en flexión. Tal como se muestra anteriormente se debe clasificar el perfil según pandeo local, esto para poder analizar la estabilidad interna del perfil.

- Clasificación según pandeo local

Al igual que los perfiles anteriores se debe verificar la esbeltez local de la sección. Esta debe ser compacta, no compacta o esbelta, de acuerdo a los valores que entrega la Tabla B4.1b de AISC 2010.

Tabla 35. Razones de esbeltez local del perfil IN 50x182.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_p$	Estado	$\lambda$	$\lambda_p$	Estado
6,25	10,95	Compacta	53,5	108,3	Compacta

La sección localmente es compacta, por lo tanto se puede calcular la resistencia nominal a flexión según el apartado F2 de AISC 2010 el cual permite calcular miembros compactos de sección H de simetría doble. La resistencia nominal de flexión debe ser el menor valor entre la fluencia y pandeo lateral-torsional. Sin embargo, la resistencia al pandeo lateral-torsional no aplica en esta ocasión ya que la distancia entre puntos de amarre que restringen el desplazamiento lateral ( $L_b$ ) no alcanza a ser lo suficientemente grande como para que se desarrolle el momento plástico de la sección ( $L_p$ ).

$$M_n = F_y Z_x$$

$$M_n = 2.530 \cdot 5.020 = 12.700.600 \text{ kg} - \text{cm} = 127,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{M_n}{\Omega} = 50,80 \text{ Ton} - \text{m} > 45,44 \text{ Ton} - \text{m} = M_u \dots \dots OK$$

- **Corte**

Al igual que para los perfiles anteriores, las verificaciones al corte se realizan con el código AISC 2010. Sin embargo, se calculan algunos atiesadores para asegurar la estabilidad de la estructura. Este establece que la resistencia nominal al corte para almas no atiesadas es:  $V_n = 0.6F_yA_wC_v$

Con:

$A_w$ : Área de la sección transversal del alma.

$C_v$ : Factor de reducción por corte.

$F_y$ : Tensión mínima de fluencia del acero.

El factor de reducción de corte es calculado según el estado de esbeltez en el que se encuentre, por tanto se debe verificar que:  $h/t \leq 1.10\sqrt{k_vE/F_y}$ .

$\frac{h}{t} = \frac{428}{8} = 53.5$ , Se establece en AISC que si  $h/t$  es menor que 260, se puede tomar  $k_v$  igual a 5.

Por otro lado se tiene que  $1.10\sqrt{k_vE/F_y} = 70,86$ , con ésto, el factor de reducción al corte ( $C_v$ ) es igual a 1.

Por lo tanto, la resistencia nominal del perfil IN 50x182 es:

$$V_n = 0,6 \cdot 2.530 \cdot 40 \cdot 1 = 60.720 \text{ kg} = 60,72 \text{ Ton}$$

$$\frac{V_n}{\Omega} = 40,48 \text{ Ton} > 39,84 \text{ Ton} = V_u \dots \dots OK$$

El código establece que, la sección requiere atiesadores transversales si  $h/t \leq 2.46\sqrt{E/F_y} = 70,87$ , al revisar el valor de  $h/t$  se puede ver que no se necesitan atiesadores. Sin embargo se proyecta implementar algunos en la parte más baja de la columna, y también en el medio donde se intersecta con el elemento 2.

Del análisis estructural hecho por el software se extrae que la deformación máxima de este grupo de perfiles es 0,024 cm, valor muy por debajo de la deformación admisible.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{800} = 0,187 \text{ cm}$$

Por lo tanto se verifica que el perfil IN 50x182 es apto para soportar las cargas axiales y en flexión que exige el marco de carga.

### 3.3. Viga

Como anteriormente se señala, para el elemento transversal se considera una viga en lugar de un enrejado. Esto por temas de costos, peso propio y para hacer un diseño más simple. El análisis de la viga será de acuerdo a las cargas aplicadas en las Figuras 3 y 4, las que dan como resultado los siguientes diagramas de momento.

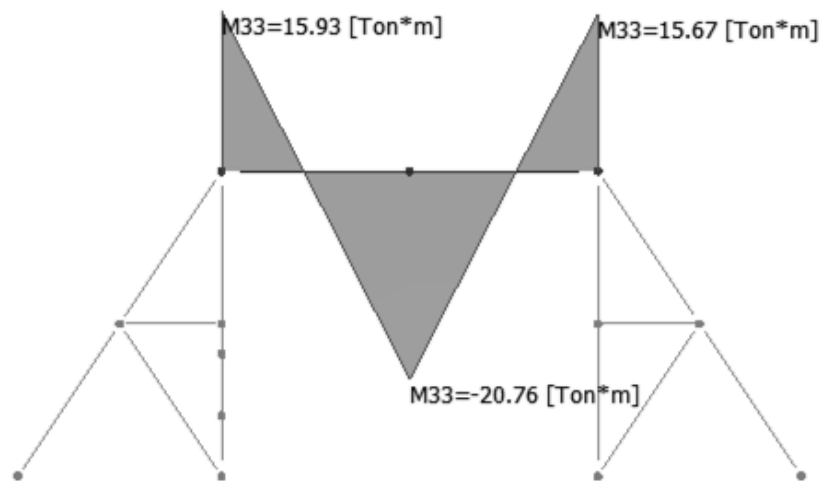


Figura 28. Diagrama de momento para el caso 1, asociado a Figura 3.

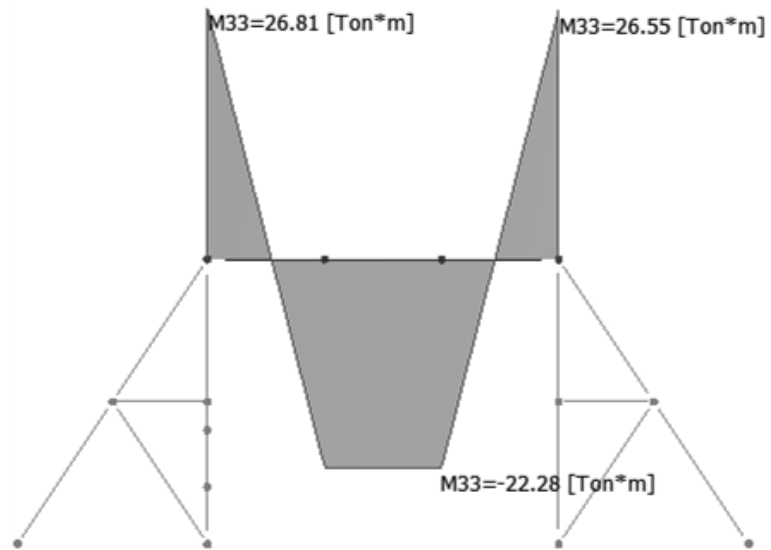


Figura 29. Diagrama de momento para el caso 2, asociado a Figura 4.

De acuerdo a lo observado en las Figuras 27 y 28 se tiene que la configuración asociada al caso 2 (Figura 28) es más desfavorable que la del caso 1, por lo que sus valores controlan las verificaciones de AISC 2010. Además, como en los perfiles anteriores, se realizarán verificaciones en los esfuerzos axiales.

La información correspondiente al perfil a analizar se detalla en la siguiente tabla.

Tabla 36. Datos del perfil IN 50x139.

H (mm)	500
B (mm)	300
e (mm)	25
t (mm)	6
h (mm)	442
$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	177
L (cm)	370
$i_x$ (cm)	22.5
$i_y$ (cm)	7.97
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	3866
$M_u$ (Ton-m)	26.81
$T_u$ (Ton)	26.53
$P_u$ (Ton)	26.5
$V_u$ (Ton)	27.39
$\Delta_{adm}$ (cm)	0.47

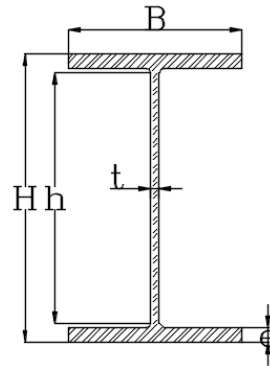


Figura 30. Sección transversal de perfil IN.

- **Flexión**

El procedimiento para verificar si el perfil satisface los requerimientos del código AISC 2010 es exactamente el mismo que el realizado en el apartado anterior para la columna. Antes de verificar la flexión se debe verificar la esbeltez local de la sección. Esta debe ser compacta, no compacta o esbelta, de acuerdo a los valores que entrega la Tabla B4.1b de AISC 2010.

Tabla 37. Razones de esbeltez local del perfil IN 50x182.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_p$	Estado	$\lambda$	$\lambda_p$	Estado
6,0	10,95	Compacta	73,7	108,3	Compacta

La sección localmente es compacta, por lo tanto se puede calcular la resistencia nominal a flexión según el apartado F2 de AISC 2010 el cual permite calcular miembros compactos de sección H de simetría doble. La resistencia nominal de flexión debe ser el menor valor entre la fluencia y pandeo lateral-torsional. Sin embargo, al igual que en el apartado anterior, la resistencia al pandeo lateral-torsional no aplica en esta ocasión ya que la distancia entre puntos de amarre que restringen el desplazamiento lateral ( $L_b$ ) no alcanza a ser lo suficientemente grande como para que se desarrolle el momento plástico de la sección ( $L_p$ ).

