



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria del Disseny

Disseny i càlcul de estructura desmuntable per a rocòdrom  
descalada en bloc

Treball Fi de Grau

Grau en Enginyeria Mecànica

AUTOR/A: Puerto Sempere, Antonio

Tutor/a: Ferrer Ballester, Ignacio

CURS ACADÈMIC: 2021/2022



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

DISEÑO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURA DESMONTABLE PARA  
ROCÓDROMO DE ESCALADA EN BLOQUE

Trabajo Fin de Grado

Grado en Ingeniería Mecánica

AUTOR/A: Puerto Sempere, Antonio

TUTOR: Ferrer Ballester, Ignacio

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022

## Contenido:

1.	Introducción .....	3
1.1.	Resumen.....	3
2.	Diseño.....	5
2.1.	Geometría pared .....	5
2.2.	Composición pared .....	6
2.3.	Geometría estructura.....	8
3.	Cálculos .....	10
3.1.	Cargas .....	11
3.1.1.	Peso propio .....	11
3.1.2.	Cargas muertas.....	11
3.1.3.	Sobrecarga de uso .....	14
3.1.4.	Nieve.....	17
3.1.5.	Viento .....	17
3.1.6.	Acciones térmicas.....	22
3.1.7.	Sismo .....	22
3.2.	Combinaciones .....	22
3.3.	Contrapesos .....	24
3.4.	Puntos de apoyo.....	26
3.5.	Dimensionado .....	26
3.5.1.	ELU.....	26
3.5.2.	Pandeo.....	29
3.5.3.	Clase secciones.....	30
3.5.4.	Abolladura del alma .....	30
3.5.5.	ELS .....	31
3.5.6.	Resultados: perfiles empleados. ....	32
3.6.	Uniones .....	32
3.6.1.	Uniones soldadas .....	33
3.6.2.	Uniones atornilladas.....	39
3.6.3.	Uniones comerciales .....	42
4.	Elementos adicionales.....	43
4.1.	Elementos de protección .....	43
4.2.	Presas .....	44
5.	Planos .....	48
5.1.	Vista general.....	49
5.2.	Alzado.....	50

5.3.1	Vista sección A.....	51
5.3.2	Vista sección B.....	52
5.3.3	Vista sección C.....	53
5.3.4	Vista sección D.....	54
5.3.5.	Vista sección E .....	55
5.3.6.	Vista sección F .....	56
5.3.7.	Vista sección G .....	57
5.3.8.	Vista sección H .....	58
5.3.9.	Vista sección I .....	59
5.3.10.	Vista sección J.....	60
5.3.11.	Vista sección K.....	61
5.3.12.	Vista sección L .....	62
5.3.13.	Vista sección M.....	63
5.3.14.	Vista sección N .....	64
5.3.15.	Vista sección Ñ .....	65
5.3.16.	Vista sección O .....	66
5.4.1.	Detalle unión contrapesos-marco	67
5.4.2.	Detalle unión contrapesos estructura.....	67
5.4.3.	Detalle unión sección horizontal-marco .....	69
5.4.4.	Detalle unión perfil vertical-horizontal .....	70
5.4.5.	Detalle unión vertical-tirante .....	71
6.	Presupuesto .....	72
7.	Instrucciones de montaje.....	76
8.	ANEXO 1: ÍNDICE DE FIGURAS.....	80
9.	Bibliografía .....	81
	Software:.....	81
	Normas:.....	81
	Rocódromos visitados: .....	81



# 1. Introducción

## 1.1. Resumen

La escalada como deporte ha experimentado recientemente un auge considerable con su inclusión en los Juegos Olímpicos de Tokio 2020 y la divulgación mediática asociada. En estos juegos, el español Alberto Ginés consiguió una medalla de oro.

Los orígenes de este deporte no están bien definidos, pero se pueden destacar diferentes momentos que han sido clave en su historia. La primera documentación en la que se menciona a un escalador data de 1492 y, casi trescientos años después, se vuelve a hacer referencia a la práctica de la escalada con el ascenso al Mont Blanc de Jacques Balmat y Michel-Gabriel Paccard en 1786.

A mediados del siglo XIX se fundaron los primeros Clubes Alpinos y las aportaciones de sus socios se destinaron, entre otros, a financiar el desarrollo de equipos de escalada para prevenir los alarmantemente frecuentes accidentes. El nivel de riesgo de la aventura era tal que, la reina Victoria de Inglaterra, llegó a plantearse la prohibición de la escalada a los súbditos británicos.

Desde la fundación de estos clubes, la escalada ha ido modernizándose, incluyendo progresivamente elementos que hacen que su práctica se lleve a cabo de forma más segura y permitiendo la aparición de distintas modalidades de escalada.

Entre las más de diez modalidades que comprende este deporte encontramos las que se pueden practicar en espacios naturales y las que se desarrollan en espacios artificiales, habilitados y diseñados para reunir las características técnicas de los espacios naturales.

Si nos centramos en la escalada en espacios artificiales, las modalidades más practicadas son la escalada en bloque, la escalada de dificultad y la escalada de velocidad, que son también las tres modalidades incluidas en las olimpiadas. Pero no solo encontramos competiciones de escalada en las olimpiadas, sino que actualmente se están realizando gran cantidad de eventos durante todo el año en cualquier rincón del planeta. Para poder llevar a cabo estas competiciones se suelen emplear estructuras provisionales que se montan exclusivamente para el desarrollo de las pruebas.

Como usuario habitual de los espacios deportivos destinados a la escalada y participante en las competiciones que se celebran en el territorio de la Comunidad Valenciana, he podido observar a lo largo de los años distintas necesidades pendientes de cubrir.

Por una parte, la necesidad de disponer de estructuras efímeras que permitan un montaje y desmontaje rápido y adaptable a distintos espacios para el desarrollo de las competiciones, ampliando el abanico de ubicaciones en las que poder realizar las distintas pruebas.

Por otra parte, se toma consciencia del papel fundamental que juega la preparación de los deportistas en la seguridad de la escalada. El entrenamiento óptimo es aquel que se desarrolla en espacios artificiales en los que se elimina el factor de la imprevisibilidad de los espacios naturales, permitiendo a los escaladores desarrollar y perfeccionar la técnica, seguro de vida una vez nos trasladamos a la montaña. Además, la posibilidad de modificar, adaptar y graduar estos espacios por parte de los escaladores que los utilizan, de manera que no sean estructuras fijas e inalterables, aumenta sustancialmente la calidad de los entrenamientos. No obstante, la disponibilidad de este tipo de instalaciones es limitada y se concentra principalmente en las grandes ciudades.

Este proyecto, por tanto, consiste en el diseño y cálculo de una estructura metálica destinada a ser un rocódromo para la modalidad de escalada denominada "escalada en bloque" que dé respuesta a estas necesidades.

A lo largo de este proyecto se presenta una opción de diseño escogida para una geometría de pared determinada para la modalidad de escalada en bloque, así como los cálculos de los elementos que componen la estructura desmontable. También se incluyen planos de la estructura, de las secciones y de las uniones que se utilizan, así como instrucciones de cómo montar la estructura para facilitar la instalación de todos los elementos. Además, se realizará un cálculo del presupuesto aproximado que requiere una estructura de este tipo, incluyendo tanto los componentes de la estructura como elementos ya destinados a la práctica del deporte.

Me gustaría dar paso al proyecto con una frase del escalador estadounidense Conrad Anker, que me ha acompañado a lo largo de estos años:

*“La cima es lo que nos impulsa, pero es el camino en sí lo que de verdad importa”*



*Fig. 1. Escalando en la vía "Patomas" 7b.*

## 2. Diseño

A continuación, van a exponerse los diferentes elementos que componen la estructura desmontable, y qué criterios se han empleado para el diseño de cada uno de ellos.

### 2.1. Geometría pared

Para iniciar el proyecto del diseño y cálculo de la estructura, primero se debe definir el elemento que debe sostener dicha estructura. Para ello, se ha realizado un estudio de diferentes paredes de escalada de todo el mundo, de las que se puede obtener la siguiente información:

- Suelen presentar diferentes plafones de madera solapados entre sí.
- Contienen planos verticales, y planos con desplome.
- Los planos verticales se suelen situar en las zonas bajas de la pared, mientras que los de desplome en la parte más elevada (permitiendo que las caídas sean más limpias y seguras)(Fig. 1).



*Fig. 2. Rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Vallidigna. Foto cedida por Tono Llin. Fecha: 02/04/2022.*

Conocida esta información, se procede a plantear una geometría que se adapte a estos requisitos, y que será la base a partir de la cual se obtendrán y calcularán el resto de los elementos de la estructura desmontable. La geometría se ha obtenido teniendo en cuenta las directrices que dicta la norma UNE-EN 12572-2: Requisitos de seguridad y métodos de ensayo de los muros de escalada, donde queda limitada la altura máxima de este tipo de paredes a 4 m si el escalador se puede poner de pie sobre el muro, o 4.5 m, siendo esa la altura de la última presa empleable. En este caso, el muro no será transitable por la zona superior, así que la altura máxima de la pared serán cuatro metros y medio. Además, este tipo de paredes suelen contener

seis bloques<sup>1</sup>, que ocupan una longitud horizontal variable, por lo que se calcula una media a partir de la investigación y la observación, de donde se determina que cada bloque requerirá de dos metros a lo largo de la pared. Con estos parámetros queda definida la superficie en alzado (sin tener en cuenta los desplomes) de la pared como 12x4m.

La geometría que se ha diseñado contiene un total de 18 planos diferentes, de los cuales tres han sido diseñados verticalmente, mientras que el resto contienen diferentes inclinaciones, como se verá a continuación. Como se ha mencionado anteriormente, se ha tomado la decisión de disponer de los planos verticales en la zona inferior, mientras que los de desplome se emplean en las zonas más altas de la estructura. Además, aquellos planos con desplome que parten de la parte inferior de la estructura encuentran su mayor inclinación en la parte superior de la misma, permitiendo así la caída segura del escalador, sin que pueda sufrir lesiones por abrasión o contusión contra el propio muro o los elementos que se van a situar en él.

A continuación, se muestra la geometría final de la pared para la que se va a diseñar y calcular la estructura metálica desmontable:

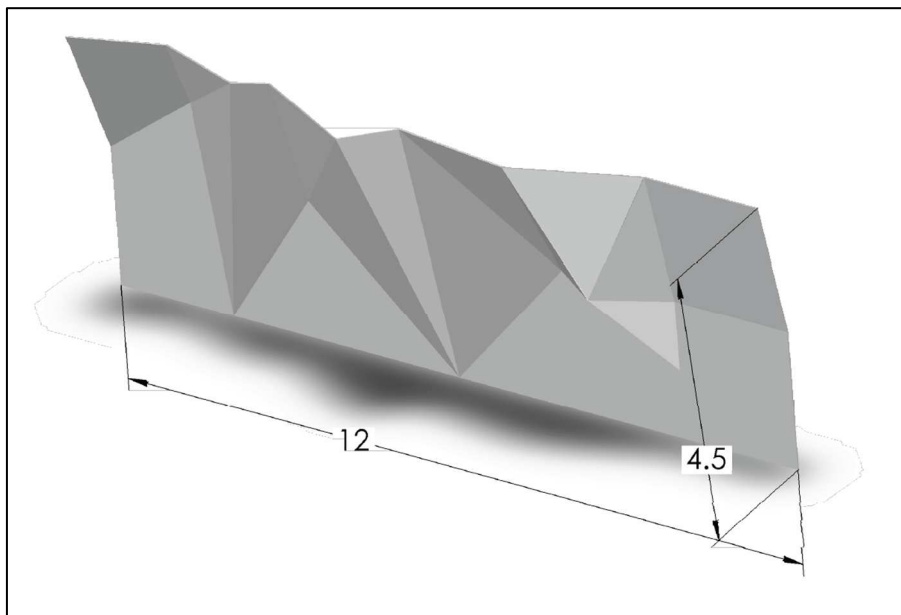


Fig. 3. Croquis de la geometría de la pared del rocódromo.

## 2.2. Composición pared

Para poder crear la geometría mostrada anteriormente, se necesita usar un material que permita generar los diferentes planos de la estructura, pero que al mismo tiempo permita su fácil transporte, almacenaje y montaje, para dotar a la estructura de la facilidad para su ensamblaje y desmontaje en los diferentes entornos en los que se quiera emplear.

Tras realizar una investigación y observación del campo, se ha comprobado que pueden emplearse diferentes tipos de materiales para conformar las paredes de los rocódromos, ya que se puede utilizar cemento, para muros de escalada fijos; paneles de madera de distintas composiciones y espesores, para rocódromos fijos y desmontables; e incluso algún panel metálico, aunque este último es poco común y desaconsejable. De esta observación, se extrae que el elemento por excelencia para las paredes de un rocódromo es la madera en paneles, cuya composición puede variar en función del presupuesto y espacio del que se disponga. Los tipos

<sup>1</sup> Bloques: denominación de cada uno de los retos a escalar en la modalidad de escalada en bloque.

de plafones de madera más empleados son los tableros de conglomerado, de DM y los contrachapados, con espesores que pueden variar entre 18 y 20 mm. El caso del conglomerado es una de las alternativas más económicas, pero puede dar lugar a la fractura de este si se aplican cargas excesivas en los puntos donde se anclan las presas. Además, se desaconseja el uso de maderas flexibles, pues su deformación resultaría excesiva para la instalación y la práctica del deporte. El tipo de panel que se ha decidido emplear en el proyecto es un contrachapado de abedul, de 20 mm de espesor, cuya densidad oscila los 650 kg/m<sup>3</sup>.

Una vez seleccionados los tableros que se van a emplear, se deben preparar para poder ser usados como base para la instalación de las presas de escalada. Es por eso por lo que se debe realizar una distribución uniforme de taladros a lo largo de toda la superficie de cada uno de los paneles. Esta distribución se puede crear empleando diferentes estilos de retículas: de cuadrícula, hexagonal, al tresbolillo... En este proyecto se empleará esta última, es decir, se practicará una distribución de taladros al tresbolillo por todo el panel (fig2.), dejando una distancia de 40 cm entre agujeros.

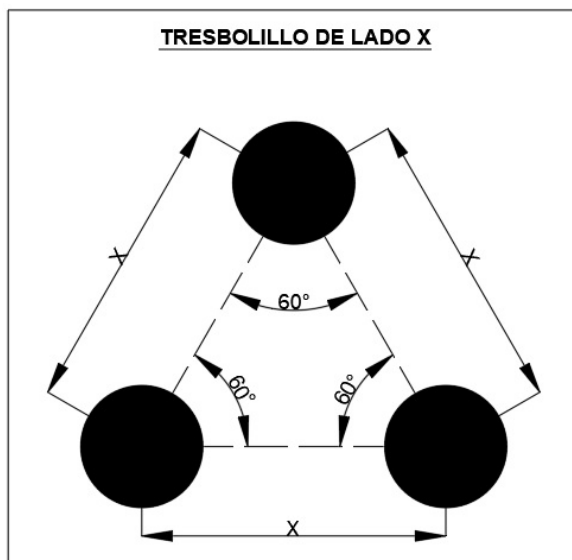


Fig. 4. Distribución de taladros para fijación de las presas al tresbolillo  
(X = 40 cm)

Estos taladros se harán de Ø9 mm, para poder alojar un tornillo de Allen de M8, que es la métrica estandarizada para poder anclar la mayoría de las presas que se encuentran en el mercado. Estos tornillos presentarán una parte no roscada, que será la que se encuentre en contacto con las presas del rocódromo. A continuación, se detallan las dimensiones del rango de tornillos que se podrían emplear, variando las dimensiones de la zona sin roscar en función del tamaño de la presa<sup>2</sup> que se quiera poner.

TAMAÑO PRESAS	b (M8)	L
XS – S	28	28
M – L	28	50
XL	28	150
XXL – MACRO	Para estas presas se explicará más adelante la tornillería usada	

<sup>2</sup> Las dimensiones de las presas se explicarán más adelante, en el apartado “Elementos adicionales – Presas”.

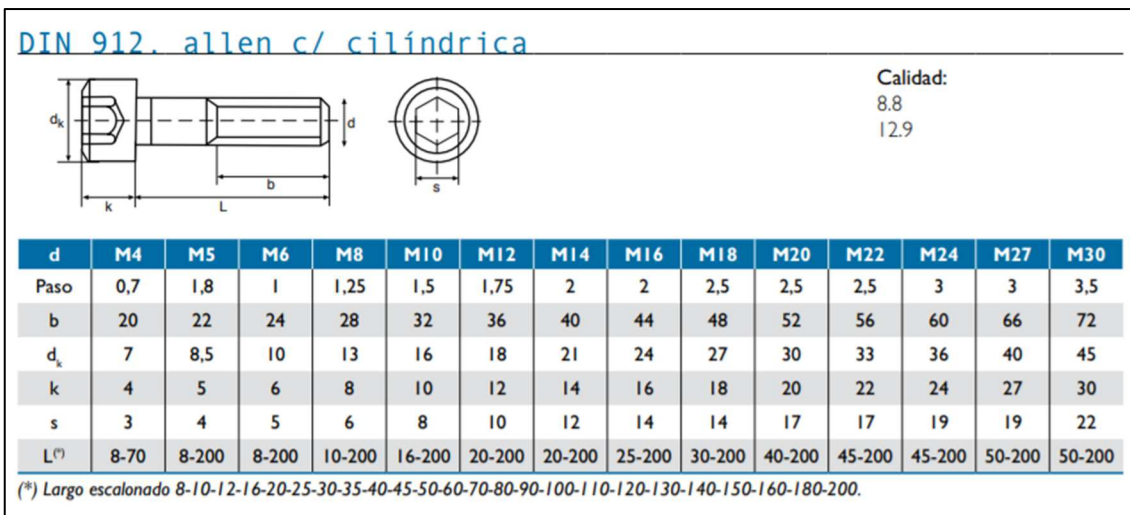


Fig. 5. Dimensiones y parámetros de tornillos Allen.

Para finalizar con el preparado de los taladros para la colocación de presas, se instalarán tuercas araña en todos los agujeros. Se utiliza este tipo de tuercas ya que, por su geometría, se clavan en la madera, permitiendo un buen amarre de las piezas y de las propias tuercas, sin necesidad de elementos adicionales para evitar su pérdida. De todos modos, se deben tomar algunas precauciones durante el roscado de los tornillos<sup>3</sup>.



Fig. 6. Tuercas araña.

### 2.3. Geometría estructura

Una vez se ha definido la geometría de la pared del rocódromo destinado a la escalada en bloque, se procede al diseño de la estructura que soporte dicha pared. Esta estructura debe contener elementos unidos directamente a la pared, que puedan transmitir las cargas a otras partes de la estructura que deberán ser capaces de resistir los esfuerzos resultantes. Es necesario tener en cuenta que la estructura debe ser relativamente simple, pues es un requisito indispensable que sea fácil de montar y desmontar.