Por lo tanto la capacidad en flexión del perfil está dada por:

$$M_n = F_y Z_x$$

$$M_n = 2.530 \cdot 3.866 = 9.780.980 \text{ kg} - \text{cm} = 97,81 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{M_n}{\Omega} = 39,12 \text{ Ton} - \text{m} > 26,81 \text{ Ton} - \text{m} = M_u \dots \dots OK$$

- **Esfuerzos axiales.**

Tal como se verificó para la columna, en esta parte se mostrará que los esfuerzos axiales no presentan mayor problema para la viga, por lo que se procederá a realizar las verificaciones correspondientes con los valores mostrados en el diagrama de la siguiente figura.

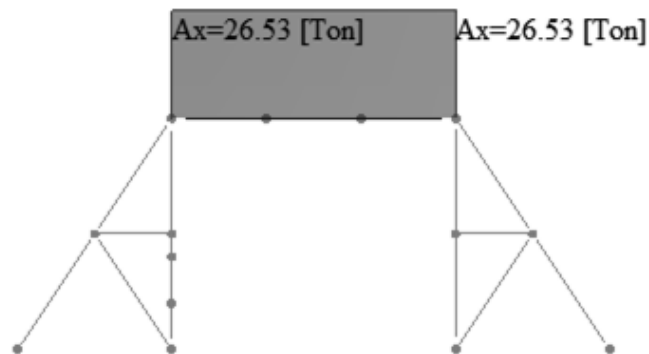


Figura 31. Diagrama de esfuerzos axiales para la viga.

De acuerdo al código AISC 2010 la resistencia admisible en tracción está dada por:

$$P_n = F_y A_g \text{ donde } \frac{P_n}{\Omega} > T_u \text{ con } \Omega=2.5$$

$$P_n = 2.530 \cdot 177 = 447.810 \text{ kg} = 447,81 \text{ Ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 179,12 \text{ Ton} > 26,53 \text{ Ton} = P_u \dots \dots \text{OK}$$

Antes de verificar la compresión se debe comprobar que la esbeltez global (KL/r) del elemento de mayor longitud sea menor que 200.

Tabla 38. Razones de esbeltez para el perfil IN 40x109.

$\lambda_x$	$\lambda_y$	Estado
16.44	46.42	OK

Se verifica que en ambos ejes la esbeltez del perfil es menor a 200.

Luego de verificar la esbeltez global del perfil se debe verificar la esbeltez local de este, comprobando si los elementos atiesados (alma) y los no atiesados (ala) son esbeltos o no, todo esto siguiendo el procedimiento que exige la Tabla B4.1a de AISC 2010.

Tabla 39. Razones de esbeltez local del perfil IN 40x109.

Ala (Elemento no atiesado)			Alma (Elemento atiesado)		
$\lambda$	$\lambda_r$	Estado	$\lambda$	$\lambda_r$	Estado
6,0	12,59	No esbelta	73,67	42,93	No esbelta

La sección localmente no es esbelta, por tanto se puede calcular la resistencia nominal al pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos (parte E3 de AISC 2010). Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 40. Resultados de cálculo de resistencia a compresión nominal del perfil IN 40x109.

Fe (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>cr</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (Ton)	P <sub>n</sub> /Ω	P <sub>sol</sub> (Ton)	Estado
9.616,8	2.266,2	401,12	160,4	26,5	OK

- **Corte**

Tal como se hizo para la columna la verificación al corte se realiza de acuerdo al código AISC 2010 y será resumido en las siguientes tablas.

Tabla 41. Valores para calcular el coeficiente de reducción de corte.

h/t	$k_v$	$1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	$C_v$	$A_w$ (cm <sup>2</sup> )
60,5	5	70,86	1	30

Tabla 42. Resultados para el corte en el elemento 2 del contrafuerte.

$V_n$ (Ton-m)	$V_n / \Omega$ (Ton-m)	$V_u$ (Ton-m)	Estado
43,81	29,21	27,39	No se requieren atiesadores OK

A pesar de que no se requieren atiesadores transversales, se proyecta implementar en la zona donde van ubicados los cilindros hidráulicos, con el fin de restringir el pandeo lateral torsional en el perfil.

Una vez que se ha comprobado que los esfuerzos axiales no representan mayor problema para el perfil, se procede a verificar si la deformación máxima de la viga cumple con los límites admisibles para satisfacer el criterio de inercia mínima para este.

Del análisis estructural hecho en Ram Advanse se extrae que la deformación máxima de este perfil es 0,139 cm, valor muy por debajo de la deformación admisible.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{800} = 0,46 \text{ cm}$$

Por lo tanto se verifica que el perfil IN 50x139 es apto para soportar las cargas axiales y en flexión que exige el marco de carga.

## 4. Conexiones

Los perfiles calculados se unirán mediante conexiones apernadas y se usarán para unir todos los elementos del contrafuerte y también en la unión de viga columna. Además, la viga se debe desmontar para adecuarse a distintos tamaños de muro, por tanto la conexión debe proporcionar una fácil instalación y también ser lo suficientemente resistente. En cambio, las conexiones de aplastamiento, no requieren ser desmontadas, por lo que en su diseño es más importante verificar solo los esfuerzos axiales (tracción y compresión).

Los pernos que se usarán para estas conexiones son del tipo A325, de alta resistencia. Este tipo de perno está diseñado especialmente para ser ensamblado en todo tipo de conexiones. La fluencia de este tipo de pernos varía entre 5700 y 6470 kg/cm<sup>2</sup>, dependiendo del diámetro. La tensión nominal de tracción es 6320 kg/cm<sup>2</sup> y la tensión de corte nominal es 4780 kg/cm<sup>2</sup>, estos valores corresponden cuando el hilo del perno no está incluido en el plano de corte de la conexión. Dado el tipo de conexión a usar el apriete de los pernos debe ser sin holgura (snug-tight), este apriete se obtiene con una llave manual o con un par de golpes de una llave de impacto, y se usa cuando los elementos a unir están en contacto firme entre sí.

Las perforaciones son del tipo estándar en el contrafuerte, estas son 1/16 pulgadas más grandes que el diámetro del perno. Mientras que las perforaciones para la unión viga columna son holgadas, ya que se considera que este elemento se desmonte, esta perforación es ¼ de pulgada más grande que el diámetro del perno.

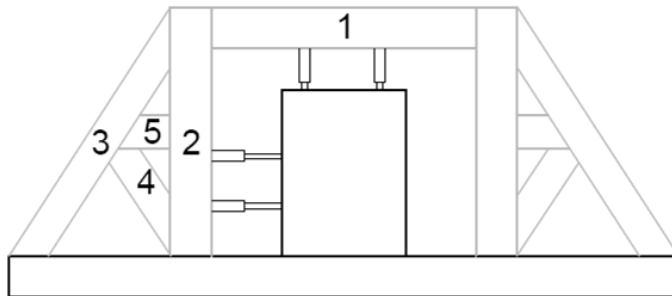


Figura 32. Marco con numeración de elementos. Elaboración propia.

#### 4.1. Conexión Viga-Columna.

En este apartado se detallan las verificaciones empleadas para diseñar la unión entre la viga y la columna, elementos 1-2 en Figura 31.

- **Carga de diseño ( $V_d$ ).**

La carga de diseño con la que verifica la conexión es obtenida mediante un análisis estructural del modelo en el software, esta es  $V_d=39,73$  Ton. Este es el esfuerzo de corte que tienen que solventar el grupo de pernos dispuestos en esta conexión.

- **Cálculo del número mínimo de pernos ( $n$ ).**

El código AISC 2010 establece que el número mínimo de pernos está dado por el cociente entre la carga de diseño y la tensión nominal de un perno. Según lo dicho anteriormente el valor de la tensión nominal en corte ( $F_{vn}$ ) del perno A325 con el hilo excluido en el plano de corte es  $4780 \text{ kg/cm}^2$ .

$$n = \frac{V_d}{\left(\frac{R_n}{\Omega}\right)} = \frac{V_d}{\left(\frac{A_p F_{vn}}{\Omega}\right)}$$

Usando pernos de una pulgada se tiene que el área de la sección transversal del perno es  $5,07 \text{ cm}^2$ . Al usar la expresión anterior, con  $\Omega=2,5$ , se tienen 4.1 pernos como mínimo. Por tanto se usarán 6 pernos de una pulgada cada uno.

- **Espaciamiento entre pernos ( $s$ ).**

El código AISC 2010 establece que la distancia entre centros de perforaciones no debe ser menor que  $2-2/3$  veces el diámetro nominal del perno, es decir  $2,67d$ . Con esto se tiene que el espaciamiento mínimo es  $6,8 \text{ cm}$ . Considerando las dimensiones de los perfiles a conectar y que el código no establece un espaciamiento máximo se usará un espaciamiento igual a  $11,25 \text{ cm}$ .

- **Distancia mínima al borde ( $l_v$ )**

La distancia mínima al borde esta tabulada en el código AISC 2010, y este indica que para pernos de una pulgada esta distancia debe ser 3,2 cm. Al igual que con el espaciamiento entre pernos, se amplía esta distancia a 5 cm.

- **Carga nominal de aplastamiento de perforaciones de pernos.**

Para un perno con perforaciones holgadas, la resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos está dada por:

$$R_n = 1,2l_c t F_u \leq 2,4dt F_u$$

Con:

$F_u$ : Resistencia ultima del material conectado. Acero A36  $F_u=4.080 \text{ kg/cm}^2$ .

$d$ : Diámetro nominal del perno.  $d=2,54 \text{ cm}$

$l_c$ : Distancia libre entre el borde de una perforación y el borde de la perforación adyacente.  $l_c=s-d=8,75 \text{ cm}$ .

$t$ : Espesor del material conectado. En este caso se usará una placa de 2.6 cm de espesor.

$$R_{n1} = 1,2 \cdot 8,75 \cdot 2,6 \cdot 4.080 = 111.384 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 2,54 \cdot 2,6 \cdot 4.080 = 64.666 \text{ kg}$$

Luego:  $R_n/\Omega = 64.666/2,5 = 25.866 \text{ kg}$

Por lo tanto la resistencia al aplastamiento está dada por:

$$\left( R_n/\Omega \right) n = 25.866 \cdot 6 = 155.199 \text{ kg} > V_d = 39.730 \text{ kg}$$

- **Carga nominal de aplastamiento de perfil receptor.**

El cálculo de la carga nominal de aplastamiento tiene la misma metodología anterior, variando el espesor del elemento conector con el espesor del perfil receptor, que en este caso es el espesor del ala de la columna  $t= 2.8 \text{ cm}$ .

$$R_{n1} = 1,2 \cdot 8,75 \cdot 2,8 \cdot 4.080 = 119.952 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 2,4 \cdot 2,54 \cdot 2,8 \cdot 4.080 = 69.640 \text{ kg}$$

$$\text{Luego: } R_n/\Omega = 69.640/2,5 = 27.856 \text{ kg}$$

Por lo tanto la resistencia al aplastamiento está dada por:

$$\left( R_n/\Omega \right) n = 27856 * 6 = 167138 \text{ Kg} > V_d = 39730 \text{ Kg}$$

- **Verificación de desgarramiento de la placa de conexión.**

La resistencia disponible al corte de la placa de conexión está dada por:

$$R_n = 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

Con:

$$A_{gv}: \text{Área bruta solicitada al corte. } A_{gv} = 2(2 \cdot s + l_v) \cdot t = 44 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv}: \text{Área neta solicitada al corte. } A_{nv} = 2(2 \cdot s + l_v - (n - 0.5)d) \cdot t = 33,12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{nt}: \text{Área neta solicitada en tracción. } A_{nt} = (s_t - d_h) \cdot t = 13,82 \text{ cm}^2$$

$U_{bs}$ : Coeficiente de reducción igual a 1 ya que la tensión de tracción es uniforme.

$$R_{n1} = 0,6 \cdot 4.080 \cdot 33,12 + 1 \cdot 4.080 \cdot 13,82 = 137.479 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 0,6 \cdot 2.530 \cdot 44 + 1 \cdot 4.080 \cdot 13,12 = 123.193 \text{ kg}$$

$$\text{Luego: } R_n/\Omega = 123.193/2,5 = 49.277 \text{ Kg} > V_d = 39.730 \text{ kg}$$

- **Verificación de desgarramiento del perfil receptor**

El procedimiento es el mismo que para la plancha de conexión, pero cambian las áreas.  $A_{gv}=154 \text{ cm}^2$ ,  $A_{nv}=115 \text{ cm}^2$ ,  $A_{nt}=48 \text{ cm}^2$ .

$$R_{n1} = 0,6 \cdot 4.080 \cdot 115 + 1 \cdot 4.080 \cdot 48 = 481.179 \text{ kg}$$

$$R_{n2} = 0,6 \cdot 2.530 \cdot 154 + 1 \cdot 4.080 \cdot 48 = 431.178 \text{ kg}$$

$$\text{Luego: } R_n/\Omega = 431.178/2,5 = 172.471 \text{ kg} > V_d = 39.730 \text{ kg}$$

La conexión calculada se puede ver en la siguiente figura. En esta se puede ver la conexión desde el eje axial del perfil de la viga (IN 50x139), su espesor es de 28 mm, las

perforaciones son del tipo estándar (1/16'' más grande que el diámetro nominal del perno), y su diámetro es de 27 mm. Las distancias obtenidas anteriormente se encuentran acotadas.

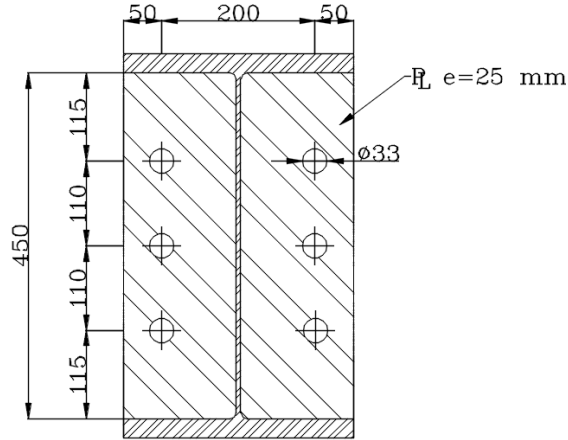


Figura 33. Dibujo de la conexión viga-columna, cotas en mm.

#### 4.2. Conexiones del contrafuerte

Dado que el procedimiento para el resto de las conexiones es exactamente el mismo que en la parte anterior, estas verificaciones se resumirán en las siguientes tablas. Cabe mencionar que en todas las conexiones se usaran pernos de 1 pulgada, y tanto el espaciamiento mínimo entre pernos como la distancia mínima al borde usadas siempre serán las mismas, ya que son valores que dependen directamente del diámetro del perno. Al igual que para la conexión anterior el cálculo da 6.78 cm para el espaciamiento mínimo y 3.18 cm para la distancia mínima al borde y se usaran 11.25 cm y 5 cm, respectivamente.

Tabla 43. Resultados de las conexiones.

Conexión	Carga de diseño, $V_d$ (kg)	N° de pernos		Espesor plancha, cm	
		Calculado	Usar	Conexión	P. Receptor
5-3	1.762	1,82	4	0,6	2,2
5-2	1.762	1,82	4	0,6	2,8
4-3	47.666	4,92	6	0,6	2,2
4-2	47.666	4,92	6	0,6	2,8
3-1	46.450	4,79	6	0,6	2,8

En las siguientes tablas se muestran los resultados de los esfuerzos verificados para cada conexión.

Tabla 44. Resultados de conexiones 5-3 y 5-2.

Conexión 5-3 y 5-2		Carga nominal de aplastamiento de perfil receptor		Desgarramiento de plancha de conexión		Desgarramiento perfil receptor	
$f_{rv}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	869.3	e (cm)	2.2	Agv (cm <sup>2</sup> )	33.0	Agv (cm <sup>2</sup> )	121.0
$F'_{nt}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5342.5	Lc (cm)	8.8	Ubs	1.0	Ubs	1.0
Rn (kg)	27070	Rn1 (kg)	94248	Ant (cm <sup>2</sup> )	10.4	Ant (cm <sup>2</sup> )	38.0
Rn/Ω (kg)	10828	Rn2 (kg)	54717	Anv (cm <sup>2</sup> )	28.1	Anv (cm <sup>2</sup> )	91.1
		Rn/Ω (kg)	87548	Rn1 (kg)	111100	Rn1 (kg)	378069
				Rn2 (kg)	92395	Rn2 (kg)	338783
				Rn/Ω (kg)	36958	Rn/Ω (kg)	135513

Para la verificación de la combinación de tracción y corte, el código AISC 2010 exige que esta resistencia sea superior a la resistencia requerida de corte,  $f_{rv}$ . Para las demás resistencias, se verifica que cada una de las resistencias es superior a la carga de diseño  $V_d = 17.620$  kg.

Tabla 45. Resultados de conexiones 4-3 y 4-2.