Del mismo estudio de campo que se realiza para poder determinar la geometría de la pared se detectan los elementos más empleados en las estructuras de los muros de escalada. En el caso de los muros de cemento, es complicado determinar qué tipo de estructura se ha empleado en el interior para poder dar la geometría, pero en todos los rocódromos que se han visitado, la opción de estructura más empleada es la de emplear escuadras metálicas con montantes en el interior, sobre las que se colocan los paneles de madera. Este tipo de estructura permite crear

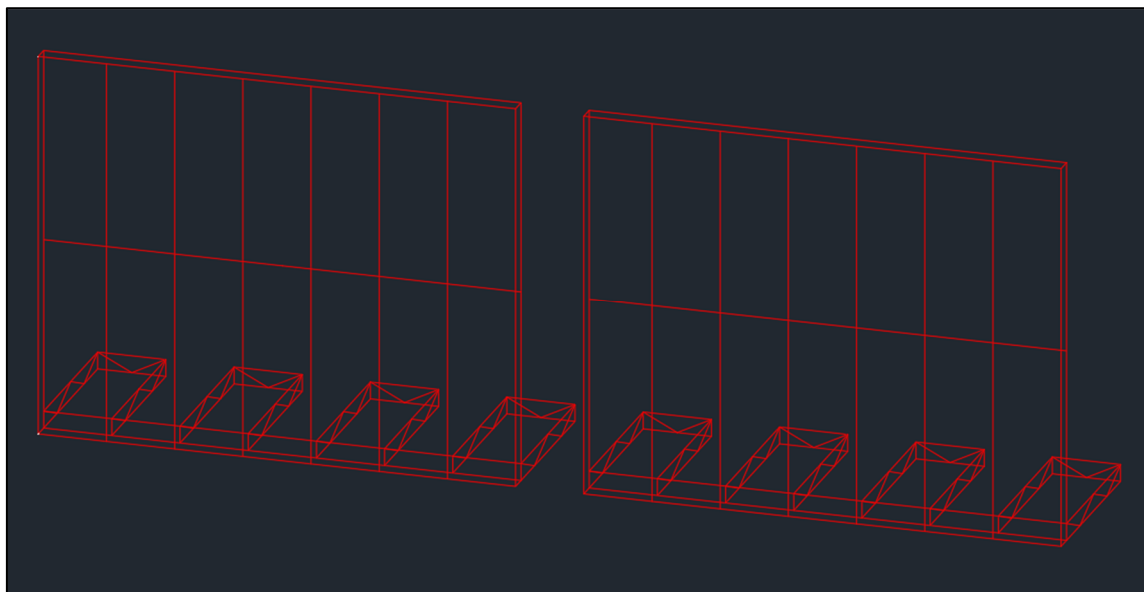
<sup>3</sup> Las precauciones vendrán explicadas en el apartado “Instrucciones de montaje”.



desplomes de gran variedad de ángulos, pero presentan dos inconvenientes principalmente: es más complicado crear superficies irregulares, de diferentes inclinaciones combinadas, y, por su geometría, el factor del vuelco es superior respecto a otros modelos. Otra opción menos habitual es la de emplear tirantes articulados, unidos a subestructuras metálicas, ya que, mediante esta composición, se pueden solventar los inconvenientes de la opción de las escuadras, a cambio de tener que crear una estructura más compleja.

Para poder cubrir las necesidades del muro desmontable, se opta por una estructura combinada de las dos alternativas anteriores, donde se imitará el sistema empleado con las escuadras, pero empleando tirantes en su lugar. Por ello, se empleará una estructura con forma de "L", donde la parte vertical será destinada a alojar tirantes de diferentes geometrías que se unen a la pared, mientras que la parte horizontal se empleará para colocar los contrapesos necesarios para evitar el vuelco, factor que más condiciona este tipo de estructura. Como la pared determinada anteriormente tiene una superficie de 12x4 m, la zona vertical de la estructura deberá abarcar esta superficie, para poder distribuir de forma más uniforme las cargas. Por tanto, se decide emplear dos marcos de 5.6x4.5 m, con unos perfiles en vertical cada 0.8m, que serán los encargados de sostener los tirantes que irán unidos a la estructura. La decisión de crear estos dos marcos que se colocarán también a 0.8m (para mantener una distribución equidistante de tirantes) se ha tomado para poder reducir el tamaño de algunas secciones, ya que aumentando un poco el tamaño del marco exterior se pueden prescindir de mayores perfiles en el interior de este. En cuanto al tamaño de la parte horizontal de la estructura desmontable, se determina una distancia simbólica: el tamaño real de los perfiles horizontales donde van a colocarse los contrapesos va a venir determinado por el momento que se genere en la estructura tras haber considerado todas las combinaciones posibles.

Tras realizar este diseño, la estructura queda del siguiente modo:



*Fig. 7. Croquis estructura principal. La estructura mide 12 m de ancho, y 4.5 de alto. La separación entre montantes verticales es de 0.8 m.*

En cada uno de los perfiles en vertical se dispondrán cada 112.5 cm los tirantes que unirán la pared a la estructura, creando uniones articuladas para que los tirantes solo trabajen a tracción.

Estas uniones articuladas deben triangularse, para evitar crear mecanismos en la estructura. Los tirantes tendrían una geometría similar a la siguiente:

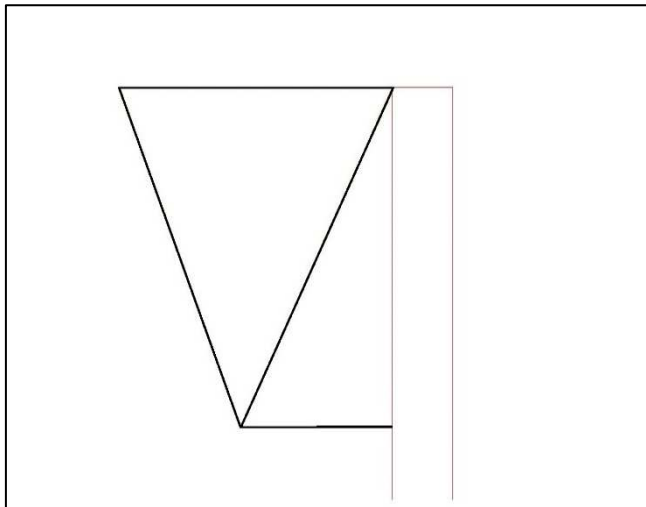


Fig. 8. Croquis de un tirante.

Al existir 64 tirantes en total, las geometrías concretas de cada uno se especificarán en el apartado de planos.

Finalmente, se toma la decisión de emplear perfiles cuadrados para la estructura principal, tanto para los marcos como para las secciones donde se depositarán los contrapesos, mientras que los tirantes serán secciones de tubo redondas. Las dimensiones de cada sección se determinarán a continuación, en el apartado "Dimensionado".

### 3. Cálculos

En este apartado, se procederá a introducir todas las cargas a las que se encuentra sometida la estructura, justificando el porqué de cada carga. Posteriormente, se expondrán las combinaciones consideradas para los ensayos, con los coeficientes empleados en cada caso para cada una de las cargas. Se concluirá el apartado de cálculos con el dimensionado de los perfiles de la estructura, seguido por la comprobación de las uniones que se han diseñado para las diferentes secciones de la estructura.

Los cálculos de la estructura van a realizarse con el programa SAP2000. En este programa se introduce la geometría de la estructura, estableciendo el tipo de sección correspondiente a cada perfil, con unas dimensiones aproximadas y coherentes en función a las cargas a las que se va a someter. Como esta estructura no dispone de correas, la carga se va a aplicar sobre el extremo del tirante directamente, por lo que se procede a nombrar cada tirante con un número, para facilitar su identificación. Se han numerado los tirantes en orden ascendente, de arriba hacia abajo, y de izquierda a derecha, como se observa a continuación.



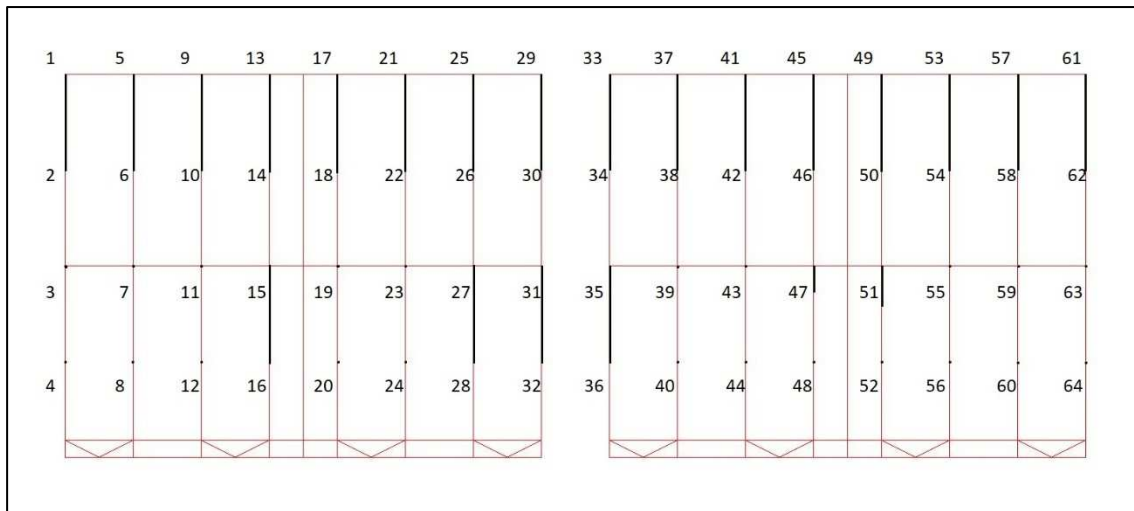


Fig. 9. Numeración de los tirantes.

### 3.1. Cargas

#### 3.1.1. Peso propio

El peso propio de la estructura lo determina el propio programa a partir de los perfiles que se empleen para la constitución de la estructura. Este parámetro se debe tener en cuenta a la hora de hacer las combinaciones, pero no debe introducirse manualmente.

#### 3.1.2. Cargas muertas

Para determinar las cargas muertas se debe tener en cuenta todo lo que va a sujetar la misma, y que no entre dentro de los elementos introducidos en el programa. En este caso, de los tirantes se van a colgar los paneles de contrachapado que conforman la estructura. En los tirantes se van a colocar también los elementos de escalada, pero estos suponen un peso despreciable para el cálculo de la estructura, ya que supondrían, como mucho, 20 kg repartidos en toda la superficie. En la siguiente imagen, puede observarse un ejemplo de estas distribuciones de presas.

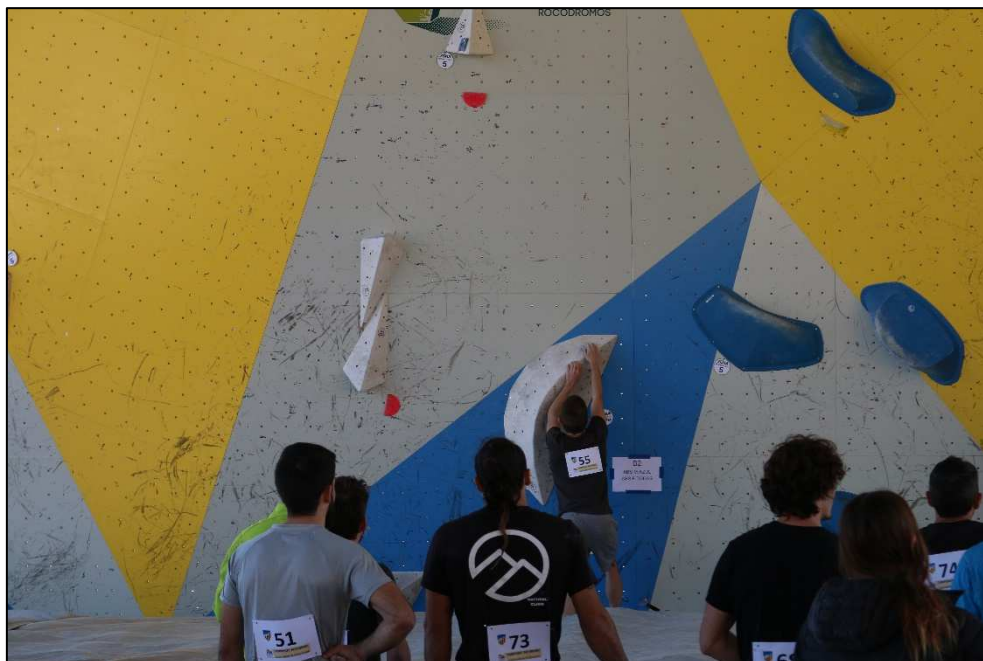


Fig. 10. Rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Valldigna. Foto cedida por Carlos Galiana. Fecha: 02/04/2022.

Con esta información, se procede a calcular la masa del conjunto de paneles de madera. Estos paneles se unen también entre sí, por lo que la forma de repartir su masa en los tirantes es similar a la de las correas en la cubierta de un edificio. Para ello, se divide la pared según el ámbito que abarca cada tirante, obteniendo la siguiente cuadrícula:

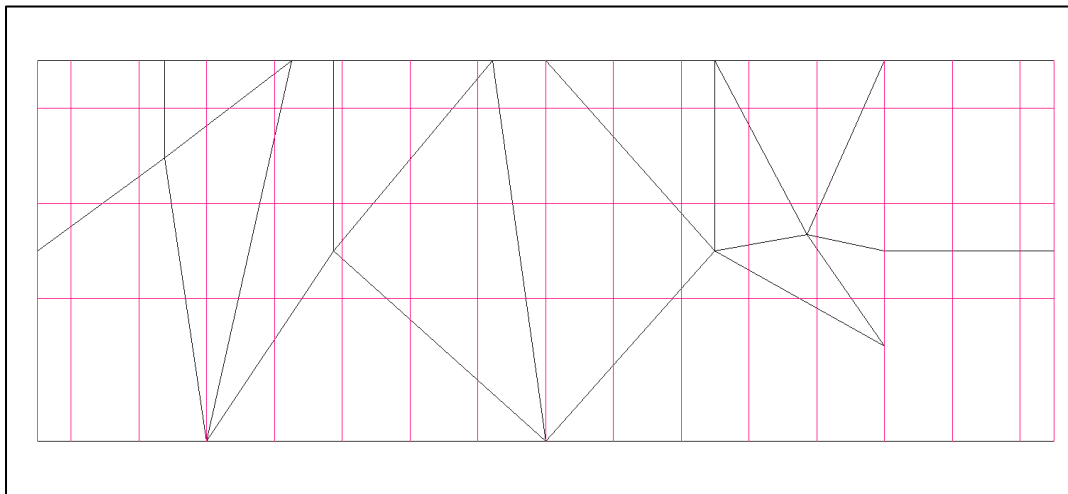


Fig. 11. Ámbitos de los tirantes, alzado.

Cada uno de los rectángulos representa la proyección en el alzado que abarca cada nudo. En el centro de cada rectángulo se sitúa la unión del panel con el tirante. Se calcula el área de cada una de las secciones rectangulares de la cuadrícula, para poder asignar un valor de carga a cada nudo, en función de la fuerza que se esté calculando.

Como ya se ha mencionado anteriormente, al describir los materiales del muro de escalada, la densidad del contrachapado de abedul es de 650kg/m<sup>3</sup>, por lo que resultaría una carga de 13 kg/m<sup>2</sup>.<sup>4</sup> Seguidamente, se multiplica este valor de carga por el ámbito de cada nudo, obteniendo:

Tirantes	Área (m2)	Carga (N) <sup>5</sup>
1	0.2429	31
2	0.4859	62
3	0.4616	59
4	0.6750	86
5	0.4871	62
6	0.9691	124
7	0.8495	108
8	1.3500	172
9	0.4973	63
10	0.8348	106

<sup>4</sup> Al tener un espesor de 20 mm, se obtienen los kg/m2 mediante la siguiente operación:

$$\frac{kg}{m^2} = 650 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.020m = 13 \frac{kg}{m^2}$$

<sup>5</sup> Este valor se calcula como fuerza puntual, pues es la fuerza a aplicar en el extremo de cada tirante. La dirección de la fuerza quedará determinada por la naturaleza de la misma.

11	0.9593	122
12	1.7034	217
13	0.5054	64
14	1.1205	143
15	1.0558	135
16	1.4802	189
17	0.5322	68
18	1.0601	135
19	1.0271	131
20	1.3593	173
21	0.5292	67
22	1.0580	135
23	1.0269	131
24	1.3556	173
25	0.5308	68
26	1.0512	134
27	1.0489	134
28	1.4300	182
29	0.6750	86
30	1.2866	164
31	1.1740	150
32	2.0963	267
33	0.5043	64
34	0.9548	122
35	0.9504	121
36	1.4061	179
37	0.5182	66
38	1.0110	129
39	0.9400	120
40	1.3657	174
41	0.5275	67
42	1.1525	147
43	1.1125	142
44	1.3500	172
45	0.4803	61
46	1.0328	132
47	1.4254	182
48	1.3500	172
49	0.5011	64

50	1.1232	143
51	1.3593	173
52	1.4814	189
53	0.4608	59
54	0.9216	118
55	0.9108	116
56	1.3500	172
57	0.4608	59
58	0.9216	118
59	0.9108	116
60	1.3500	172
61	0.2304	29
62	0.4608	59
63	0.4554	58
64	0.6750	86

Tras introducir estas cargas en el SAP, la estructura queda del siguiente modo:

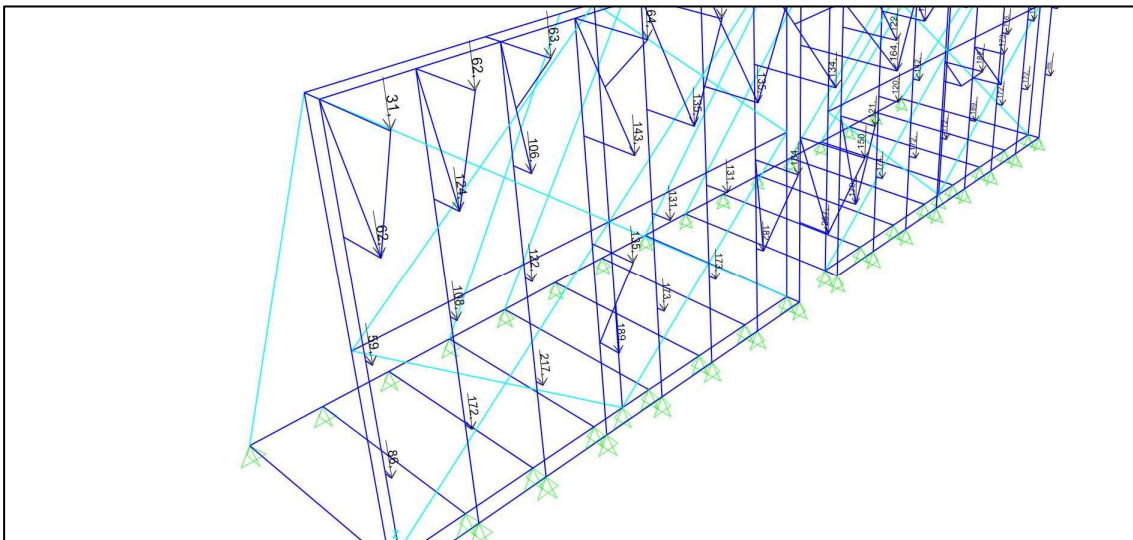


Fig. 12. Cargas muertas asignadas a los extremos de los tirantes.

En la imagen se muestra un recorte para visualizar los tirantes con la carga ya asignada, según la tabla anterior.

Las cargas muertas, junto con el peso propio, forman las **cargas permanentes** de la estructura.