Conexión 4-3 y 4-2		Carga nominal de aplastamiento de perfil receptor		Desgarramiento de plancha de conexión		Desgarramiento perfil receptor	
$f_{rv}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1045	e (cm)	2.2	Agv (cm <sup>2</sup> )	33.0	Agv (cm <sup>2</sup> )	121.0
$F'_{nt}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4761	Lc (cm)	8.8	Ubs	1.0	Ubs	1.0
Rn (kg)	24124	Rn1 (kg)	94248	Ant (cm <sup>2</sup> )	10.4	Ant (cm <sup>2</sup> )	38.0
Rn/Ω (kg)	9649	Rn2 (kg)	54717	Anv (cm <sup>2</sup> )	24.8	Anv (cm <sup>2</sup> )	91.1
		Rn/Ω (kg)	131322	Rn1 (kg)	103109	Rn1 (kg)	378069
				Rn2 (kg)	92395	Rn2 (kg)	338783
				Rn/Ω (kg)	36958	Rn/Ω (kg)	135513

Al igual que en el párrafo anterior, se verifica que todas las resistencias cumplen con los valores exigidos para el diseño,  $V_d=4.670$  kg.

Tabla 46. Resultados de conexión 3-1.

Conexión 3-1		Carga nominal de aplastamiento de perfil receptor		Desgarramiento de plancha de conexión		Desgarramiento perfil receptor	
Combinación tracción corte en conexiones de aplastamiento							
$f_{rv}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1833	e (cm)	2.8	Agv (cm <sup>2</sup> )	33.0	Agv (cm <sup>2</sup> )	121.0
$F'_{nt}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2155	Lc (cm)	8.8	Ubs	1.0	Ubs	1.0
Rn (kg)	10923	Rn1 (kg)	119952	Ant (cm <sup>2</sup> )	10.4	Ant (cm <sup>2</sup> )	48.3
Rn/ $\Omega$ (kg)	4369	Rn2 (kg)	6964.7	Anv (cm <sup>2</sup> )	24.8	Anv (cm <sup>2</sup> )	115.9
		Rn/ $\Omega$ (kg)	167137	Rn1 (kg)	103109	Rn1 (kg)	481178
				Rn2 (kg)	92395	Rn2 (kg)	431178
				Rn/ $\Omega$ (kg)	36958	Rn/ $\Omega$ (kg)	172471

Para la última conexión se verifica que cumple con la resistencia exigida para las cargas de diseño,  $V_d=9.310$  kg.

## 5. Costos

En este ítem se mostrará un detalle de los costos de construcción del marco, el valor de la pintura y el valor de cada perno.

Según investigaciones de mercado, el precio actual del acero trabajado es de \$ 1.290 por kilogramo, el precio del acero pintado es de \$ 180 por kilogramo, mientras que el valor del montaje es de \$890 por kilogramo de acero. En la siguiente tabla se mostrará en detalle el valor de trabajo de cada una de las piezas mostradas en la figura.

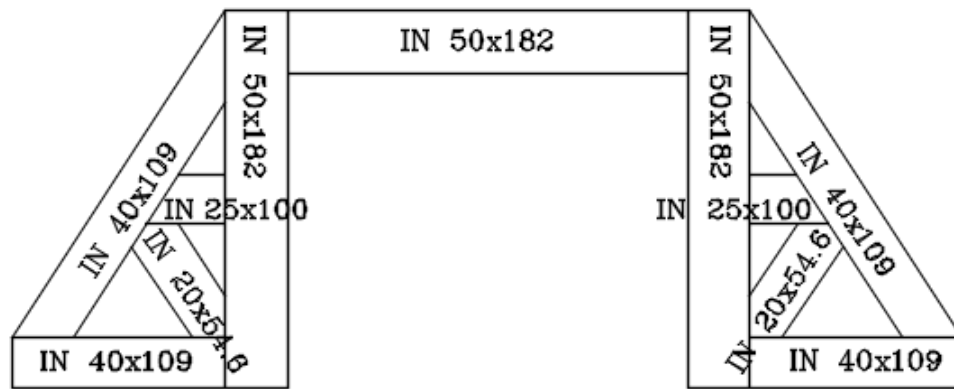


Figura 34. Marco con nombre de sección en cada elemento

Tabla 47. Detalle peso y costo de los perfiles del marco.

Perfil	Peso unitario (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)	Precio trabajado (CLP)	Precio pintado (CLP)	Precio montaje (CLP)
IN 20x54.6	54.6	3,60	200,67	258.864	36.120	178.596
IN 25x100	100	2,00	204,01	263.172	36.722	181.569
IN 40x109	109	11,21	1.220,44	1.574.368	219.679	1.086.192
IN 50x139	139	3,70	519,18	669.742	93.456	462.070
IN 50x182	182	6,00	1.102,56	1.422.302	198.540	981.278
		<b>Total</b>	<b>3.246,86</b>	<b>4.188.449</b>	<b>584.435</b>	<b>2.889.705</b>

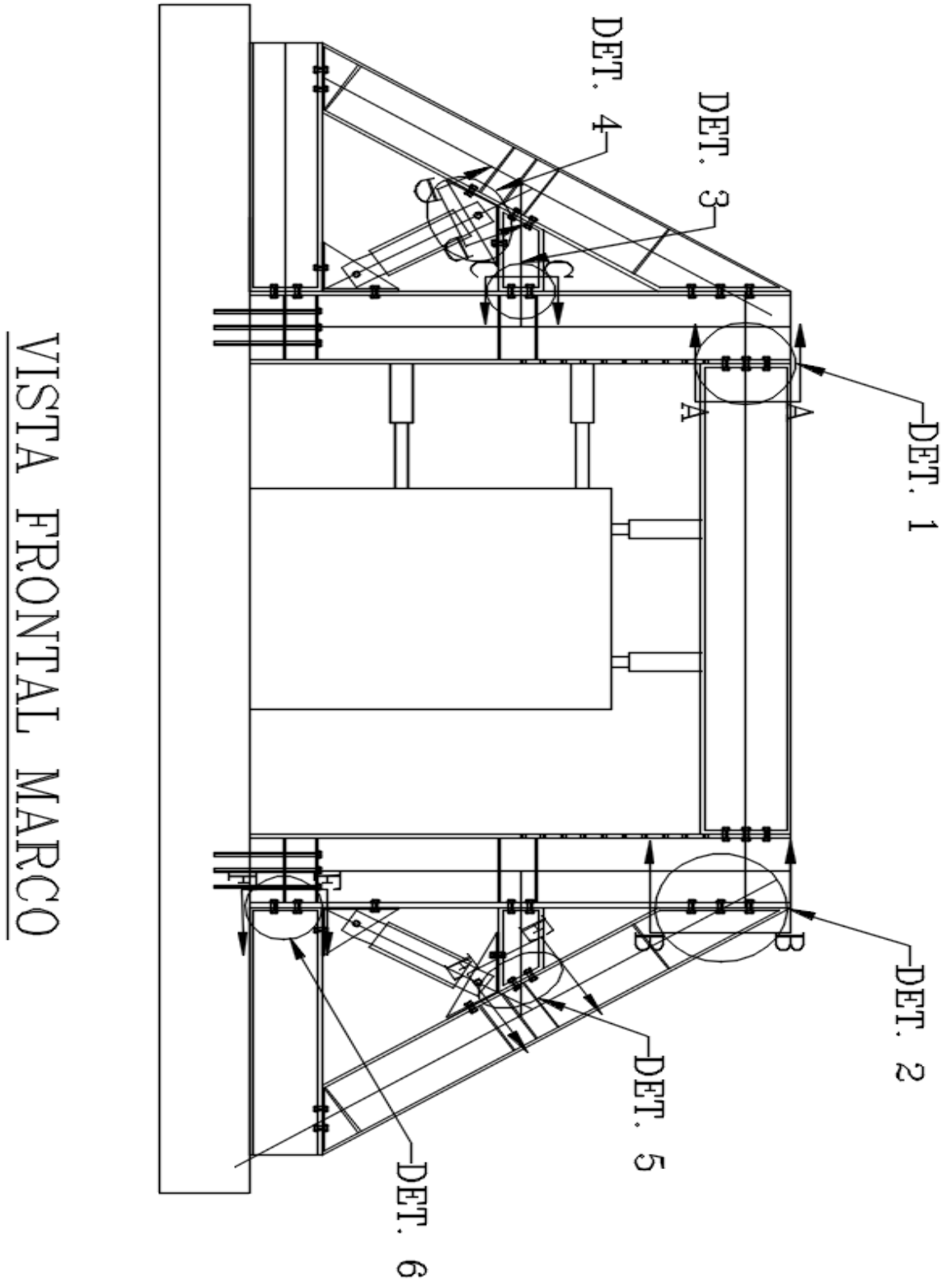
El valor total de trabajo en acero del marco es de 4.188.449 CLP, el valor de pintura (por mano) en el marco es de 584.435 CLP, y el valor de montaje es de 2.889.705 CLP. Por lo tanto el valor de construcción del marco es de 7.662.590 CLP. Todos los valores incluyen IVA.

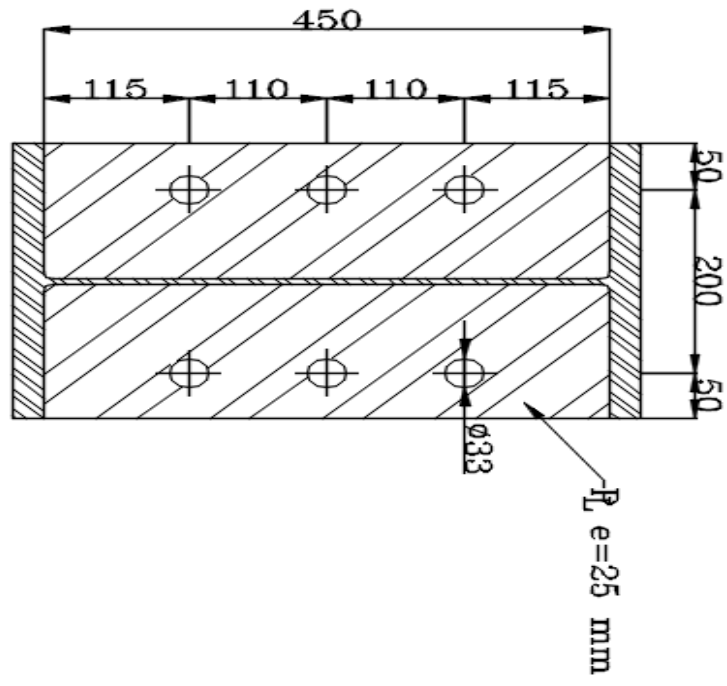
Cubicando los pernos se tiene que se necesitan 40, según la mastranza donde se consultó, estos tienen un valor de 1.790 CLP cada uno. Por tanto el valor de los pernos es 71.600.

Finalmente, se tiene que el valor total del marco es 7.734.190 CLP.

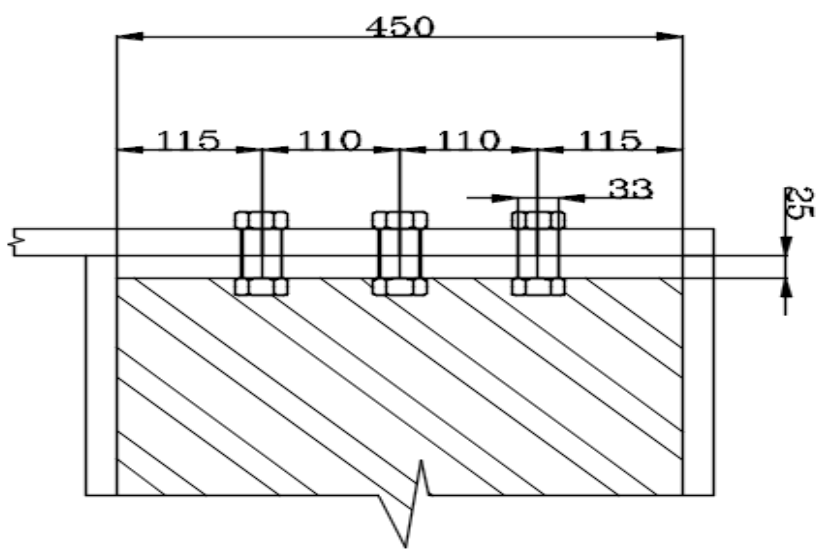
## 6. Planos

En este ítem se muestran los planos de estructura del marco.

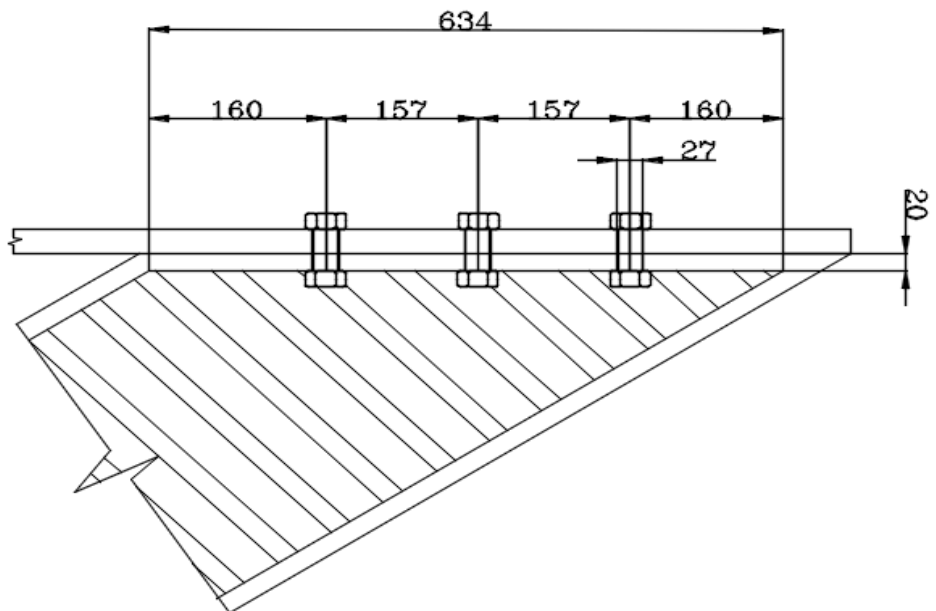
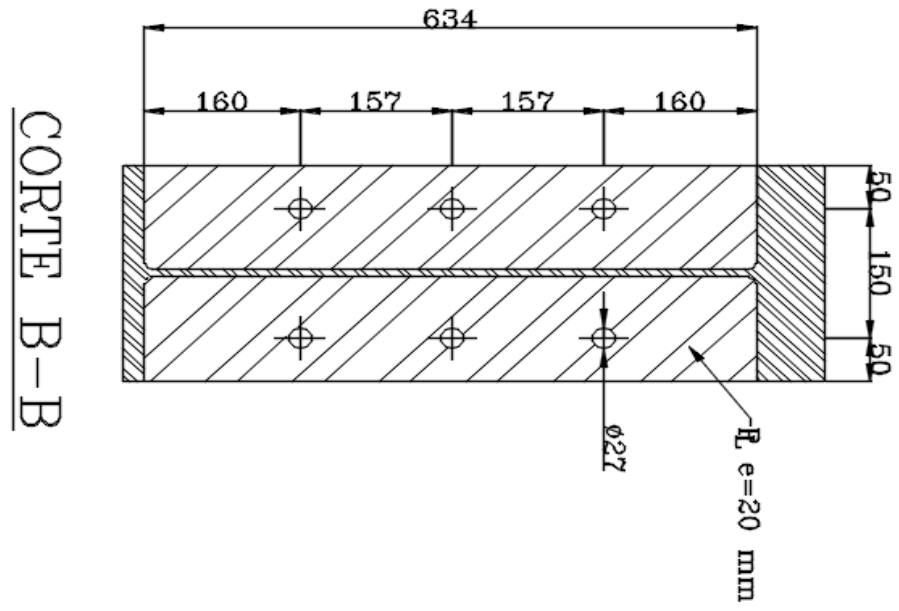