### 3.1.3. Sobrecarga de uso

Para la determinación de la sobrecarga de uso de la estructura, se recurre al anexo A de la norma *UNE-EN 12572-2: Requisitos de seguridad y métodos de ensayo de los muros de escalada*, de donde se extrae la siguiente información:

	Carga característica kN
Carga de un escalador	0.8
Carga de sustitución por metro cuadrado sobre la superficie de escalada	0.4
Carga de sustitución por metro cuadrado para cualquier zona para estar de pie sobre un muro de escalada.	1.6

La tabla corresponde a la tabla A.1 del anexo A de la norma UNE-En 12572-2.

En el caso de la estructura estudiada, no existen zonas para estar de pie sobre el muro de escalada, por lo que no sería necesario emplear esa carga de sustitución. La carga que sí que debe tenerse en cuenta es la de sustitución por metro cuadrado sobre la superficie de escalada, pues es la que va a simular el peso de los escaladores. La carga de un escalador de forma puntual es una carga que puede aplicarse en los puntos más críticos de la estructura.

Al aplicar esta carga distribuida en toda la superficie de la estructura, se obtiene la siguiente distribución de fuerzas por tirantes:

Tirantes	Área (m <sup>2</sup> )	Carga (N)
1	0.2429	97
2	0.4859	194
3	0.4616	185
4	0.6750	270
5	0.4871	195
6	0.9691	388
7	0.8495	340
8	1.3500	540
9	0.4973	199
10	0.8348	334
11	0.9593	384
12	1.7034	681
13	0.5054	202
14	1.1205	448
15	1.0558	422
16	1.4802	592
17	0.5322	213
18	1.0601	424
19	1.0271	411
20	1.3593	544
21	0.5292	212
22	1.0580	423
23	1.0269	411
24	1.3556	542

25	0.5308	212
26	1.0512	421
27	1.0489	420
28	1.4300	572
29	0.6750	270
30	1.2866	515
31	1.1740	470
32	2.0963	839
33	0.5043	202
34	0.9548	382
35	0.9504	380
36	1.4061	562
37	0.5182	207
38	1.0110	404
39	0.9400	376
40	1.3657	546
41	0.5275	211
42	1.1525	461
43	1.1125	445
44	1.3500	540
45	0.4803	192
46	1.0328	413
47	1.4254	570
48	1.3500	540
49	0.5011	200
50	1.1232	449
51	1.3593	544
52	1.4814	593
53	0.4608	184
54	0.9216	369
55	0.9108	364
56	1.3500	540
57	0.4608	184
58	0.9216	369
59	0.9108	364
60	1.3500	540
61	0.2304	92
62	0.4608	184
63	0.4554	182

64	0.6750	270
----	--------	-----

Esta distribución de fuerzas, del mismo modo que en el caso de las cargas muertas, se dispone en el sentido de la gravedad, como puede observarse en la siguiente imagen:

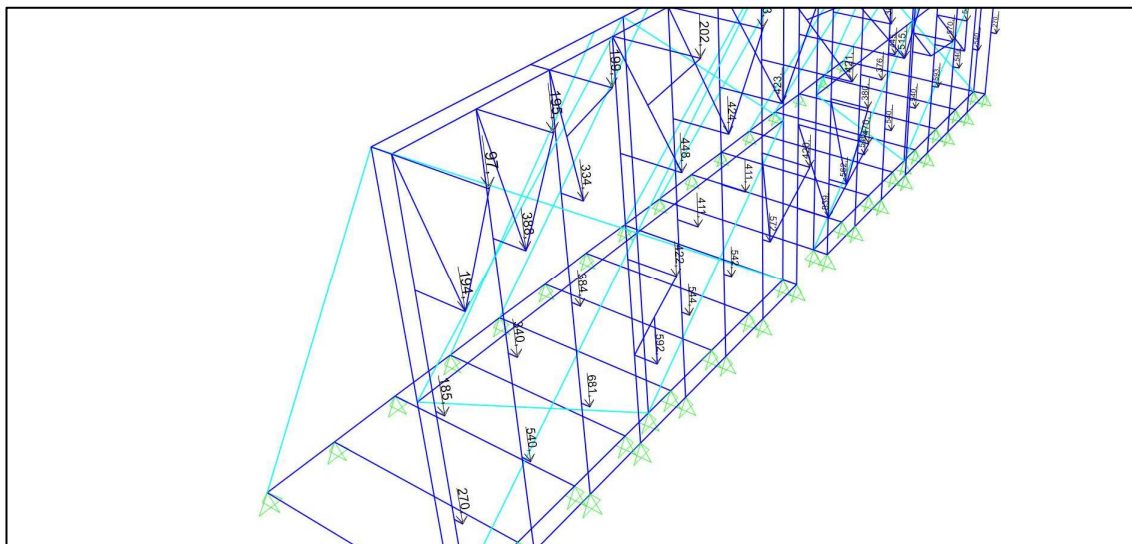


Fig. 13. Sobrecarga de uso asignada a los extremos de los tirantes.

#### 3.1.4. Nieve

El estudio de la nieve no es necesario realizarlo, ya que, por la naturaleza de los eventos que se realizan en la estructura, si existiera la posibilidad de tiempo adverso, no se procedería a su montaje, o se realizaría en interiores.

#### 3.1.5. Viento

La norma empleada en los muros de escalada, la UNE-EN 12572-2, determina que, para poder realizar el estudio de la carga del viento, se debe recurrir al CTE para determinar los diferentes parámetros que definen su valor. En el CTE existen diferentes distribuciones de las presiones del viento sobre la estructura, en función de la geometría de esta. Por las características de la estructura estudiada, se aproximará la estructura a un paramento vertical, considerando solo los vientos de presión.

Para realizar el cálculo del valor de esta carga, se emplea la siguiente fórmula:

$$q_v = q_b \cdot C_e \cdot C_p;$$

donde:

- $q_b$ : presión dinámica del viento.
- $C_e$ : coeficiente de exposición.
- $C_p$ : coeficiente eólico o de presión.

A continuación, se procede a analizar cada uno de los parámetros.

El CTE clasifica la península en tres zonas, (A, B o C), según la presión del viento. Los valores para cada una de estas zonas son:

- Zona A:  $q_b=0.42 \text{ kN/m}^2$
- Zona B:  $q_b=0.45 \text{ kN/m}^2$



- Zona C:  $q_b=0.52 \text{ kN/m}^2$



Fig. 14. Mapa con las zonas de viento de España.

El rocódromo está diseñado para situarse en cualquier punto del territorio nacional, por lo que se debe recurrir al apartado de la norma que determina que el valor de  $q_b$  para una estructura con variabilidad geográfica se establece como  $0.5 \text{ kN/m}^2$ .

Para el caso del coeficiente de exposición, se establecen unos valores tabulados, en función del grado de aspereza del entorno donde se ubica la estructura. El rocódromo puede situarse en diferentes espacios, ya sean espacios interiores (donde no sería necesario realizar el cálculo de la acción del viento), o espacios exteriores. En este último caso, debería ser necesario conocer cuál de las opciones que plantea el CTE se adapta mejor al caso estudiado, ya que cuanto más protegida se encuentre la estructura, menor será el valor.

La tabla que determina el valor del coeficiente de exposición es la siguiente:

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Fig. 15. Valores del coeficiente de exposición,  $c_e$

De los cinco posibles casos que se plantean, el grado IV es el que mejor se adaptaría a la estructura desmontable del rocódromo, ya que se va a situar en zonas urbanas, o en



polideportivos del municipio donde se vaya a emplear. Puesto que la altura del punto más alto del rocódromo es de 4.5m, se obtiene el valor:

$$C_e = 1.35$$

El coeficiente eólico de la estructura depende del plano de la estructura considerado, y la forma en que el viento incide en este. Este análisis se puede realizar de forma más profunda en estructuras que ocupen un valor en las tres dimensiones más considerable, pero para la estructura diseñada, bastaría con estudiar la situación más crítica, cuando el viento incide perpendicularmente a la pared, ya que de los otros casos se obtendrían valores despreciables.

El plano de paramentos verticales comprende los siguientes valores, según el CTE:

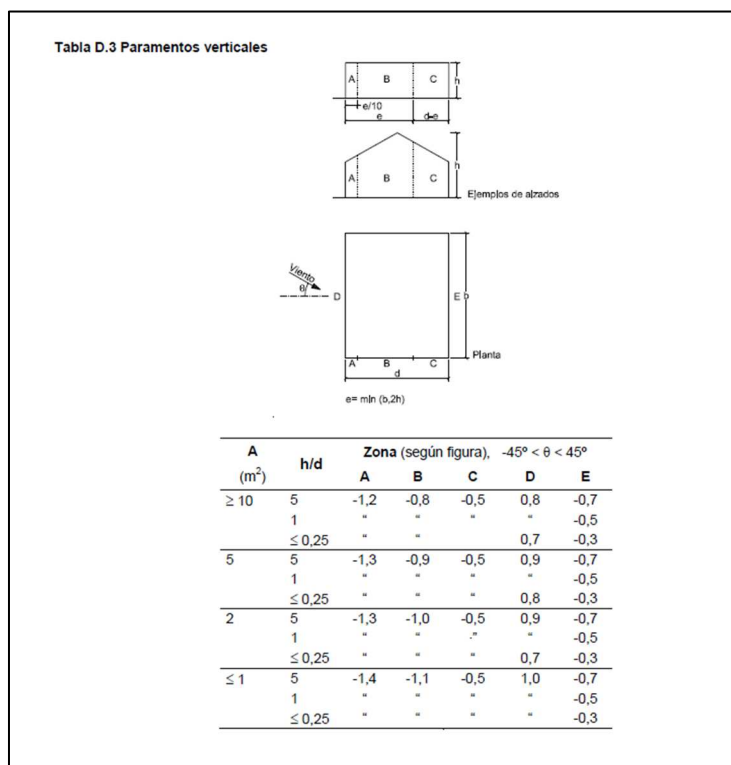


Fig. 16. Paramentos verticales.

Para la estructura, se ha tomado el valor 0.8, pues el área de la superficie es superior a 10m<sup>2</sup>, y la relación h/d > 0.25.

Con todos estos valores definidos, se obtiene que la carga del viento es la siguiente:

$$q_v = q_b \cdot C_e \cdot C_p = 0.5 \cdot 1.35 \cdot 0.8 = 0.54 \text{ kN/m}^2$$

Tras obtener este valor, se procede a distribuirlo del mismo modo que la sobrecarga de uso y las cargas muertas sobre los nudos de la estructura, pero en este caso, se procede a realizar una aproximación. La acción del viento debería considerarse perpendicular a cada uno de los planos de la estructura, descomponiendo después los vectores en las tres direcciones principales consideradas. De esta descomposición se obtendría que el vector de mayor valor sería aquel que resulta perpendicular a la pared, por lo que se introduce de este modo, en la dirección más crítica para el vuelco de la estructura (entrando por la parte de detrás de la estructura, creando un momento que actúa levantando la zona de los contrapesos).

Los valores que se han introducido para cada tirante de la estructura son los siguientes:

Tirantes	Área (m2)	Carga (N)
1	0.2429	131
2	0.4859	262
3	0.4616	249
4	0.6750	365
5	0.4871	263
6	0.9691	523
7	0.8495	459
8	1.3500	729
9	0.4973	269
10	0.8348	451
11	0.9593	518
12	1.7034	920
13	0.5054	273
14	1.1205	605
15	1.0558	570
16	1.4802	799
17	0.5322	287
18	1.0601	572
19	1.0271	555
20	1.3593	734
21	0.5292	286
22	1.0580	571
23	1.0269	555
24	1.3556	732
25	0.5308	287
26	1.0512	568
27	1.0489	566
28	1.4300	772
29	0.6750	365
30	1.2866	695
31	1.1740	634
32	2.0963	1132
33	0.5043	272
34	0.9548	516
35	0.9504	513
36	1.4061	759

37	0.5182	280
38	1.0110	546
39	0.9400	508
40	1.3657	737
41	0.5275	285
42	1.1525	622
43	1.1125	601
44	1.3500	729
45	0.4803	259
46	1.0328	558
47	1.4254	770
48	1.3500	729
49	0.5011	271
50	1.1232	607
51	1.3593	734
52	1.4814	800
53	0.4608	249
54	0.9216	498
55	0.9108	492
56	1.3500	729
57	0.4608	249
58	0.9216	498
59	0.9108	492
60	1.3500	729
61	0.2304	124
62	0.4608	249
63	0.4554	246
64	0.6750	365

Al introducir las cargas en el SAP, se obtiene la siguiente distribución de valores:

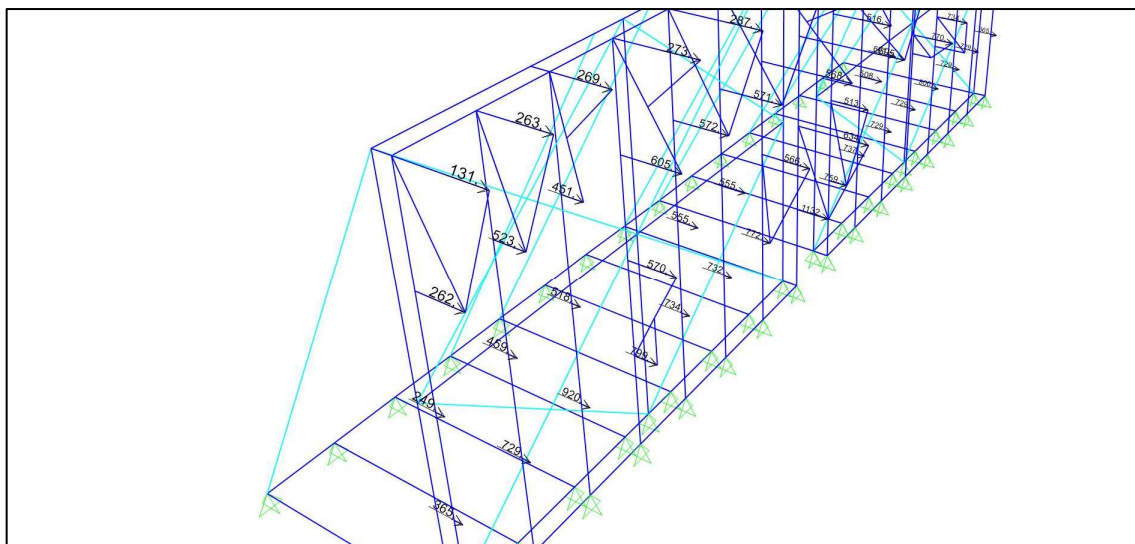


Fig. 17. Acción del viento asignada al extremo de los tirantes.

### 3.1.6. Acciones térmicas

No se consideran las acciones térmicas, pues no existen elementos continuos de más de 5.8 m.

### 3.1.7. Sismo

De igual forma que con las acciones térmicas, no se considera la acción sísmica, ya que en esta situación no se haría uso de la estructura, ni supondría un riesgo para la integridad de las personas o estructuras cercanas.

## 3.2. Combinaciones

Para poder calcular los contrapesos necesarios y el dimensionado de la estructura, es necesario conocer las combinaciones de cargas posibles, para encontrar con cual se obtienen unas condiciones más críticas para la estructura.

Para los elementos de los muros de escalada, las forma de calcular las combinaciones se extrae de la norma UNE-EN 12572-2: Requisitos de seguridad y métodos de ensayo de los muros de escalada, del Anexo B, en concreto en el apartado B.2 de este anexo.

Se han tenido en cuenta las siguientes combinaciones:

1. ELU1, considerando la sobrecarga de uso principalmente.
2. ELU2, considerando el viento principalmente.
3. ELU envolvente.

Estas combinaciones se obtienen empleando la siguiente fórmula:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

donde:

- G: acciones permanentes.
- Q: acciones variables.

A continuación, se adjunta una tabla que contiene cada una de las combinaciones mencionadas anteriormente, con los valores que ponderan cada una de las cargas, según la norma.

	PESO PROPIO	CM	SCU	VIENTO
ELU1	1.35	1.35	1.5	1.5·0.6=0.9
ELU2	1.35	1.35	1.5·0.8 <sup>6</sup> =1.2	1.5

La combinación envolvente se obtiene directamente en el SAP, para poder obtener más rápidamente los valores más críticos de la estructura.

La misma norma de las combinaciones de estado límite final (*UNE-EN 12572-2: Requisitos de seguridad y métodos de ensayo de los muros de escalada, Anexo B*) no hace ninguna referencia a las combinaciones para el cálculo del estado límite de servicio, que se corresponden con las deformaciones que sufre la estructura. Estas combinaciones se han querido tener en cuenta a partir de la experiencia personal: cuando el escalador se encuentra en la zona más alta del muro, pueden existir ciertas vibraciones y oscilaciones que pueden llegar a resultar molestas. Por ello, se decide emplear un valor máximo de flecha de 15 mm (aproximadamente el 3.5% del valor de la altura), pues se ha considerado que sería una deformación tolerable en la peor de las situaciones.

Se han tenido en cuenta las siguientes combinaciones:

1. ELS, considerando la sobrecarga de uso principalmente.
2. ELS, considerando el viento principalmente.
3. ELS envolvente.

En el caso de las combinaciones para el cálculo de la deformación máxima, la fórmula empleada es la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \gamma_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

donde:

- G: acciones permanentes.
- P: pretensado.
- Q: acciones variables.

Tras introducir las ponderaciones para cada carga, se obtiene:

	PESO PROPIO	CM	SCU	VIENTO
SCU	1	1	0.8	0
VIENTO	1	1	0.8	0.5

<sup>6</sup> Este valor se obtiene de la normativa empleada en los muros de escalada.

La combinación envolvente se obtiene directamente en el SAP.

### 3.3. Contrapesos

Tras introducir las combinaciones en el SAP2000, se procede a estudiar las reacciones que causan en la estructura. Por la geometría que se emplea, y conociendo que es una estructura desmontable que no va a llevar ningún tipo de anclaje al suelo, la condición más perjudicial para los estados límites últimos es el vuelco. Esta situación debe evitarse mediante el uso de contrapesos que puedan contrarrestar la situación de carga más crítica de todas. Para ello, se simulan en el programa las combinaciones introducidas, se empotran las uniones de los puntos externos (contrarios a la zona donde se colocarían los contrapesos), y se observa qué momento se genera.

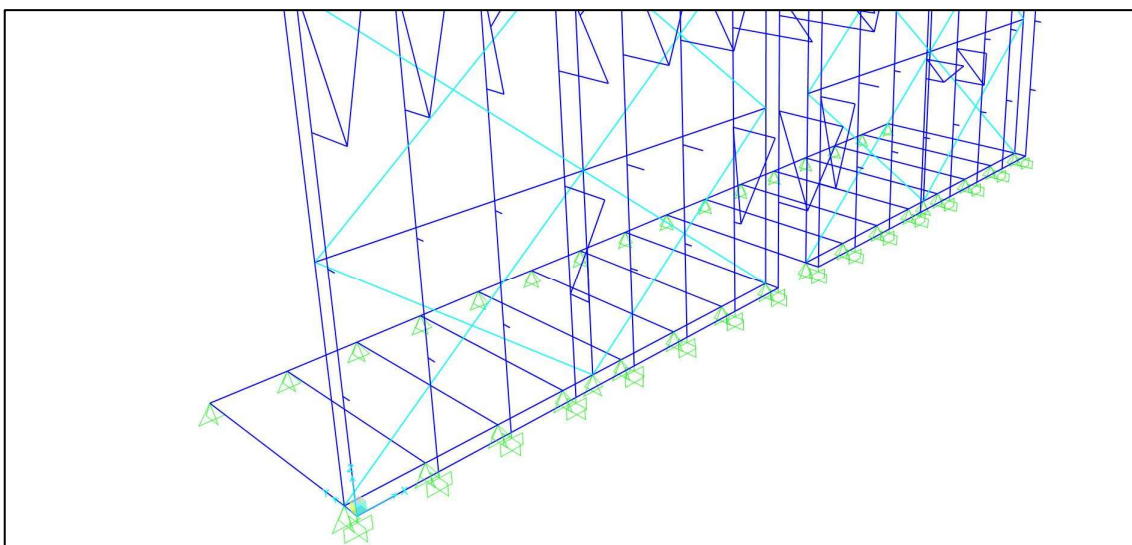


Fig. 18. Configuración de los nodos para el cálculo de contrapesos.

Al realizar esta simulación, se obtiene, de la combinación de estado límite último envolvente, un momento de  $-7.6039\text{kN}\cdot\text{m}$ , como se puede observar en la tabla adjunta a continuación. Este parámetro determina que existiría ese valor de momento a contrarrestar cada  $0.8\text{ m}$  (distancia entre apoyos), por lo que se podría contrarrestar aplicando una carga equivalente de  $25\text{ kN}$  a  $2.5\text{ metros}$  ( $7.6/0.8\cdot 2.5\approx 25\text{ kN}$ ) del punto que se ha empotrado.

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	4	ELU ENV	Combination	Min	0,006433	2,64	70,604	-7,6039	-0,0507	0,0353
	3	ELU ENV	Combination	Max	0,383	4,781	108,963	-5,8137	0,0953	0,0292
	5	ELU ENV	Combination	Min	-1,191	2,002	54,284	-5,8061	-0,0497	-0,2447
	2	ELU ENV	Combination	Min	1,111	1,987	54,952	-5,8029	0,0601	0,234
	4	ELU ENV	Combination	Max	0,125	4,195	96,11	-5,1026	-0,0454	0,0593
	5	ELU ENV	Combination	Max	-0,838	3,065	77,139	-3,8975	-0,0361	-0,1799
	2	ELU ENV	Combination	Max	1,493	3,056	77,81	-3,8849	0,076	0,3056
	39	ELU ENV	Combination	Min	-0,003912	1,052	3,651	-2,9428	-0,0103	-0,0658
	23	ELU ENV	Combination	Min	0,013	1,253	4,539	-2,919	0,0261	0,0585
	26	ELU ENV	Combination	Min	0,006091	0,938	3,489	-2,8586	0,0156	0,0644
	32	ELU ENV	Combination	Min	0,013	0,905	4,054	-2,8256	0,0241	-0,0515
	38	ELU ENV	Combination	Min	-0,006713	0,884	3,595	-2,7833	-0,0134	-0,0031
	30	ELU ENV	Combination	Min	-0,0002615	0,997	4,66	-2,7815	0,0046	0,0108
	28	ELU ENV	Combination	Min	0,009062	0,989	3,376	-2,7628	0,0187	0,0209

Fig. 19. Tabla de reacciones.

Como la carga se va a distribuir a lo largo de todas las barras horizontales, esta carga se debería suponer apoyada en el punto medio, por lo que en este caso pasaría a ser:

$$\frac{7.6}{0.8} \cdot 1.25 \approx 12.5 \text{ kN}$$

Con estos valores, ya se puede obtener que la carga a distribuir en cada una de las secciones horizontales es:

$$\frac{12.5 \text{ kN}}{2.5 \text{ m}} = 5 \text{ kN/m}$$

Empleando elementos comerciales y económicos, se recurre a contrapesos de hormigón, que se colocarían en la parte horizontal de la L. Con la medida mencionada anteriormente, es decir, 2.5 m, y conociendo la densidad del hormigón ( $2500 \text{ kg/m}^3$ ), se obtiene que serían necesarios unos contrapesos de  $2.5 \times 0.8 \times 0.5 \text{ m}$ . Este contrapeso tiene una masa total de 25 kN, lo que supone una carga distribuida de 5 kN/m en cada una de las barras en las que se apoya. Como se va a disponer de un contrapeso en cada hueco (15 en total), se debe considerar que cada una de las barras anteriores va a tener 10 kN/m de carga distribuida, ya que del mismo modo que sucede con las cubiertas, cada perfil recibe el peso de su ámbito (mitad de la carga que tiene a cada lado).

Para acabar de comprobar que estos contrapesos son correctos, se vuelve a simular la estructura, con las cargas ya introducidas, pero esta vez articulando todos los puntos que están en contacto con el suelo. En estas condiciones, las reacciones verticales de todos los nudos del suelo deben ser positivas, ya que esto significaría que ninguno de ellos está traccionado, como puede observarse a continuación:

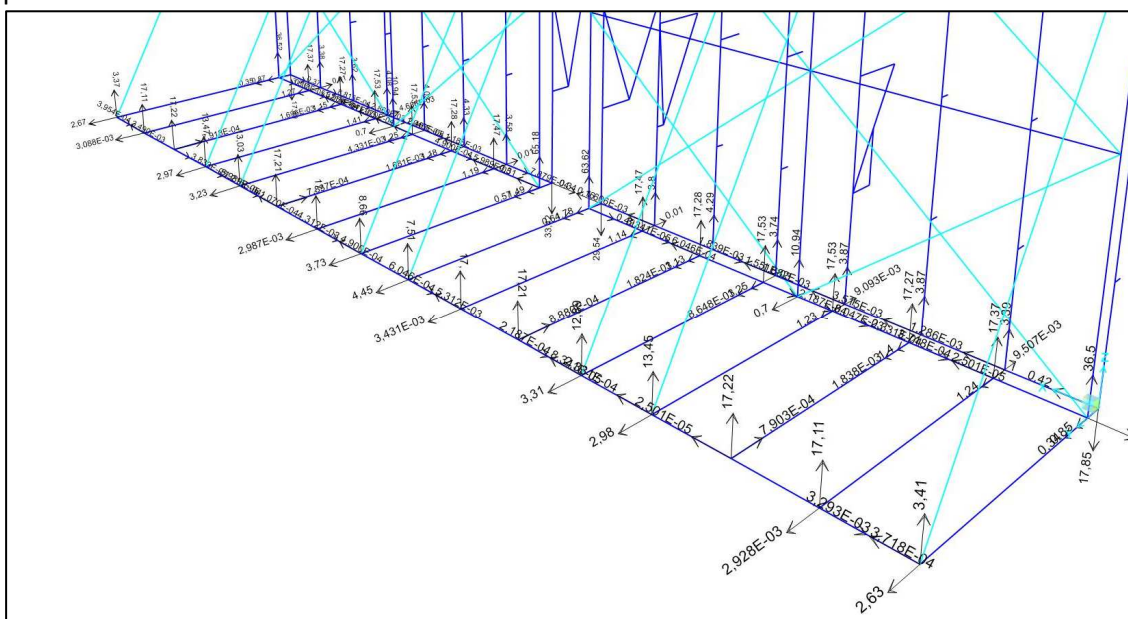


Fig. 20. Comprobación cálculo contrapesos.



Se ha decidido añadir unos tirantes que unen el extremo superior de la estructura con la base de los contrapesos para que el momento que deben soportar los elementos de la estructura en la unión de la base con la estructura vertical sea menor.

### 3.4. Puntos de apoyo

La estructura diseñada reposa directamente sobre el suelo donde realice el montaje. Para evitar daños en la estructura por un mal trabajo de elementos de esta por posibles irregularidades del terreno (o para evitar dañar el propio suelo donde se monte, si se trata de un espacio cerrado como un pabellón), es necesario generar puntos de apoyo para la estructura. Estos puntos de apoyo nivelados pueden obtenerse de diferentes formas: mediante una losa de hormigón, paneles de madera, tacos de madera, ladrillos... De todas estas opciones se decide emplear una mezcla entre paneles y tacos de madera: mediante paneles se crearía una base donde se apoyarían los tacos de madera. Estos tacos se distribuirían de modo que la estructura quedase nivelada y pudiera trabajar como se ha diseñado.

### 3.5. Dimensionado

Tras haber introducido los cálculos de las combinaciones de acciones en el programa, se procede a la verificación de la estructura. Para la estructura diseñada, se introducen unos perfiles iniciales, coherentes con el tipo de función que va a tener. Se ejecuta el programa y, con los cálculos que realiza, se revisa que todos los grupos de perfiles (estructura principal, tirantes, arriostramientos...) cumplan. En caso de que los perfiles no fueran correctos para el estado límite estudiado, se aumentaría el perfil y se recalcularía la estructura, repitiendo este proceso hasta encontrar una solución válida.

#### 3.5.1. ELU

Para el cálculo del estado límite último, se emplea la combinación envolvente para comprobar los elementos de la estructura. Se van a estudiar las secciones metálicas, por un lado, y los cables que se emplean para arriostrar, por otro lado, pues estos elementos tienen una resistencia superior al resto de los perfiles empleados.

Los esfuerzos de la estructura quedan del siguiente modo una vez realizados los cálculos:

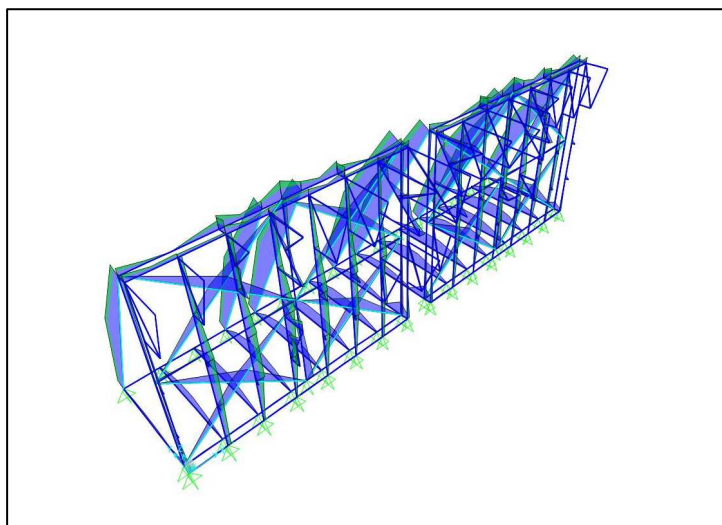


Fig. 21. Disposición de los esfuerzos en la estructura.



El SAP2000 permite tabular estos resultados para poder aplicar filtros y obtener el punto más crítico, mostrando también a qué sección pertenece. Los resultados obtenidos son los siguientes:

	Frame Text	Station mm	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	Point Text	X2 mm	X3 mm	S11 N/mm2	S12 N/mm2	S13 N/mm2
▶	104	0	ELU ENV	Combination	Max	8	15	0	212,454	0	0,429
	108	0	ELU ENV	Combination	Max	8	15	0	204,037	0	9,169E-16
	194	1500	ELU ENV	Combination	Max	1	-40	-40	201,924	1,217	-0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Max	2	-40	0	201,922	0	7,917E-05
	187	1000	ELU ENV	Combination	Max	1	-40	-40	201,92	-1,216	0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Max	3	-40	40	201,92	1,217	0,973
	187	1000	ELU ENV	Combination	Max	2	-40	0	201,918	0	4,03E-05
	187	1000	ELU ENV	Combination	Max	3	-40	40	201,916	-1,216	-0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Min	1	-40	-40	201,863	1,216	-0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Min	2	-40	0	201,862	0	-0,0001936
	187	1000	ELU ENV	Combination	Min	1	-40	-40	201,861	-1,217	0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Min	3	-40	40	201,861	1,216	0,973
	187	1000	ELU ENV	Combination	Min	2	-40	0	201,86	0	-0,0002279
	187	1000	ELU ENV	Combination	Min	3	-40	40	201,858	-1,217	-0,973
	194	1000	ELU ENV	Combination	Max	1	-40	-40	201,63	-1,238	0,991
	194	1000	ELU ENV	Combination	Max	2	-40	0	201,627	0	7,917E-05
	187	1500	ELU ENV	Combination	Max	1	-40	-40	201,626	1,238	-0,99
	194	1000	ELU ENV	Combination	Max	3	-40	40	201,625	-1,238	-0,99
	187	1500	ELU ENV	Combination	Max	2	-40	0	201,623	0	4,03E-05
	187	1500	ELU ENV	Combination	Max	3	-40	40	201,62	1,238	0,991
	194	1000	ELU ENV	Combination	Min	1	-40	-40	201,558	-1,238	0,99
	187	1500	ELU ENV	Combination	Min	1	-40	-40	201,556	1,238	-0,991

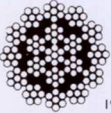
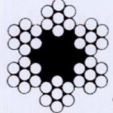
	Frame Text	Station mm	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	Point Text	X2 mm	X3 mm	S11 N/mm2	S12 N/mm2	S13 N/mm2
▶	194	1500	ELU ENV	Combination	Min	16	40	40	-201,924	1,216	-0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Min	15	40	0	-201,922	0	3,687E-05
	187	1000	ELU ENV	Combination	Min	16	40	40	-201,92	-1,217	0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Min	14	40	-40	-201,92	1,216	0,973
	187	1000	ELU ENV	Combination	Min	15	40	0	-201,918	0	-0,0001762
	187	1000	ELU ENV	Combination	Min	14	40	-40	-201,916	-1,217	-0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Max	16	40	40	-201,863	1,217	-0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Max	15	40	0	-201,862	0	0,0002732
	187	1000	ELU ENV	Combination	Max	16	40	40	-201,861	-1,216	0,973
	194	1500	ELU ENV	Combination	Max	14	40	-40	-201,861	1,217	0,973
	187	1000	ELU ENV	Combination	Max	15	40	0	-201,86	0	6,627E-05
	187	1000	ELU ENV	Combination	Max	14	40	-40	-201,858	-1,216	-0,973
	194	1000	ELU ENV	Combination	Min	16	40	40	-201,63	-1,238	0,99
	194	1000	ELU ENV	Combination	Min	15	40	0	-201,627	0	3,687E-05
	187	1500	ELU ENV	Combination	Min	16	40	40	-201,626	1,238	-0,991
	194	1000	ELU ENV	Combination	Min	14	40	-40	-201,625	-1,238	-0,991
	187	1500	ELU ENV	Combination	Min	15	40	0	-201,623	0	-0,0001762
	187	1500	ELU ENV	Combination	Min	14	40	-40	-201,62	1,238	0,99
	194	1000	ELU ENV	Combination	Max	16	40	40	-201,558	-1,238	0,991
	187	1500	ELU ENV	Combination	Max	16	40	40	-201,556	1,238	-0,99
	194	1000	ELU ENV	Combination	Max	15	40	0	-201,556	0	0,0002732
	194	1000	ELU ENV	Combination	Max	14	40	-40	-201,555	-1,238	-0,99

Fig. 22. Tabla de esfuerzos máximos.

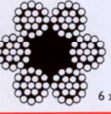
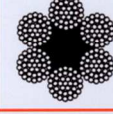
Se puede comprobar que todos los elementos de la estructura cumplen el estado límite último, pues los valores más críticos no superan el límite elástico establecido por el acero S275, 262MPa.

Para el caso de los cables para los arrostramientos y la unión de la base con el punto superior de la estructura, se consulta un catálogo comercial con diferentes secciones, donde se indica el axil máximo que puede soportar cada una de las secciones, en función de su geometría y del

diámetro. En el siguiente catálogo, extraído de la empresa “**TREFIL CABLE**” pueden observarse algunas de las posibles secciones que se encuentran en el mercado:

<b>Cables de uso general / General purpose ropes</b>					
 <p><b>CABLES ANTIGIRATORIOS ROTATION - RESISTANT</b> Gris engrasado o galvanizado Bright or drawn galvanizad</p> <p>180 Kgs./mm<sup>2</sup> 1770 N/mm<sup>2</sup> 200 Kgs./mm<sup>2</sup> 1960 N/mm<sup>2</sup></p>		 <p><b>CABLES PARA LA INDUSTRIA RIGGING ROPES</b> Gris engrasado o galvanizado Bright or drawn galvanizad</p> <p>180 Kgs./mm<sup>2</sup> 1770 N/mm<sup>2</sup></p>			
Diámetro nominal Nominal Diameter	Peso aprox. Approx. Weight	Carga de rotura efectiva Minimum breaking force		DIN 3069 ISO 2408	
ø mm	kg./100 m	180 Kgf.	200 Kgf.	1770 kN	1960 kN
5	9,4	1.479	1.642	14.5	16.1
6	13,6	2.131	2.356	20.9	23.1
7	18,5	2.897	3.213	28.4	31.5
8	24,2	3.790	4.192	37.2	41.1
9	30,6	4.790	5.314	47.0	52.1
10	37,8	5.920	6.558	58.1	64.3
11	45,7	7.160	7.936	70.2	77.8
12	54,4	8.520	9.445	83.6	92.6
13	63,9	10.000	11.118	98.1	109.0
14	74,1	11.600	12.852	114.0	126.0
16	96,8	15.200	16.830	149.0	165.0
18	122,0	19.200	21.216	188.0	208.0
20	151,0	23.700	26.214	232.0	257.0
22	183,0	28.600	31.722	281.0	311.0

<b>CABLES PARA LA INDUSTRIA RIGGING ROPES</b>					
 <p><b>CABLES PARA LA INDUSTRIA RIGGING ROPES</b> Gris engrasado o galvanizado Bright or drawn galvanizad</p> <p>180 Kgs./mm<sup>2</sup> 1770 N/mm<sup>2</sup></p>		 <p><b>CABLES PARA LA INDUSTRIA RIGGING ROPES</b> Gris engrasado o galvanizado Bright or drawn galvanizad</p> <p>180 Kgs./mm<sup>2</sup> 1770 N/mm<sup>2</sup> 200 Kgs./mm<sup>2</sup> 1960 N/mm<sup>2</sup></p>			
Diámetro nominal Nominal Diameter	Peso aprox. Approx. Weight	Carga de rotura efectiva Minimum breaking force		DIN 3060 ISO 2408	
ø mm	kg./100 m	180 Kgf.	200 Kgf.	1770 kN	1960 kN
6	12.5	2.000		54.4	
7	17.0	2.720		65.8	
8	22.1	3.550		78.3	
9	28.0	4.490		91.9	
10	34.6	5.550		107.0	
11	41.9	6.710		139.0	
12	49.8	7.980		176.0	
14	67.8	10.900		218.0	
16	88.6	14.200		263.0	
18	112.0	18.000		313.0	

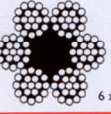
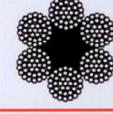
<b>CABLES PARA LA INDUSTRIA RIGGING ROPES</b>					
 <p><b>CABLES PARA LA INDUSTRIA RIGGING ROPES</b> Gris engrasado o galvanizado Bright or drawn galvanizad</p> <p>180 Kgs./mm<sup>2</sup> 1770 N/mm<sup>2</sup></p>		 <p><b>CABLES PARA LA INDUSTRIA RIGGING ROPES</b> Gris engrasado o galvanizado Bright or drawn galvanizad</p> <p>180 Kgs./mm<sup>2</sup> 1770 N/mm<sup>2</sup> 200 Kgs./mm<sup>2</sup> 1960 N/mm<sup>2</sup></p>			
Diámetro nominal Nominal Diameter	Peso aprox. Approx. Weight	Carga de rotura efectiva Minimum breaking force		DIN 3060 ISO 2408	
ø mm	kg./100 m	180 Kgf.	200 Kgf.	1770 kN	1960 kN
8	22.5	3.800		4.200	41.5
9	28.5	4.800		5.360	52.5
10	35.2	5.900		6.600	64.6
11	42.6	7.200		7.900	77.9
12	50.7	8.600		9.400	92.0
13	59.5	9.000		9.500	93.2
14	69.0	10.400		11.000	108.0
16	90.1	13.550		14.400	141.0
18	114.0	17.200		18.150	178.0
19	127.0	21.500		22.400	210.0
20	141.0	23.800		23.900	234.0
22	170.0	25.700		27.100	266.0
24	203.0	30.600		32.300	317.0
26	238.0	35.900		37.900	372.0
28	276.0	41.700		44.000	432.0
30	317.0	47.800		50.600	496.0
32	360.1	54.500		57.500	564.0
34	407.0	61.500		65.000	637.0
36	456.0	68.900		72.800	714.0
38	508.0	76.800		81.200	796.0
40	563.0	87.000		89.900	882.0
42	610.0	93.900		99.200	973.0
44	670.0	103.000		108.100	1.060.0
46	732.0	112.200		118.300	1.160.0
48	797.0	122.300		129.500	1.270.0

Fig. 23. Catálogo comercial de cables de acero.