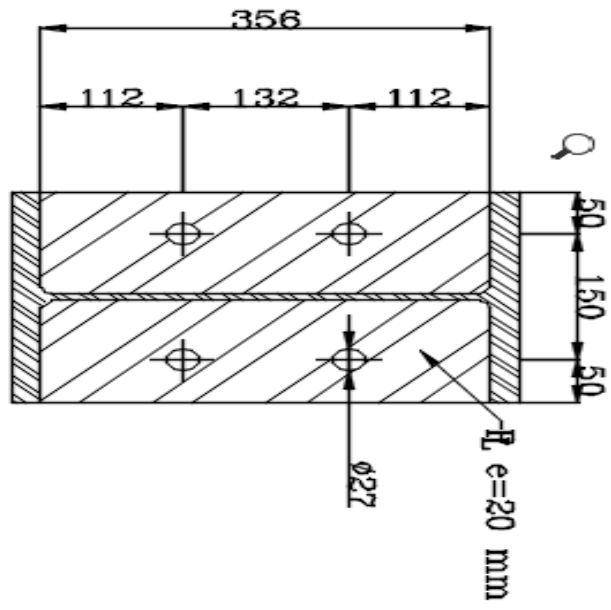
CORTE A-A



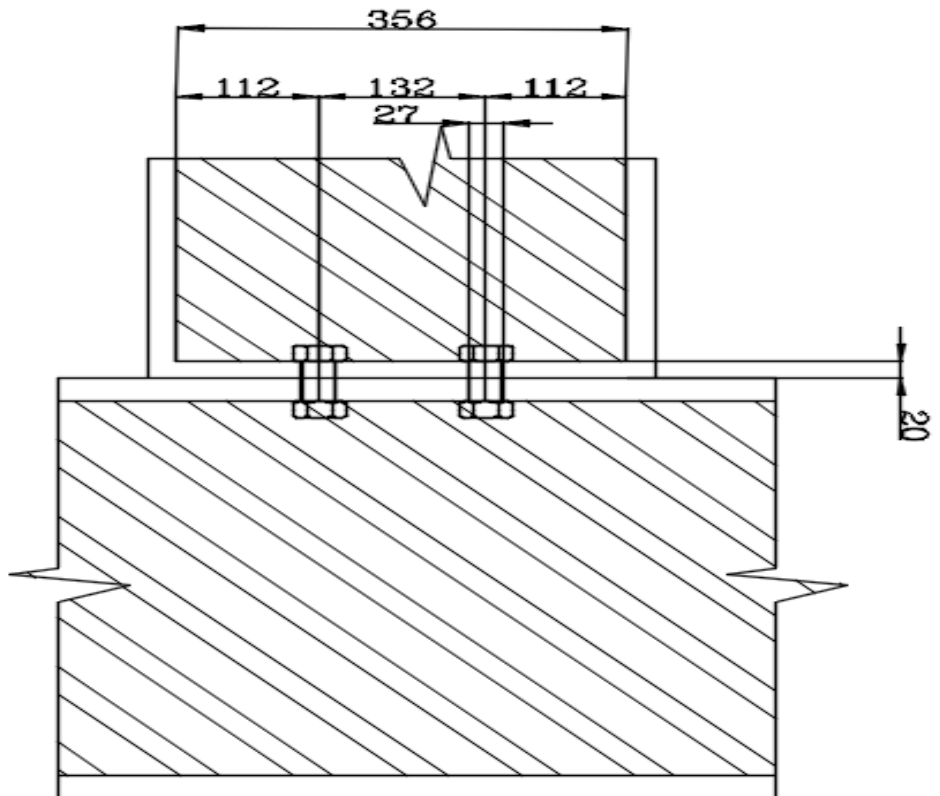
DETALLE 1

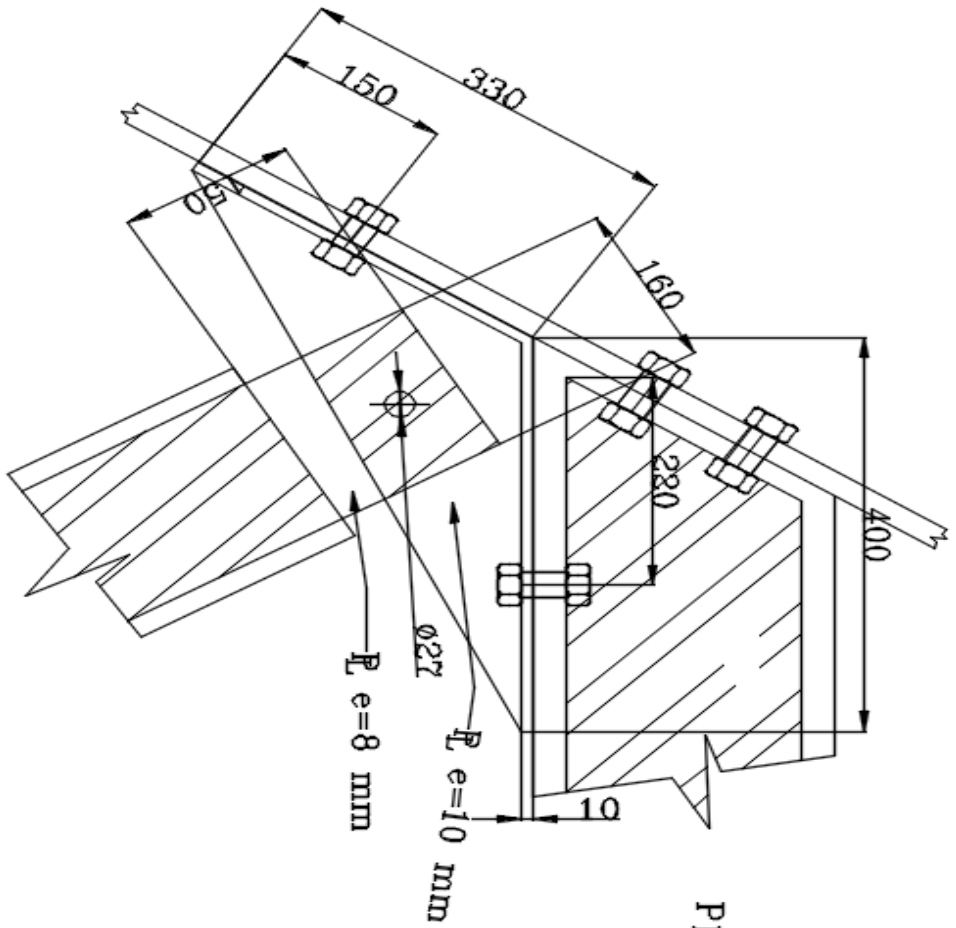


CORTE C-C

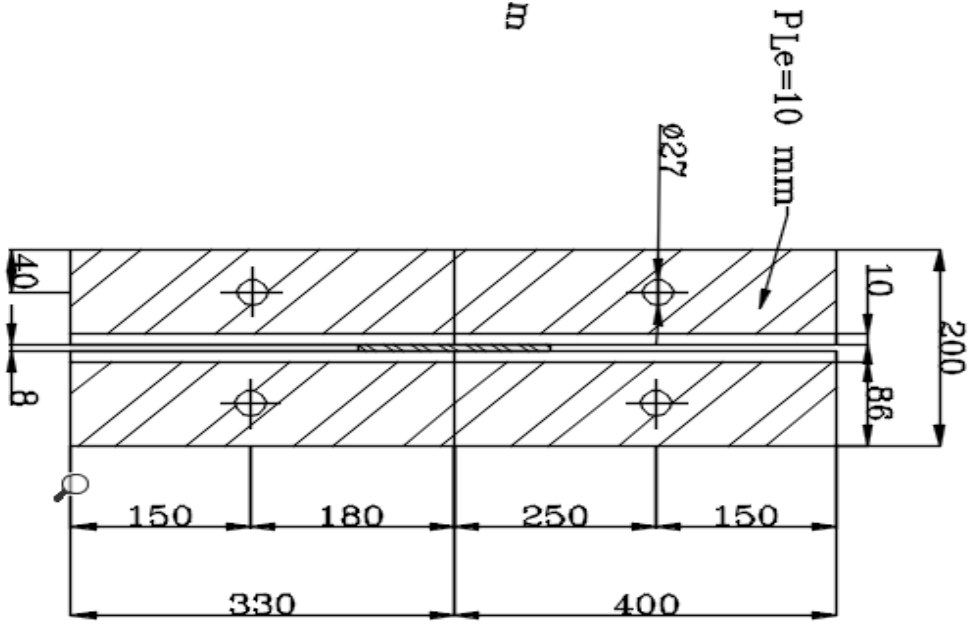


DETALLE 3

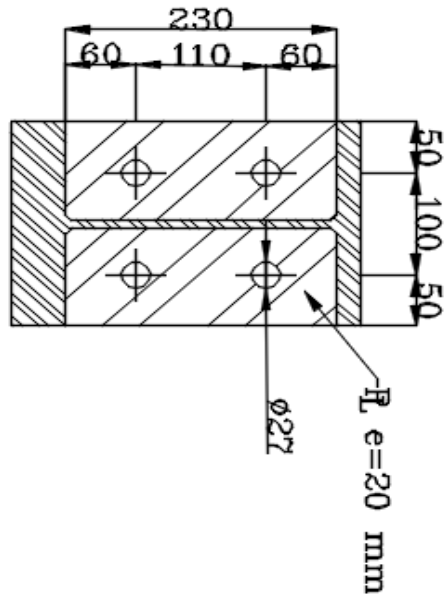




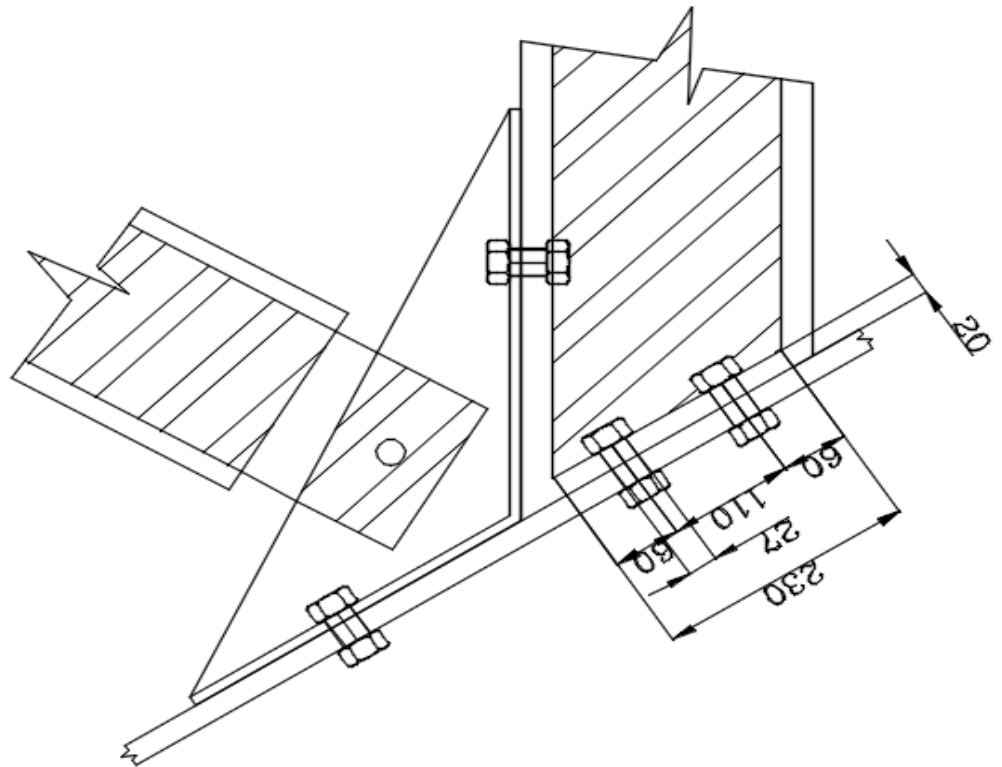
DETALLE 4



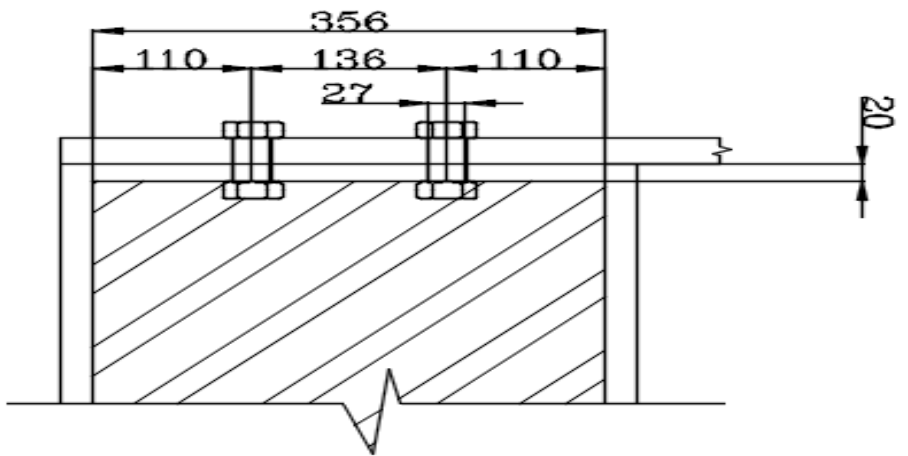
CORTE D-D



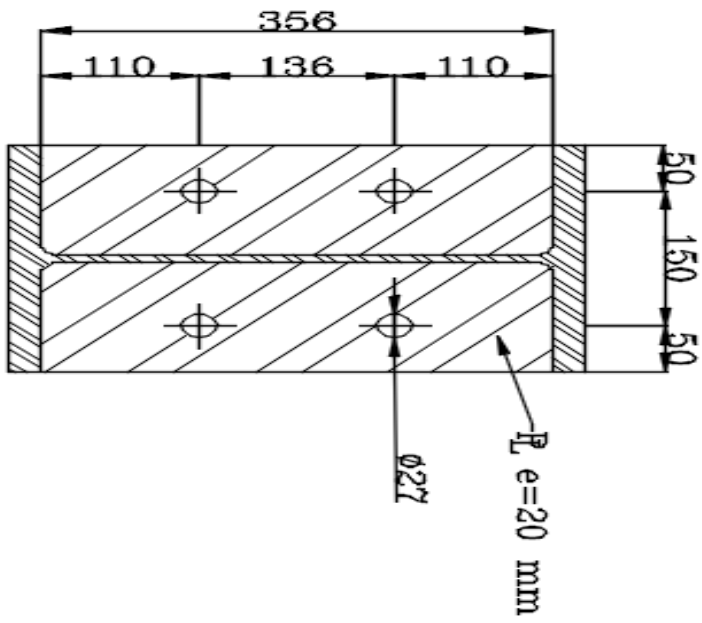
CORTE E-E



DETALLE 5



DETALLE 6

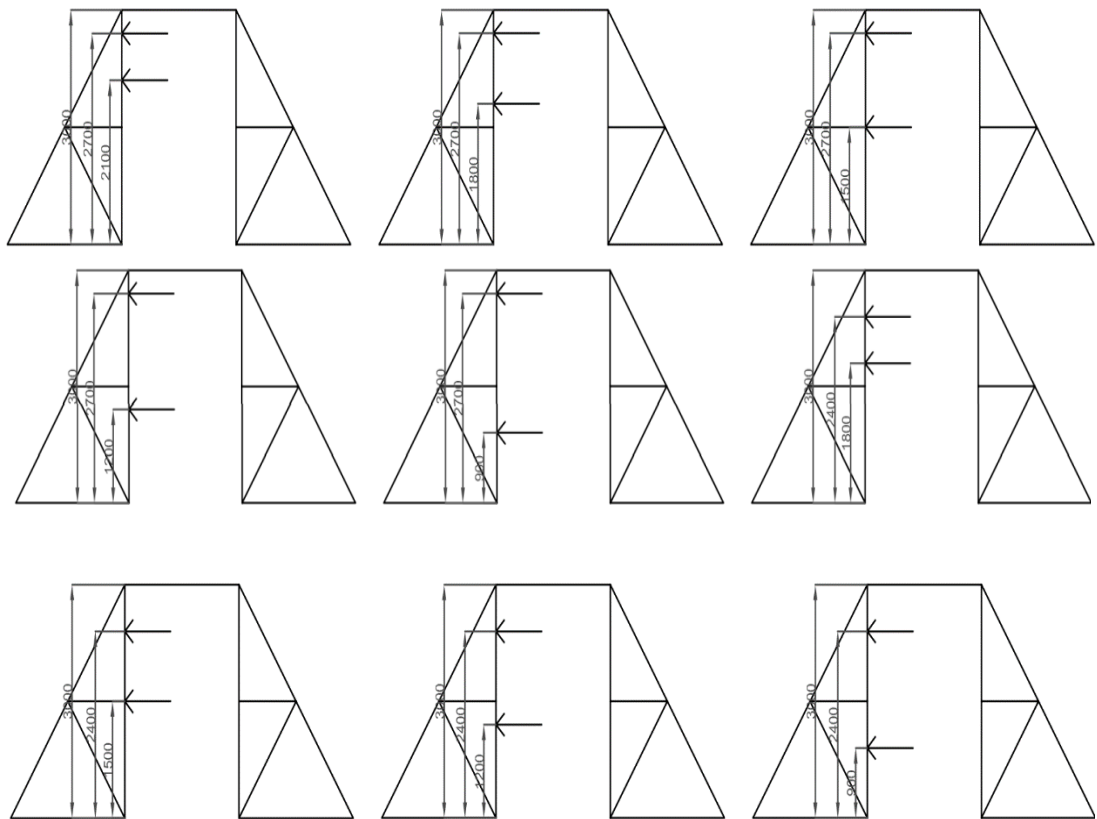


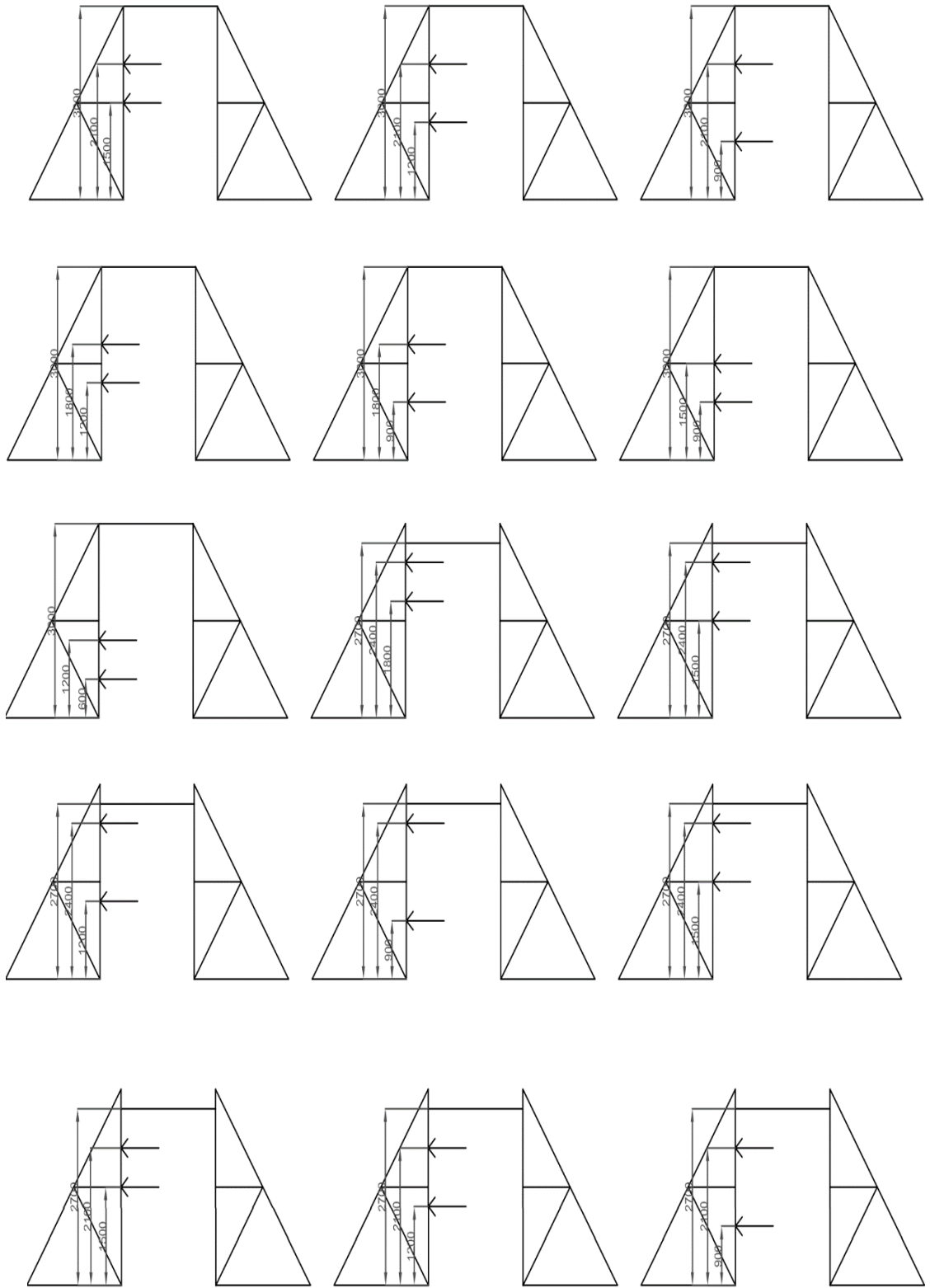
CORTE F-F

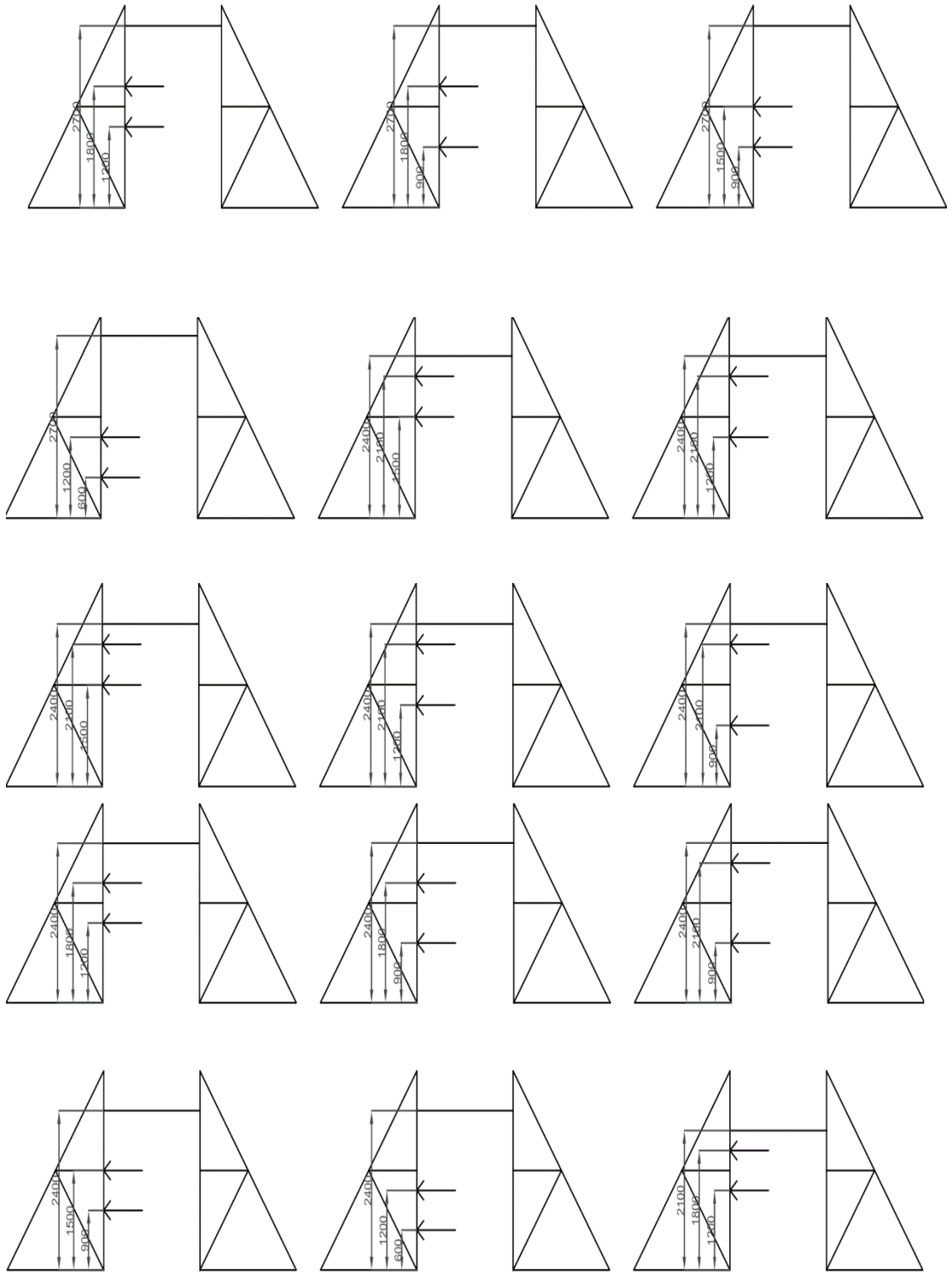
## 7. Anexos

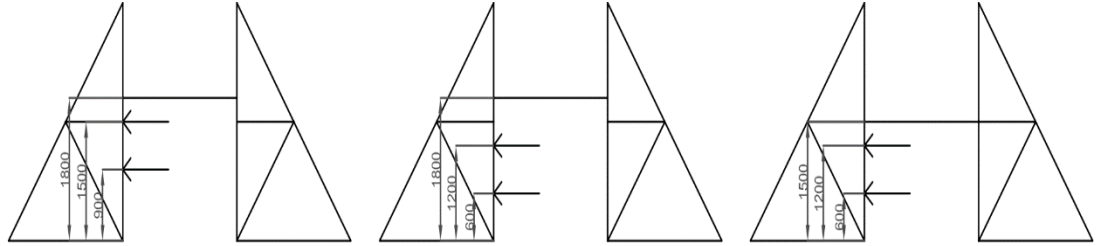