Conocidas las secciones y los axiles máximos de cada una, se procede a obtener el axil al que se someten los cables de la estructura, para poder obtener la mejor sección de cable.

	Frame Text	Station mm	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P N	V2 N	V3 N	T N-mm
▶	69	5147,82	ELU ENV	Combination	Max	9167,77	6,53	0	5,22
	69	2573,91	ELU ENV	Combination	Max	9156,02	-4,04E-16	0	5,22
	69	0	ELU ENV	Combination	Max	9144,26	-6,53	0	5,22
	205	0	ELU ENV	Combination	Max	7686,66	-6,53	0	-4,39
	205	2573,91	ELU ENV	Combination	Max	7674,9	-4,04E-16	0	-4,39
	205	5147,82	ELU ENV	Combination	Max	7663,15	6,53	0	-4,39
	215	5147,82	ELU ENV	Combination	Max	6823,01	6,53	0	-23,04
	215	2573,91	ELU ENV	Combination	Max	6811,26	-4,04E-16	0	-23,04
	215	0	ELU ENV	Combination	Max	6799,5	-6,53	0	-23,04
	214	5147,82	ELU ENV	Combination	Max	6666,47	6,53	0	34,95
	214	2573,91	ELU ENV	Combination	Max	6654,71	-4,04E-16	0	34,95
	214	0	ELU ENV	Combination	Max	6642,96	-6,53	0	34,95

Fig. 24. Tabla de axiles.

Puede comprobarse que el mayor axil se obtiene para el cable "69", con un valor de 9'2 kN. Para evitar un sobredimensionado excesivo, se empleará un cable del grupo "Gris engrasado o galvanizado". Los cables de este tipo empiezan a cumplir a partir del Ø5, pero se toman criterios conservadores y se decide emplear el Ø8, pues es un criterio de secciones mínimas recomendadas empleado en las estructuras.

### 3.5.2. Pandeo

Las secciones de la estructura que se encuentran comprimidas podrían presentar problemas de pandeo, por lo que deberían comprobarse los diferentes perfiles y observar si alguno de ellos tiene riesgo de pandeo.

Del programa de cálculo se puede extraer el valor de compresión de cada una de las secciones, pero muchas de ellas no presentarían problemas de pandeo, por las longitudes de estas. Las secciones que sí que podrían sufrir pandeo son los montantes verticales de la estructura principal.

Para comprobar estas secciones, se calcula el valor máximo de compresión, que tiene un valor de 11.23 kN, y se procede con el siguiente cálculo:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2}$$

donde:

- E: módulo de elasticidad (210000 MPa)
- I: momento de inercia
- L: longitud de pandeo

si:

- $P_{dis} < P_{crit} \rightarrow$  ESTABILIDAD
- $P_{dis} = P_{crit} \rightarrow$  ESTABILIDAD/INESTABILIDAD
- $P_{dis} > P_{crit} \rightarrow$  INESTABILIDAD

Conocidas estas condiciones, se procede a verificar si los montantes verticales sufrirían pandeo. La longitud de pandeo se debería considerar la distancia entre las uniones con los tirantes, pues estos elementos servirían de arriostramiento, pero se decide emplear la longitud total del perfil, para simular una situación más desfavorable.

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot 60^4 - \frac{1}{12} \cdot 52.8^4 \right)}{4.5^2} = 110.54 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

$$P_{crit} = 110 \cdot 10^6 \gg P_{dis} = 11.23 \text{ kN}$$

De este cálculo se obtiene que la sección no sufriría pandeo.

### 3.5.3. Clase secciones

Otro parámetro que se debe estudiar de las secciones es su clase. Las secciones deben ser mínimo de clase 3 para que no sufran abolladuras. Estas comprobaciones se realizan mediante un cálculo que emplea las medidas de las secciones y los compara con valores de resistencia de la calidad del metal empleado.

Para secciones cuadradas que se encuentren a flexión:

$$\frac{c}{t} \leq 124 \cdot \varepsilon$$

Para secciones cuadradas que se encuentren a compresión:

$$\frac{c}{t} \leq 42 \cdot \varepsilon$$

donde:

- $c = h - 3 \cdot t$
- $t = \text{espesor}$
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$

Para las secciones de 80x80x8 mm (a flexión):

$$\frac{80 - 3 \cdot 8}{8} = 7 \ll 124 \cdot 0.924 = 114.6$$

Para las secciones de 60x60x3.6 mm (a compresión):

$$\frac{60 - 3 \cdot 3.6}{3.6} = 13.7 < 42 \cdot 0.924 = 38.8$$

Ambas secciones cumplen el requisito mínimo para ser de clase 3.

### 3.5.4. Abolladura del alma

El estado de abolladura del alma debe comprobarse para aquellas secciones que, por su geometría, resulten excesivamente esbeltas. En las secciones cuadradas no sería necesario comprobar el estado de abolladura, pero, además, mediante el siguiente cálculo se descarta completamente que exista posibilidad de abolladura:

$$\text{si } \frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon \rightarrow \text{no se produce abolladura}$$

De los valores obtenidos en el apartado anterior se puede observar que se cumple esta hipótesis.



## 3.5.5. ELS

Para el cálculo de los estados límites de servicio, se va a emplear un criterio de deformación máxima permitida extraído de la observación, como se ha comentado anteriormente, estableciéndose un valor de flecha máximo de 15 mm para el punto que mayor desplazamiento presente.

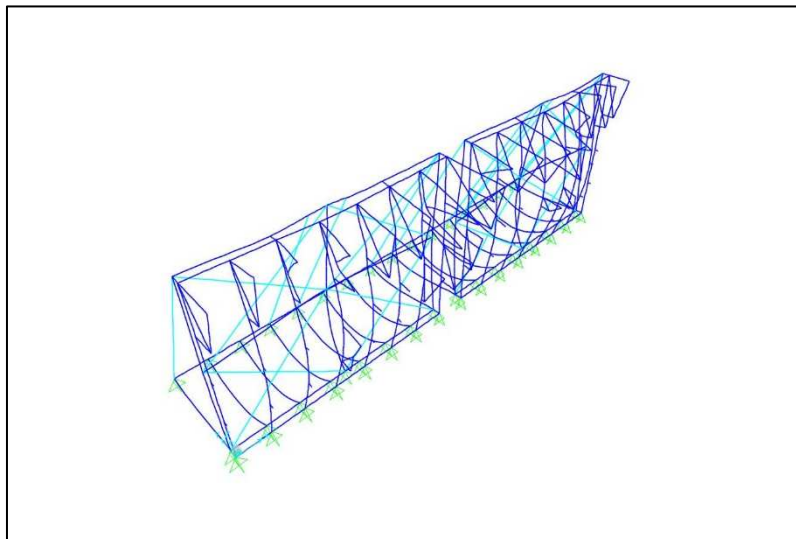


Fig. 25. Estructura aplicando la deformación.

Una vez calculadas las deformaciones de la combinación de “ELS Envolvente”, la estructura queda como puede verse en la imagen de arriba. Si en las tablas de deformaciones, donde se muestra el valor del desplazamiento de cada uno de los puntos de la estructura, ningún valor excede los 15 mm, se dará el proceso de dimensionado por finalizado.

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm ▲	U3 mm
▶	127	ELS ENV	Combination	Min	-2,362698	-12,263964	-1,155417
	126	ELS ENV	Combination	Min	-0,005525	-12,259214	-0,026663
	111	ELS ENV	Combination	Min	-0,404187	-11,821574	-2,071205
	110	ELS ENV	Combination	Min	-0,024517	-11,812321	-0,023233
	203	ELS ENV	Combination	Min	-0,004895	-11,182214	-0,022247
	204	ELS ENV	Combination	Min	-0,041066	-11,174296	-1,133579
	125	ELS ENV	Combination	Min	0	-10,886952	-1,204951
	124	ELS ENV	Combination	Min	0,021391	-10,870324	-0,02667
	215	ELS ENV	Combination	Min	-0,176549	-10,836271	-1,578292
	97	ELS ENV	Combination	Min	-0,105629	-10,473187	-0,075988
	96	ELS ENV	Combination	Min	-0,059491	-10,472486	-0,02841
	113	ELS ENV	Combination	Min	-0,030117	-10,330879	-0,879135
	205	ELS ENV	Combination	Min	0,018387	-10,330272	-0,023951
	112	ELS ENV	Combination	Min	-0,037464	-10,329001	-0,024438
	206	ELS ENV	Combination	Min	0	-10,320166	-0,590722
	139	ELS ENV	Combination	Min	-0,002356	-10,092894	-0,032916
	140	ELS ENV	Combination	Min	0,250487	-10,090752	-2,276713

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm	U3 mm ▲
▶	156	ELS ENV	Combination	Min	0,061737	-4,433728	-11,516088
	146	ELS ENV	Combination	Min	0	-4,637238	-5,364365
	156	ELS ENV	Combination	Max	1,515146	-1,016879	-4,926516
	142	ELS ENV	Combination	Min	0	-5,637821	-4,525276
	144	ELS ENV	Combination	Min	0	-9,177662	-4,497226
	59	ELS ENV	Combination	Min	0,001254	-2,614296	-4,166222
	159	ELS ENV	Combination	Min	-1,360892	-5,346187	-4,137287
	166	ELS ENV	Combination	Min	0,029579	-5,473044	-3,982502
	157	ELS ENV	Combination	Min	0	-4,879764	-3,950382
	147	ELS ENV	Combination	Min	0	-3,882593	-3,948851
	158	ELS ENV	Combination	Min	0	-5,655874	-3,806612
	141	ELS ENV	Combination	Min	0,335227	-5,371873	-3,578257
	148	ELS ENV	Combination	Min	-0,511758	-2,825475	-3,259931
	148	ELS ENV	Combination	Max	-0,026333	-0,44537	-3,059419
	150	ELS ENV	Combination	Min	0	-6,775993	-2,91712

Fig. 26. Tablas de desplazamiento de puntos.

Puede observarse que el desplazamiento máximo tiene un valor de 12.3 mm (<15 mm), por lo que queda determinado que la estructura cumple con el estado límite de servicio.

### 3.5.6. Resultados: perfiles empleados.

Tras realizar el dimensionado, se obtienen los siguientes perfiles:

- Tirantes: Tubo  $\varnothing 30 \times 2$  mm
- Marco exterior de la estructura principal: Tubo 80x80x8 mm
- Elementos de la estructura principal: Tubo 60x60x3.6 mm
- Soportes de los contrapesos: 80x80x8 mm
- Cables de arriostamiento: Cable  $\varnothing 8$

## 3.6. Uniones

Una vez concluido el proceso de dimensionado, se deben diseñar las diferentes uniones de la estructura, comprobando que todas ellas son capaces de soportar las cargas a las que van a someterse. Estas uniones se calcularán para el caso más crítico, y se empleará ese criterio para simplificar las labores de montaje posterior.

En la estructura encontramos las uniones entre los perfiles de los marcos exteriores y las de las zonas de los contrapesos, que se soldarán entre sí; las uniones de las barras horizontales con los marcos, que se unirán mediante tornillos; las uniones de los tirantes con los elementos verticales de la estructura, que se realizará mediante unas pletinas soldadas con un pasador (deben ser uniones articuladas); y las uniones de los cables a los perfiles, donde se emplean cáncamos giratorios.

A continuación, se agrupan los diferentes tipos de uniones que se van a emplear, adjuntando además un croquis de cómo es la unión diseñada.

### 3.6.1. Uniones soldadas

En el cálculo de las uniones soldadas se encuentran los siguientes elementos:

- Soldadura del marco exterior.
- Soldadura de las pletinas para los tirantes.
- Soldadura de las pletinas para aguantar los perfiles verticales.
- Soldadura de las chapas para tornillos.

Para calcular las soldaduras existen dos procedimientos: uno que tiene en cuenta la longitud de los cordones (simplificado), y uno más extenso que tiene en cuenta las tensiones de la soldadura.

Además, la soldadura siempre debe ser de una calidad superior a la de los materiales empleados, por lo que se supone S355.

Soldadura marco exterior

El marco exterior se compone de secciones de 80x80x8 mm. Se plantea la soldadura fundiendo completamente el espesor de la sección, de modo que el área de soldadura sería la siguiente:



Fig. 27. Croquis unión marco

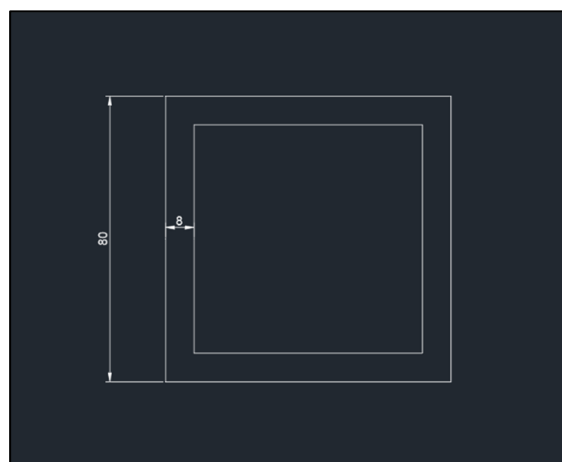


Fig. 28. Croquis área soldadura

Tras haber definido esta área, se procede a realizar el cálculo de la soldadura, mediante el método ampliado.

De los cálculos realizados en el SAP2000, se obtiene que en las condiciones más críticas de las uniones en los marcos existen los siguientes esfuerzos:

- Momento →  $M = -9.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Cortante asociado a ese momento →  $V = -41.89 \text{ kN}$

Para comprobar la soldadura, es necesario conocer la inercia, para poder calcular así el módulo resistente y ver si realmente sería correcto este diseño. Se procede del siguiente modo:

$$I_y = 2 \cdot \left[ \frac{1}{12} \cdot 80 \cdot 8^3 + 80 \cdot 8 \cdot 36^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 64^3 \right] = 2.015 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\omega_y = \frac{I_y}{40} = \frac{2.015 \cdot 10^6}{40} = 50.375 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{1.5 \cdot M}{\omega_y} = \frac{1.5 \cdot 9.7 \cdot 10^6}{50.375 \cdot 10^3} = 288.83 \text{ MPa} \approx 289 \text{ MPa}$$

Tensiones en la soldadura:

$$\tau_{\parallel} = \frac{1.5 \cdot V}{A} = \frac{1.5 \cdot 41.89 \cdot 10^3}{80 \cdot 8 \cdot 2 + 64 \cdot 8 \cdot 2} = 27.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma}{\sqrt{2}} = \frac{289}{\sqrt{2}} = 204.4 \text{ MPa}$$

Resistencia de la soldadura:

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 411.5 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma \cdot \beta}{}^7 = \frac{510}{1.25 \cdot 0.9} = 453.3 \text{ MPa}$$

La soldadura diseñada **cumple**.

<sup>7</sup> Estos valores se obtienen de las resistencias del acero y de los coeficientes de seguridad.



## Soldadura de pletinas para tirantes

Los tirantes que sujetan la pared van unidos a los perfiles dispuestos en vertical de la estructura mediante uniones articuladas. Estas uniones se consiguen mediante un pasador que se coloca junto con dos pletinas que se soldarán como se observa a continuación:

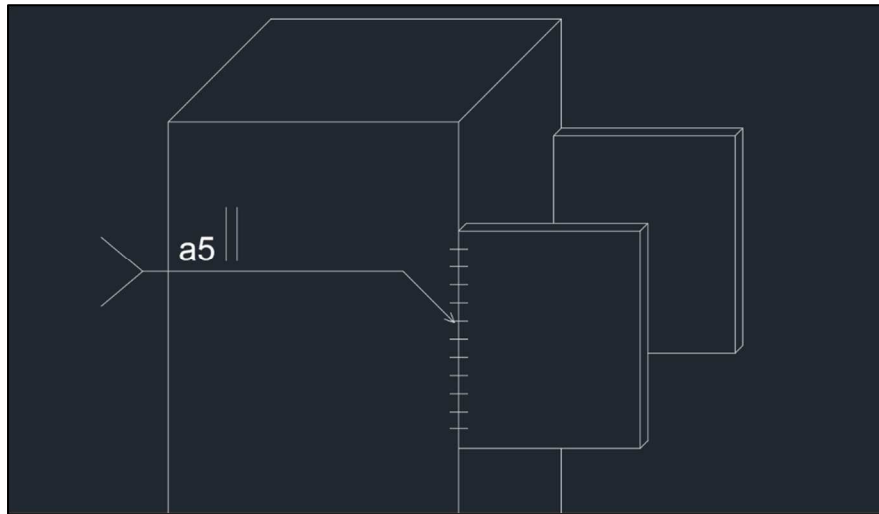


Fig. 29. Croquis pletinas para tirantes

Estas pletinas son de 60x50x3 mm, y se soldarían a lo largo del lado de 60 mm, que es el que se encuentra en contacto con el perfil. Estos cálculos se van a realizar mediante el método simplificado, que solo tiene en cuenta la longitud de los cordones de soldadura.

Las pletinas se encuentran mayormente traccionadas con unas fuerzas de 5690N<sup>8</sup>, en la situación más crítica.

Primero, se comprueba que las pletinas empleadas son capaces de resistir las cargas a las que se van a someter. Si no resistiesen, habría que aumentar la sección.

$$\sigma_{chapa} = \frac{F}{L \cdot e} = \frac{5690}{60 \cdot 3} = 31.61 \text{ MPa}$$

Las pletinas soportan la carga.

A continuación, se calcula la longitud mínima de cordón necesaria.

Espesor mínimo de la soldadura:

$$a \leq 0.7 \cdot e = 0.7 \cdot 3 = 2.1 \text{ mm}$$

$$a = 2 \text{ mm (siendo 2.1 mm el máximo)}$$

Soldadura:

$$f_{u,w,d} = \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{\frac{510}{\sqrt{3}}}{0.9 \cdot 1.25} = 261 \text{ MPa}$$

Longitud del cordón:

<sup>8</sup> Valores obtenidos de los cálculos realizados en SAP.

$$L \geq \frac{F}{f_{u,w,d} \cdot 2 \cdot a} = \frac{5690}{261 \cdot 2 \cdot 2} = 5.45mm$$

$$L_{min} \geq 15 \cdot a = 30mm$$

En este caso, se toma la longitud necesaria como la que la norma define como longitud mínima, es decir, 30 mm.

Por tanto, si se sueldan completamente las pletinas al perfil (una longitud total de 60 mm, el doble de la especificada por la norma), se está completamente del lado de la seguridad.

Soldadura de pletinas para elementos verticales

Las pletinas de los elementos verticales son aquellos elementos que unirán los perfiles que se disponen en vertical con aquellos que se disponen horizontalmente (uniendo los marcos exteriores).

En este caso, el croquis es el siguiente:

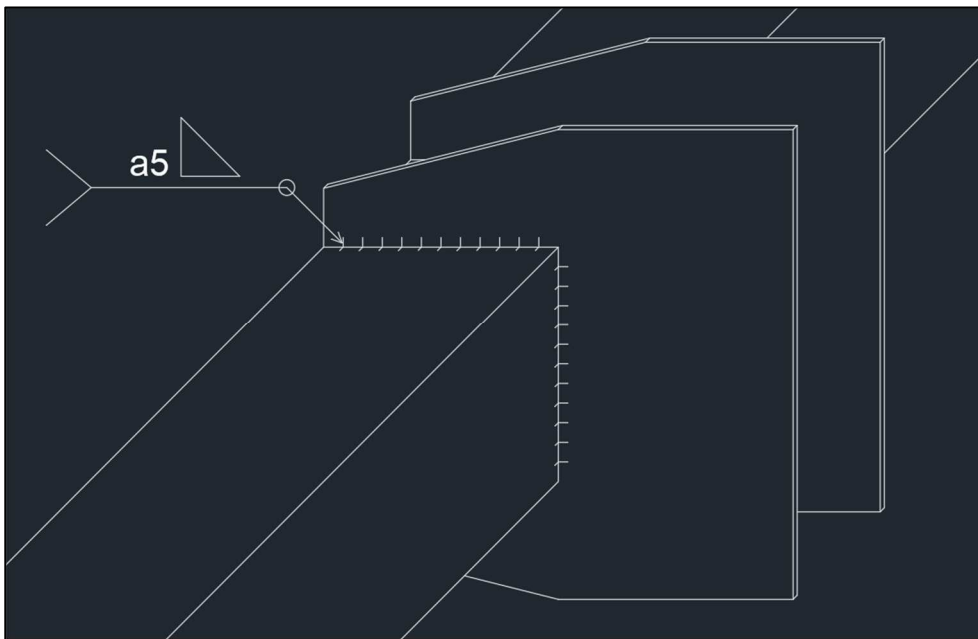


Fig. 30. Croquis soldadura pletinas para elementos verticales.

Estas soldaduras se encuentran sometidas a unas cargas similares a las de las pletinas de los tirantes, pero en este caso se procede a soldar todo el contorno de la pletina que se encuentra en contacto con el perfil horizontal, garantizando que soportará las cargas a las que se someta.

Soldadura de placas para los tornillos

Los perfiles horizontales se unen a los marcos de la estructura mediante tornillos. Estos tornillos no pueden colocarse directamente sobre el perfil, por lo que se suelda una placa a cada extremo.

Esta placa se diseña del siguiente modo:

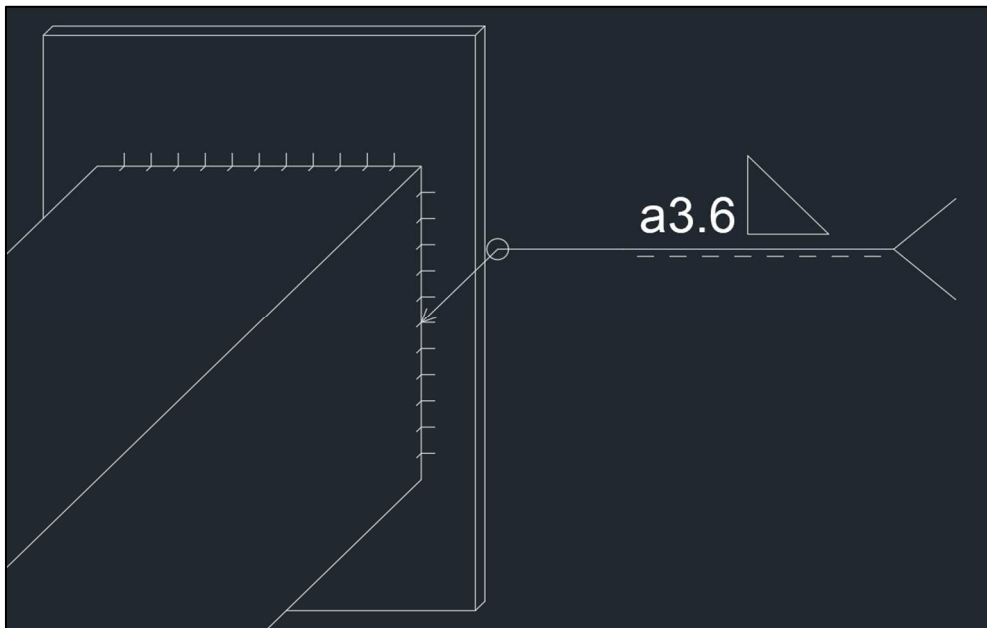


Fig. 31. Croquis soldadura placa.

Para esta soldadura, también va a emplearse el método de cálculo ampliado.

Esfuerzos:

- Momento máximo:  $M = -1.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Cortante asociado:  $V = 3.48 \text{ kN}$
  
- Cortante máximo:  $V = 5.63 \text{ kN}$
- Momento asociado:  $M = 1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

En este caso, se emplearán dos hipótesis de cálculo, ya que los momentos son muy similares, pero los cortantes difieren en mayor proporción.

Del mismo modo que en los marcos, se supone que se va a fundir todo el espesor de la sección.

$$I_y = 2 \cdot \left[ \frac{1}{12} \cdot 60 \cdot 3.6^3 + 60 \cdot 3.6 \cdot 28.2^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{1}{12} \cdot 3.6 \cdot 52.8^3 \right] = 432.33 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$\omega_y = \frac{I_y}{30} = \frac{432.33 \cdot 10^3}{30} = 14.41 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Caso de momento máximo + cortante asociado:

$$\sigma = \frac{1.5 \cdot M}{\omega_y} = \frac{1.5 \cdot 1.75 \cdot 10^6}{14.41 \cdot 10^3} = 182 \text{ MPa}$$

Tensiones en la soldadura:

$$\tau_{\parallel} = \frac{1.5 \cdot V}{A} = \frac{1.5 \cdot 3.48 \cdot 10^3}{60 \cdot 3.6 \cdot 2 + 52.8 \cdot 3.6 \cdot 2} = 6.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma}{\sqrt{2}} = \frac{182}{\sqrt{2}} = 128.7 \text{ MPa}$$

Resistencia de la soldadura:

$$\sigma_S = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 257 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma \cdot \beta} = \frac{510}{1.25 \cdot 0.9} = 453.3 \text{ MPa}$$

La soldadura diseñada **cumple**.

Caso de cortante máximo + momento asociado:

$$\sigma = \frac{1.5 \cdot M}{\omega_y} = \frac{1.5 \cdot 1 \cdot 10^6}{14.41 \cdot 10^3} = 104 \text{ MPa}$$

Tensiones en la soldadura:

$$\tau_{\parallel} = \frac{1.5 \cdot V}{A} = \frac{1.5 \cdot 5.63 \cdot 10^3}{60 \cdot 3.6 \cdot 2 + 52.8 \cdot 3.6 \cdot 2} = 10.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma}{\sqrt{2}} = \frac{104}{\sqrt{2}} = 73.5 \text{ MPa}$$

Resistencia de la soldadura:

$$\sigma_S = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 148 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\gamma \cdot \beta} = \frac{510}{1.25 \cdot 0.9} = 453.3 \text{ MPa}$$

La soldadura diseñada **cumple**.

Con estos cálculos realizados, se da por concluido el proceso de diseño y comprobación de las uniones soldadas. Algunas de las pletinas empleadas en este apartado del proyecto contienen agujeros que alojarán tornillos o pasadores. Los planos de cada una de las uniones, determinando la localización y el tamaño de los taladros que se les practicarán vendrán detallados posteriormente, en el punto PLANOS>UNIONES.

### 3.6.2. Uniones atornilladas

Para el cálculo de las uniones atornilladas, y manteniendo el criterio de simplificar y unificar en la medida de lo posible los elementos de la estructura, se procede a determinar qué tornillos tendrán unas condiciones de trabajo más críticas. Se calculará para esas condiciones más desfavorables, ya que, si se dimensionan con esas características, se estará del lado de la seguridad para el resto de la estructura.

Las características mínimas de los tornillos destinados a estructuras es que sean de M8, calidad 8.8, por lo que se realizará un primer cálculo con estos parámetros.

Para la comprobación del desgarramiento de chapa existe una fórmula que relaciona la resistencia de la chapa con la del tornillo empleado. Si se parte de esa fórmula, se puede dimensionar la chapa con un espesor que nos aseguraría el cumplimiento. La fórmula de espesor recomendado para no tener que comprobar el desgarramiento de la chapa es la siguiente:

$$t_{min} \geq \frac{d \cdot f_{u,tornillo}}{6 \cdot f_{u,chapa}}$$

Empleando chapas de acero S355, y tornillos de M8, calidad 8.8, se obtendría el siguiente espesor mínimo:

$$t_{min} \geq \frac{d \cdot f_{u,tornillo}}{6 \cdot f_{u,chapa}} = \frac{8 \cdot 800}{6 \cdot 490} = 2.17mm$$

El espesor mínimo de la chapa que sería capaz de soportar las cargas sin tener que comprobar el desgarramiento sería 2.17 mm. Para estar del lado de la seguridad, se decide emplear chapas de espesor 5 mm.

Los tornillos deben comprobarse a cortante y a tracción/compresión, como se mostrará a continuación.

La resistencia a cortante del tornillo viene determinada por la siguiente fórmula:

$$F_{V,max,tornillo} = n \cdot \frac{0.5 \cdot f_{u,tornillo} \cdot A}{1.25}$$

donde:

- n: número de planos de corte
- $f_{u,tornillo}$ : resistencia última del tornillo
- A: área del tornillo

Empleando las medidas de los tornillos de M8, se obtiene:

$$F_{V,max,tornillo} = n \cdot \frac{0.5 \cdot f_{u,tornillo} \cdot A}{1.25} = n \cdot \frac{0.5 \cdot 800 \cdot 50.3}{1.25} = 16.096 \cdot n \text{ kN} \approx 16.1 \cdot n \text{ kN}$$

En el caso de los cortantes se dan dos tipos de situaciones: 4 tornillos/chapa, con un plano de corte, y 3 tornillos/chapa, con dos planos de corte. Para ello, se realizará un cálculo para cada situación.<sup>9</sup>

Tornillos con un plano de corte

Para el caso de los tornillos con un plano de corte, la resistencia de los tornillos máxima sería:

$$F_{V,max,tornillo} = 16.1 \cdot n = 16.1 \cdot 1 = 16.1 \text{ kN}$$

Del programa, se obtiene que de todas las chapas que comparten ese mismo diseño, el cortante mayor tiene un valor de 21.331kN. Con este valor, se procede a comprobar los tornillos:

$$F_{V,max} = \frac{1.5 \cdot V}{n_{tornillos}} = \frac{1.5 \cdot 21.331}{4} = 8 \text{ kN}$$

Se comprueba que los tornillos resisten, ya que 8kN < 16.1kN (resistencia máxima del tornillo a cortante).

Tornillos con dos planos de corte

En el caso de los tornillos con dos planos de corte, la resistencia de los tornillos máxima sería:

$$F_{V,max,tornillo} = 16.1 \cdot n = 16.1 \cdot 2 = 32.2 \text{ kN}$$

Del programa se obtiene que, de todas las pletinas con ese diseño, el cortante mayor tiene un valor de 11.23kN. Con este valor, se procede a comprobar los tornillos:

$$F_{V,max} = \frac{1.5 \cdot V}{n_{tornillos}} = \frac{1.5 \cdot 11.23}{3} = 5.6 \text{ kN}$$

Se comprueba que los tornillos resisten, ya que 5.6kN < 32.2kN (resistencia máxima del tornillo a cortante). En este caso, se puede eliminar un tornillo, ya que por la situación en la que se encuentran las cargas, el diseño lo permite.

Comprobación eliminando un tornillo:

$$F_{V,max} = \frac{1.5 \cdot V}{n_{tornillos}} = \frac{1.5 \cdot 11.23}{2} = 8.4 \text{ kN}$$

Con esta hipótesis, los tornillos también resistirían.

<sup>9</sup> Esta disposición de tornillos surge de un aproximamiento en el diseño a partir de la observación de elementos empleados en estructuras. En caso de que no cumplieran, se reforzaría añadiendo más tornillos.

Habiendo verificado los cortantes, se debe comprobar que los tornillos del primer caso (los de 4 tornillos/chapa) cumplen también para la tracción y compresión a la que se encuentran sometidos. Los tornillos del segundo caso no sería necesario comprobarlos, pues no tienen ningún momento aplicado.

A la hora de calcular la tracción y la compresión, se debe recurrir al momento que hay en la unión más desfavorable. En el caso de los momentos, se realizarán dos comprobaciones: mayor momento, con su cortante asociado, y mayor cortante, con su momento asociado.

Mayor momento, con su cortante asociado

Para esta hipótesis, se tienen los siguientes valores:

- $M = 10.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $V = 3.405 \text{ kN}$

La fuerza máxima de tracción que puede soportar un tornillo se determina mediante la siguiente fórmula:

$$F_{t,max,tornillo} = \frac{0.9 \cdot f_{u,tornillo} \cdot A_s}{1.25} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 36.6}{1.25} = 21.1 \text{ kN}$$

La tracción de los tornillos se calcula teniendo en cuenta el momento que se aplica en la unión, y la excentricidad que existe entre el centro de aplicación del momento y la ubicación del tornillo. Con los datos conocidos, se obtiene:

$$F_T = \frac{1.5 \cdot M}{d} = \frac{1.5 \cdot 10.17}{0.55 - 0.15} = 38.14 \text{ kN}$$

$$F_{T,tornillo} = \frac{F_T}{n_{tornillos}} = \frac{38.14}{2} = 19.07 \text{ kN}$$

Los tornillos resisten la tracción:  $19.07 \text{ kN} < 21.1 \text{ kN}$

Como estos tornillos se encuentran en una sollicitación combinada (cortante + momento), se debe realizar también la siguiente comprobación:

$$\frac{F_{V,dis}}{F_{V,max}} + \frac{F_{T,dis}}{1.4 \cdot F_{T,max}} \leq 1$$

Para los tornillos de M8:

$$\frac{8}{16} + \frac{19.07}{1.4 \cdot 21.1} = 1.14 > 1 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

<sup>10</sup> Estas dimensiones vienen determinadas por la geometría de la placa.



Como los tornillos de M8 no cumplen la sollicitación combinada, se debe aumentar el tamaño. Las resistencias de los tornillos en este caso se extraen de tablas que contienen las resistencias de todos los tornillos en función de su diámetro y de su calidad.

Para tornillos de M10:

$$\frac{8}{25.1} + \frac{19.07}{1.4 \cdot 33.4} = 0.73 < 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto, se emplearán tornillos de M10, calidad 8.8 para todas las uniones atornilladas de la estructura.

### 3.6.3. Uniones comerciales

Para finalizar con el diseño de las uniones, queda determinar los elementos que se emplearán para los cables de arriostamiento. Como se trata de cables de acero, se empleará un cáncamo en los lugares que deba anclarse esta sección.

Se procede del mismo modo que con todas las uniones calculadas anteriormente: obteniendo la unión que más traccionada se encuentra, para poder dimensionar así el cáncamo a emplear. Con el valor que se obtenga del SAP, se recurre a catálogos comerciales para comprobar que el elemento escogido es capaz de resistir.

Según el valor obtenido en el programa, la mayor tracción que soportan los cables de acero tiene un valor de 10.2 kN. Se decide emplear un cáncamo giratorio, que permite que la anilla se coloque en la mejor posición automáticamente, sin que requiera de un ajuste manual posterior al montaje. A continuación, se adjunta una imagen de un cáncamo giratorio de la marca "Crosby".



Fig. 32. Cáncamo giratorio Crosby

Con la elección de la unión para los cables, se da por finalizado el cálculo de las uniones de la estructura.

## 4. Elementos adicionales

Hasta este punto, todos los elementos que se han considerado son aquellos intrínsecos de la estructura metálica, y que requieren un cálculo y un dimensionado. En este apartado del proyecto se van a contemplar elementos que acompañarán a la estructura para permitir la práctica del deporte de forma segura. Así pues, se procede a comentar con qué criterio deben seleccionarse los elementos de protección y las presas utilizadas para poder emplear correctamente la pared de escalada.

### 4.1. Elementos de protección

Para garantizar una práctica segura del deporte, se debe disponer de un elemento que sea capaz de amortiguar la caída de los escaladores, con unas características que se recogen en la norma *UNE-EN 12572-2: Requisitos de seguridad y métodos de ensayo de los muros de escalada*, donde se establecen las dimensiones de la zona de caída, y la deceleración que debe ser capaz de ofrecer el elemento seleccionado.

La colchoneta del bloque debe ofrecer los siguientes valores cuando se someta a ensayo:

Deceleración máxima $g(1g = 9.81 \text{ ms}^{-2})$	Flexión %	Elasticidad %
$\geq 15$ y $\leq 25$	$\leq 80$	$\leq 15$

*Tabla 1 de la norma UNE-EN 12572-2.*

Si se quisiera profundizar más en la caracterización de la colchoneta, se puede recurrir a la norma *EN 12503-4:2016, colchonetas deportivas. Parte 4: determinación de absorción de impactos*.

En cuanto a las dimensiones de la colchoneta empleada, quedan determinadas en función de la altura del muro, principalmente, y de la altura que presenta. En la tabla adjunta se muestran los criterios con los que se dimensiona la zona de caída.

Altura del muro H	Tamaño de la zona de impacto delante del muro de escalada $L_1$	Tamaño de la zona de impacto lateral para los muros $\leq 10^{\circ}$ sin presas en los lados $L_2$	Tamaño de la zona de impacto para los muros $>10^{\circ}$ $L_2$
0 a $\leq 3000$ mm	2000 mm	50% de la altura	50% de la altura
$> 3000$ y $\leq 4500$	2500 mm	1500 mm	

NOTA: Las presas situadas en la zona A indicada en la figura 1 se consideran parte del frontal del muro

Tabla 2 de la norma UNE-EN 12572-2.