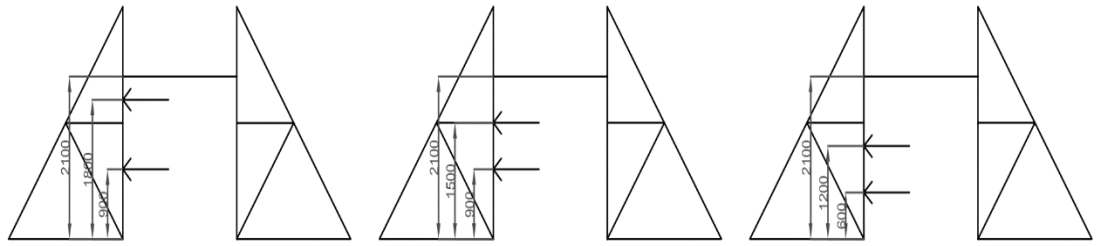
### 7.1. Modelos del marco

En esta sección del anexo se encuentran todas las figuras correspondientes a los modelos realizados para encontrar la configuración más desfavorable para las columnas del marco. Tal como se explicó anteriormente en la sección cada cilindro desciende cada 30 cm, se considera que esta distancia es suficiente para generar el número de casos suficientes para discretizar cada estado de carga y así tener una buena aproximación de cargas sobre toda la columna del marco.









## 8. Referencias

- Enerpac. Catálogo de Enerpac.2015. Estados Unidos.
- Instituto Nacional de Normalización INN-CHILE. NCh 427. Of1977. Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios.
- American Institute of Steel Construction AISC- ESTADOS UNIDOS. AISC 2010. Of 2010. Especificaciones para estructuras y edificios de acero.
- Instituto Nacional de Normalización INN-CHILE. NCh 2369. Of2003. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. Instituto Nacional de Normalización.
- Instituto Nacional de Normalización INN-CHILE. NCh 3171. Of2010. Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas. Instituto Nacional de Normalización.
- Mc Cormac (1999). Diseño de Estructuras Metálicas. Alfaomega.