Las dimensiones especificadas en la tabla se distribuyen según la siguiente imagen, extraída de la norma:

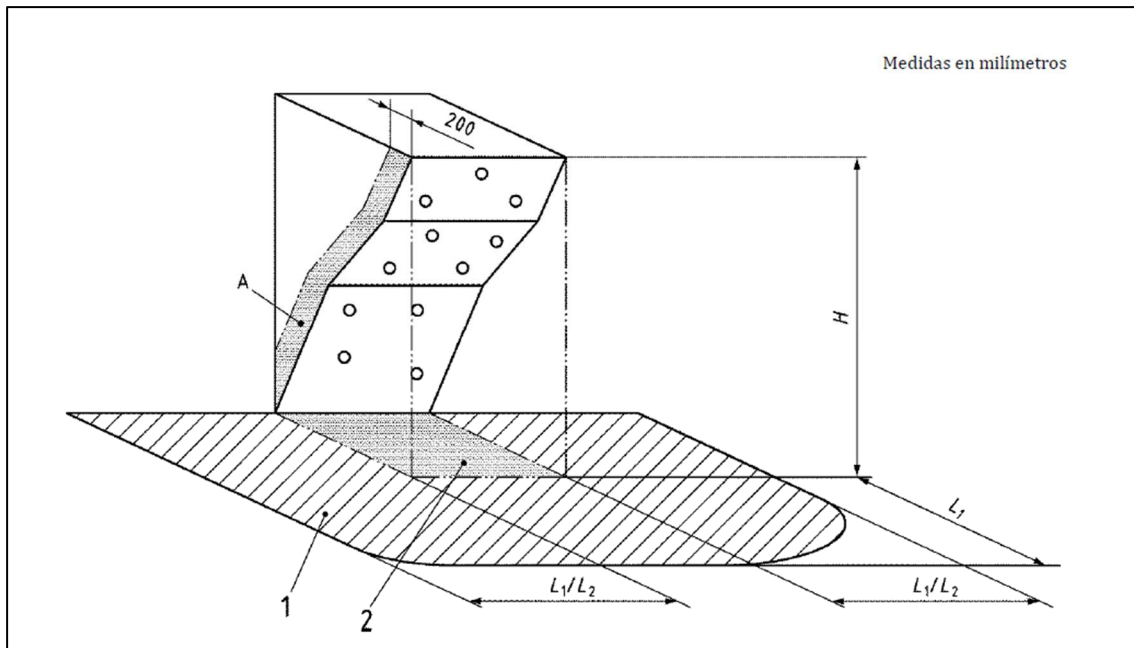


Fig. 33. Figura 1 - Eje de las medidas de la zona de impacto en la base del muro de escalada, norma UNE-EN 12572-2

Leyenda:

- 1: Parte superior de la zona de impacto
- 2: Proyección del muro de escalada
- H: Altura del punto más alto de agarre posible
- $L_1$ : Longitud añadida a la proyección del suelo del muro de escalada delante del mismo
- $L_2$ : Anchura suplementaria de la zona de impacto (en circunstancias especiales)
- A: Superficie lateral escalable, considerada como parte del muro frontal

Conociendo estos criterios de dimensionado, y la geometría de la pared diseñada, se calcula que la zona de caída deberá tener unas dimensiones mínimas de 7.3x14.2 m.

Además, si el constructor del muro de escalada consigue evitar mediante consideraciones de diseño la posibilidad de una caída hacia el lado del muro de escalada, el alcance de la zona de impacto se puede reducir en consecuencia. Como la geometría de la pared es invariable, esto se podría conseguir teniendo en cuenta este criterio a la hora de equipar los bloques más cercanos a los límites laterales de la pared.

## 4.2. Presas

El elemento principal del rocódromo que permite su uso deportivo son las diferentes presas que se pueden colocar en toda la superficie para componer los bloques que los escaladores deberán completar.

Las presas de los rocódromos se fabrican empleando poliéster y poliuretano, aunque también podemos encontrar presas fabricadas con madera. Además, pueden presentar diferentes texturas, en función del uso que se le quiera dar.



Fig. 34. Rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Vallidigna. Foto cedida por Fernando Pla. Fecha: 02/04/2022.

Las presas también se pueden clasificar en función del tipo de agarre que presenten, de modo que se pueden encontrar los siguientes grupos:

- Cazo, o presa positiva. Agarre más básico, que permite la introducción de gran parte de la mano, cerrando los dedos casi completamente.
- Romo, o presa negativa. Presa que se basa en la adherencia. Suele emplearse poniendo toda la mano en contacto con la presa.
- Pinza. Se emplean realizando una pinza con la mano (oponiendo el pulgar).
- Monodedo, bidedo, tridedo. Como de su nombre se deduce, presas en las que se emplean uno, dos o tres dedos.
- Regleta. Es el tipo de agarre más común en los espacios naturales. Consiste en un agarre pequeño y plano, con un tamaño que oscila de 3 cm a 5 mm.

Estas presas de diferentes tamaños y geometrías deben pasar un control que queda determinado en la norma *UNE-EN 12572-3: Requisitos de seguridad y métodos de ensayo para presas de escalada*. En esta norma se agrupan las presas según su tamaño, categorizándolas en función de su diámetro medio. El diámetro medio de una presa se toma como la suma de los ejes mayor y menor, dividido dos.

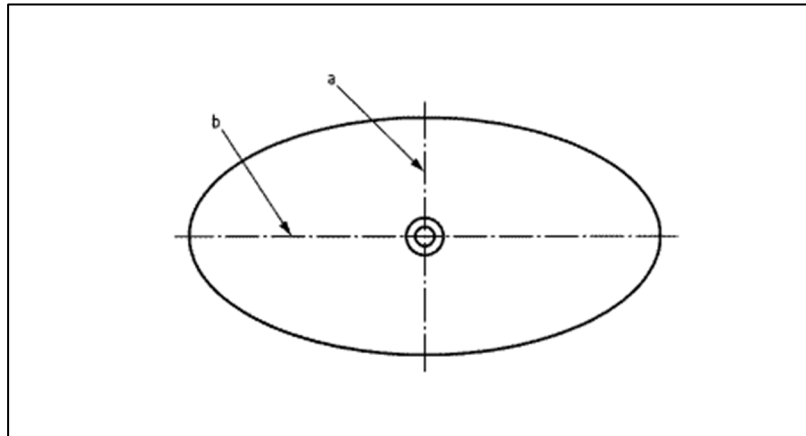


Fig. 35. Figura 1 - Huella de una presa de escalada, norma UNE-EN 12572-3

Leyenda:

- a: Eje mayor
- b: Eje menor

De esta misma norma se puede extraer una tabla para clasificar las presas<sup>11</sup> del siguiente modo:

Talla de la presa	Rango de diámetro (mm)
XS	$x \leq 50$
S	$50 < x \leq 80$
M	$80 < x \leq 130$
L	$130 < x \leq 210$
XL	$210 < x \leq 340$
XXL	$340 < x \leq 550$
MACRO	$550 < x$

Además de las presas, se pueden emplear volúmenes, que son dispositivos tridimensionales con un panel (o más) para la fijación de presas, permitiendo así una ampliación temporal de la superficie de escalada.

Todos estos elementos deben pasar unos requisitos de seguridad, como se ha mencionado anteriormente. Estos requisitos establecen que:

- Las presas no deben romper cuando se le realicen los ensayos pertinentes.<sup>12</sup>
- La presa no debe contener bordes cortantes accesibles.
- No debe haber presas puntiagudas (diámetro < 15 mm), que sobresalgan más de 40 mm.
- No debe haber espacios huecos (entre 8 y 25 mm) con una profundidad superior a 15 mm que puedan ocasionar aprisionamiento, salvo que sea un elemento específico de la escalada.

<sup>11</sup> Estas dimensiones dictan qué tipo de ensayo se le realizará a la presa.

<sup>12</sup> Solo deben someterse a ensayo las presas de peso superior a 100g.

- Debe existir una proporción de las medidas como la que se muestra a continuación:

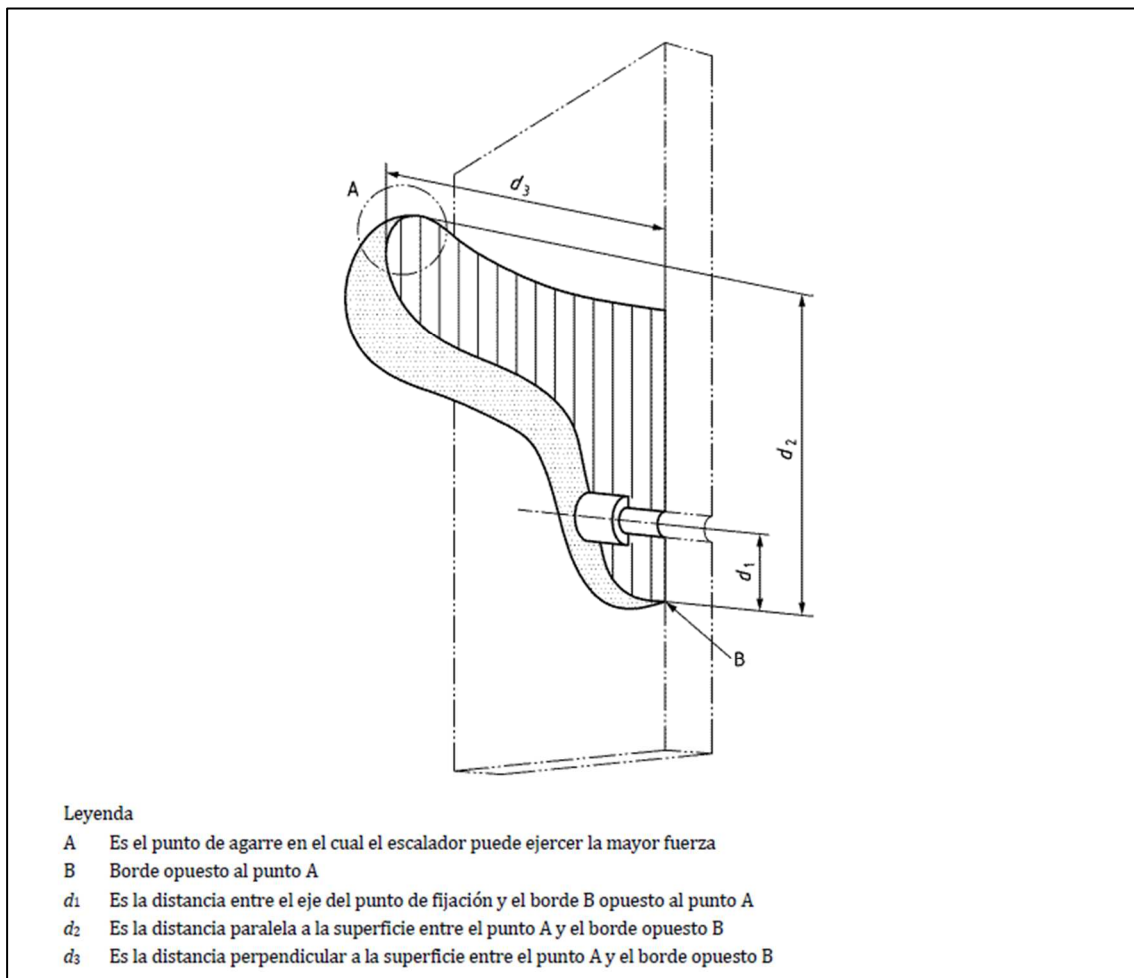


Fig. 36. Figura 2 - Proporciones de las medidas de la presa, UNE-EN 12572-3

La proporción que se debe cumplir es:

$$d_2 \leq d_3$$

$$d_3 \leq 3 \cdot d_1$$

En el caso de los volúmenes, los requisitos que debe cumplir son los mismos que los de las superficies de escalada.



Los ensayos que se deben realizar a las presas consisten en aplicarles una carga ,en función de su tamaño, en el orificio del perno, durante un minuto, a temperatura ambiente. Las presas no deben romperse ni presentar signos visibles de daños.



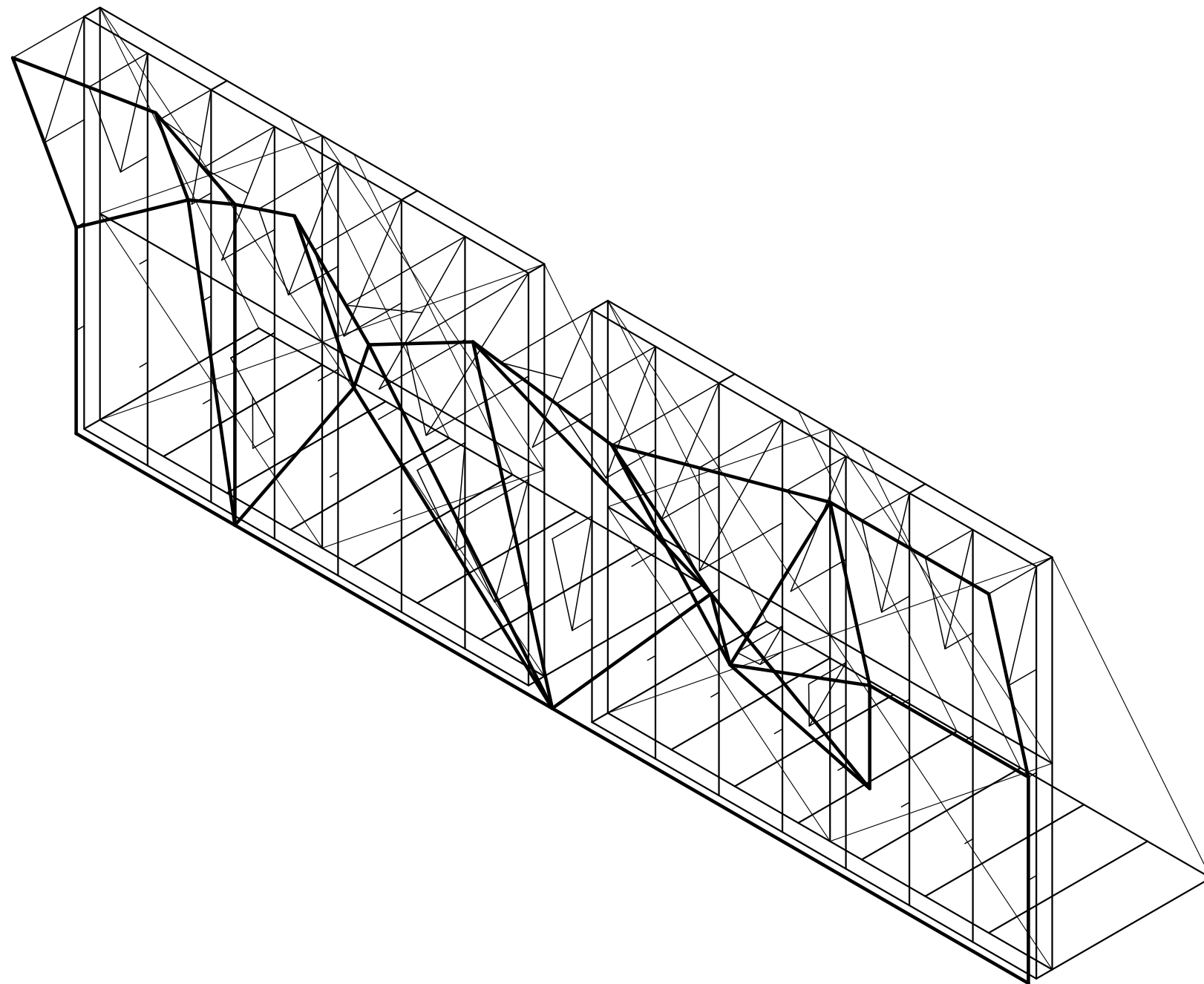
Fig. 37. Escalador en el rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Vallidigna.

Fecha: 02/04/2022.

## 5. Planos

A continuación, se mostrarán los planos de la estructura.

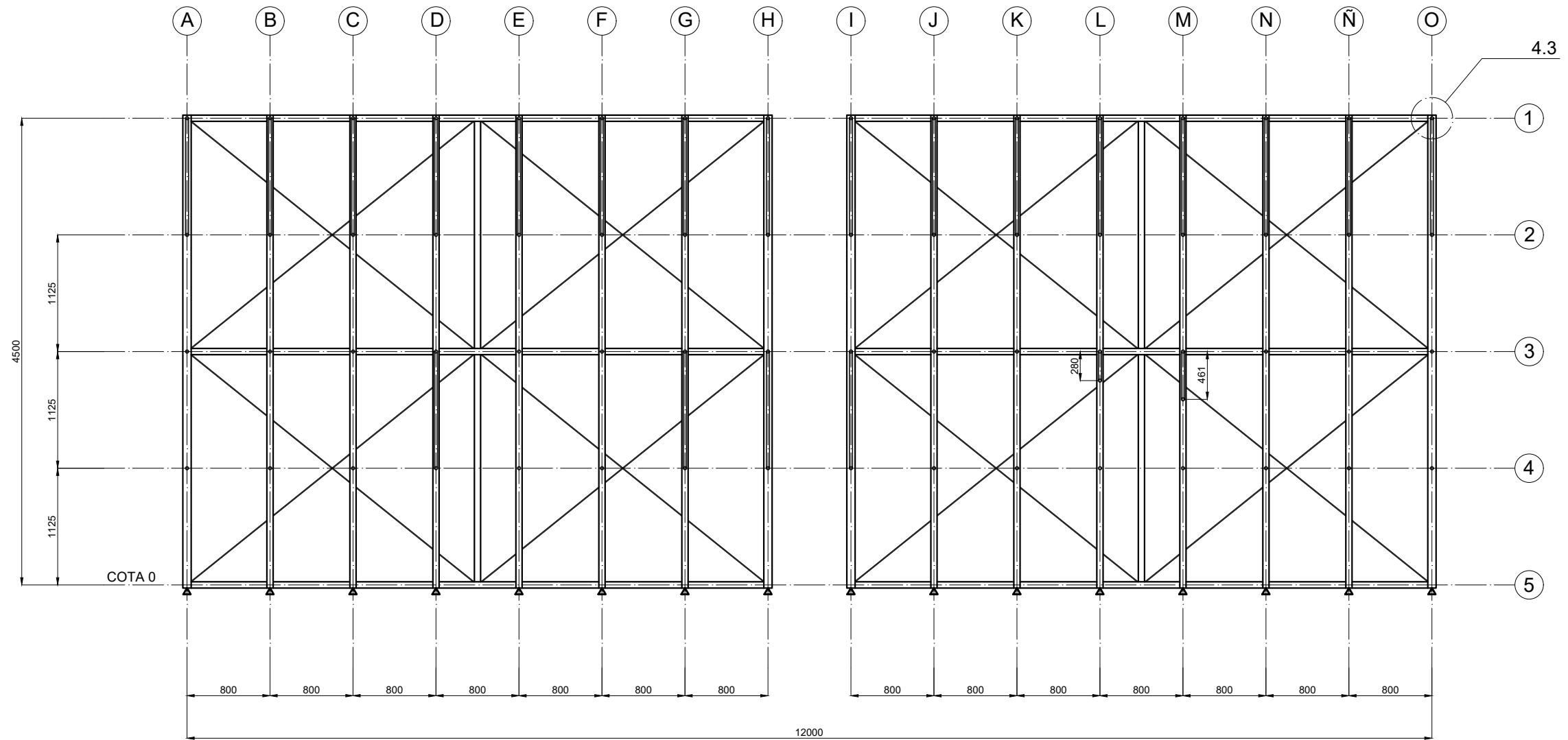




Vista general		Escala 1:50
		Nº <b>1</b>
Rocódromo	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
		Sust a: Trabajo final de carrera
		Sust por:

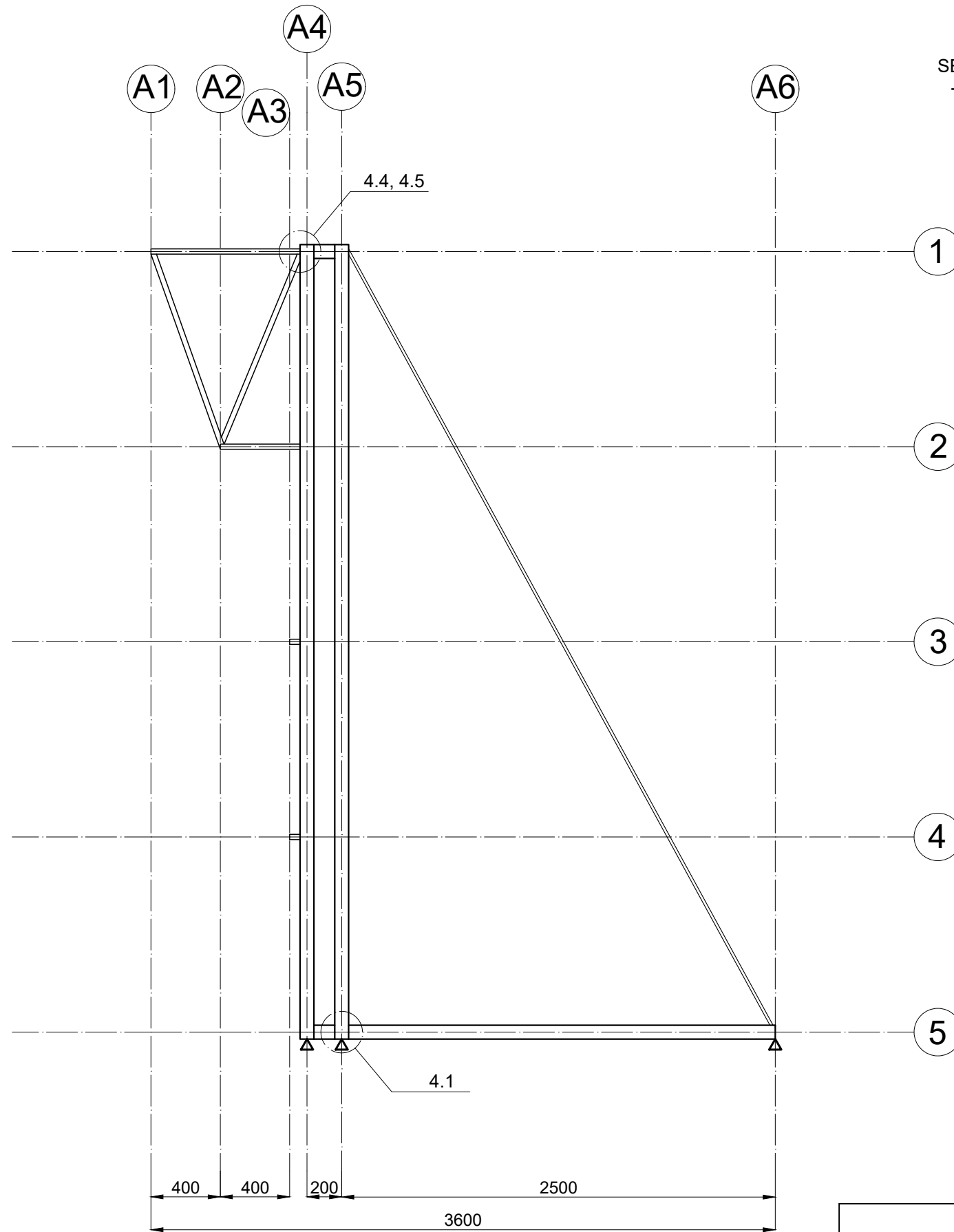
SECCIONES:

- MONTANTES VERTICALES SECCIONES B - G, J - N: 60x60x3.6
- MONTANTES VERTICALES SECCIONES A, H, I, O : 80x80x8
- PERFILES HORIZONTALES: 60x60x3.6
- ARRIOSTRAMIENTOS: CABLE Ø8



UNIDADES EN MM

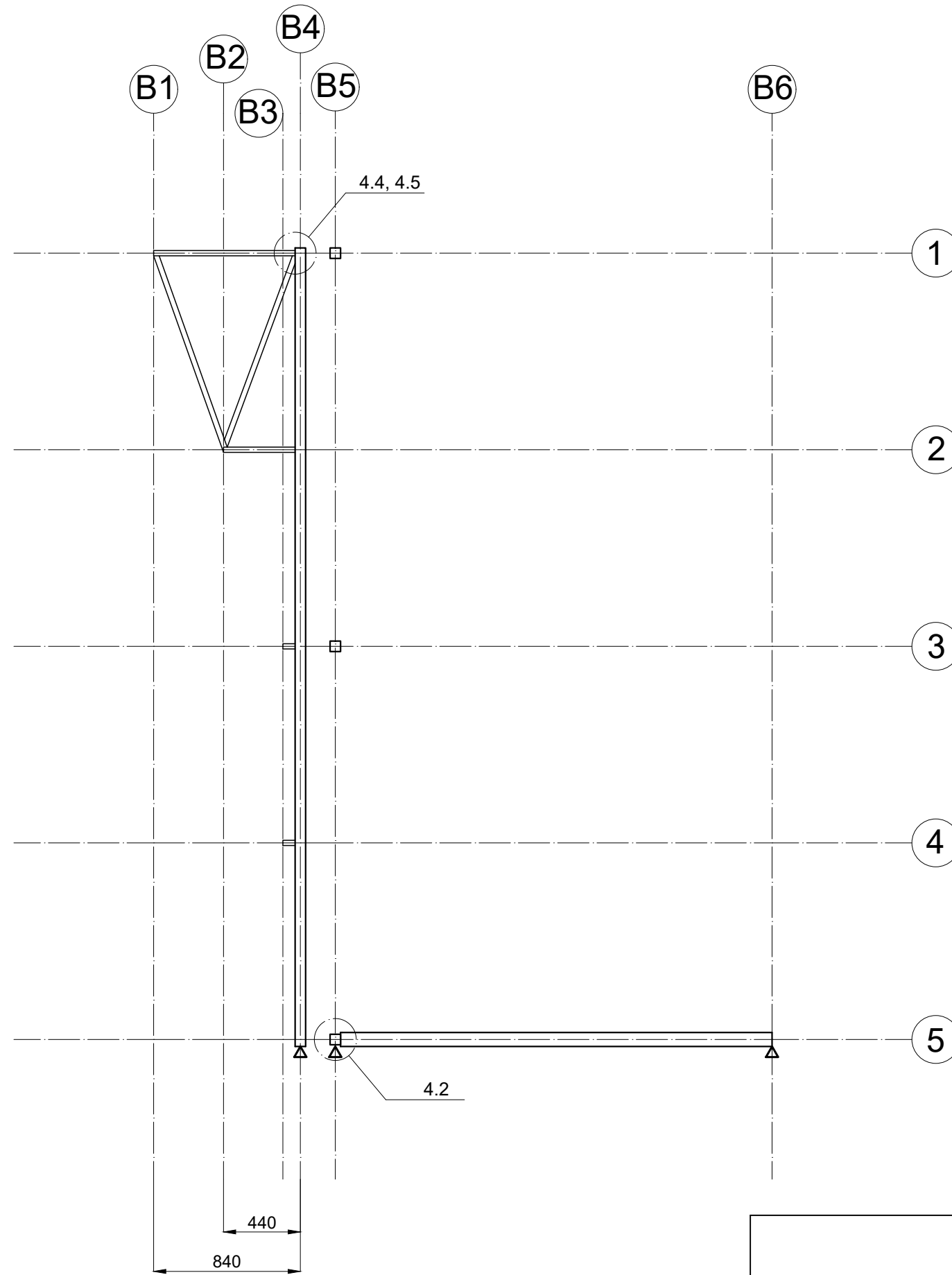
<b>Alzado</b>		Escala 1:50
		Nº <b>2</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022	
	Sust a:	Sust por:
		Trabajo final de carrera



SECCIONES:  
 - TODOS LOS PERFILES QUE SE ENCUENTRAN A LA IZQUIERDA DE LA "L" CORRESPONDEN CON TIRANTES, DE SECCIÓN: Ø30x2

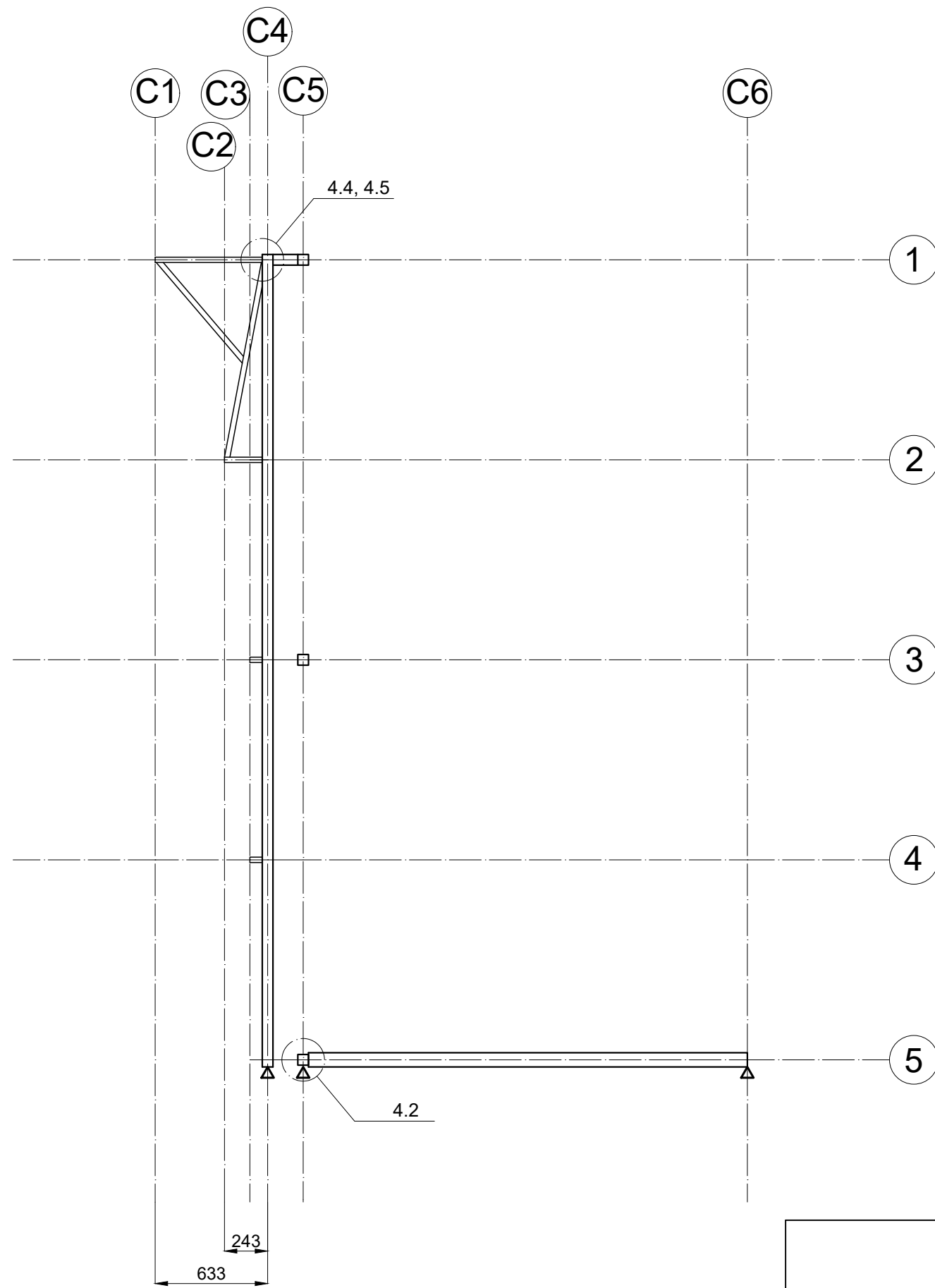
UNIDADES EN MM

<b>Vista sección A</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.1</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
	Trabajo final de carrera	Sust por:



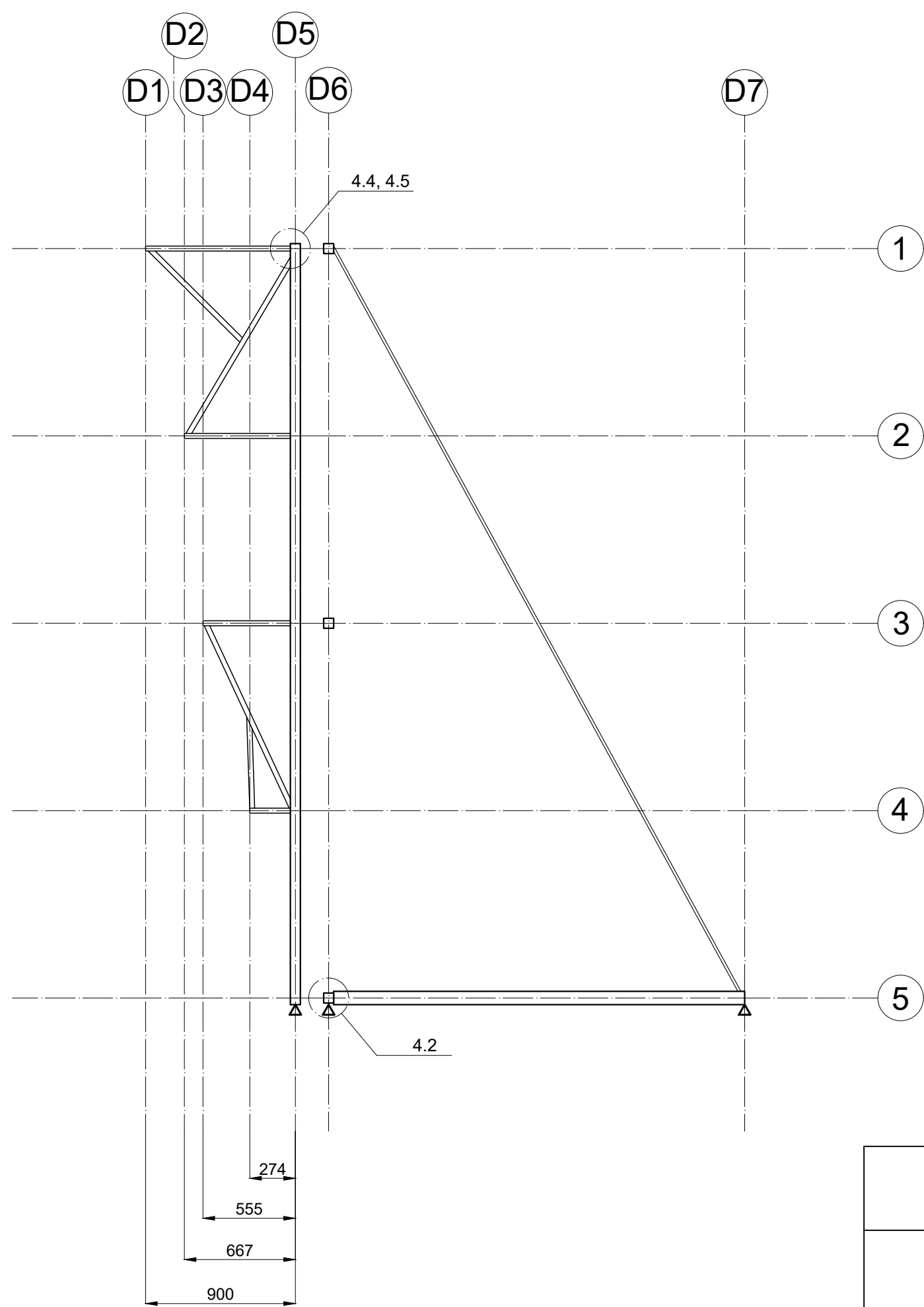
UNIDADES EN MM

<b>Vista sección B</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.2</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	Trabajo final de carrera	Sust por:



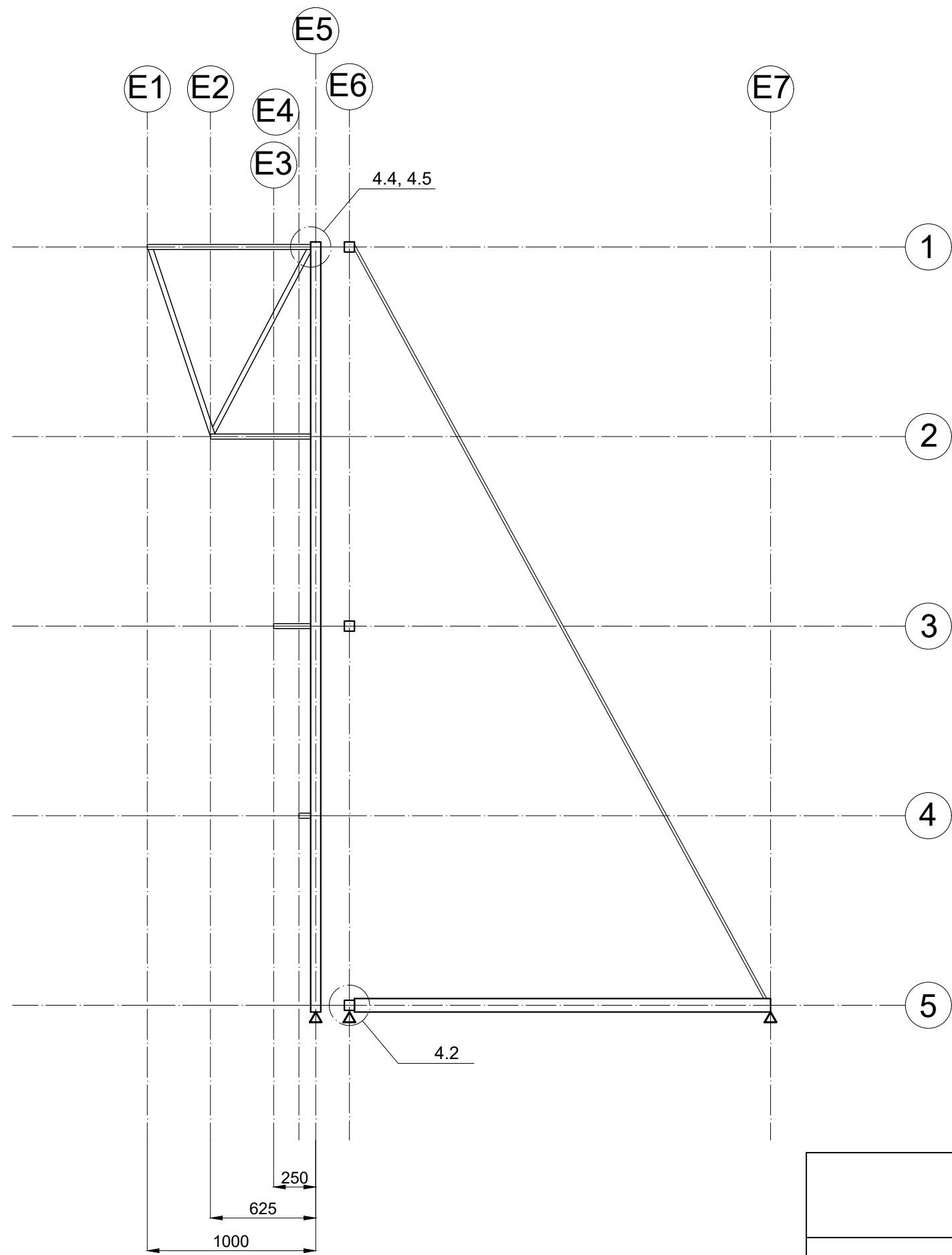
UNIDADES EN MM

<b>Vista sección C</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.3</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022	
	Sust a:	
Trabajo final de carrera		Sust por:



UNIDADES EN MM

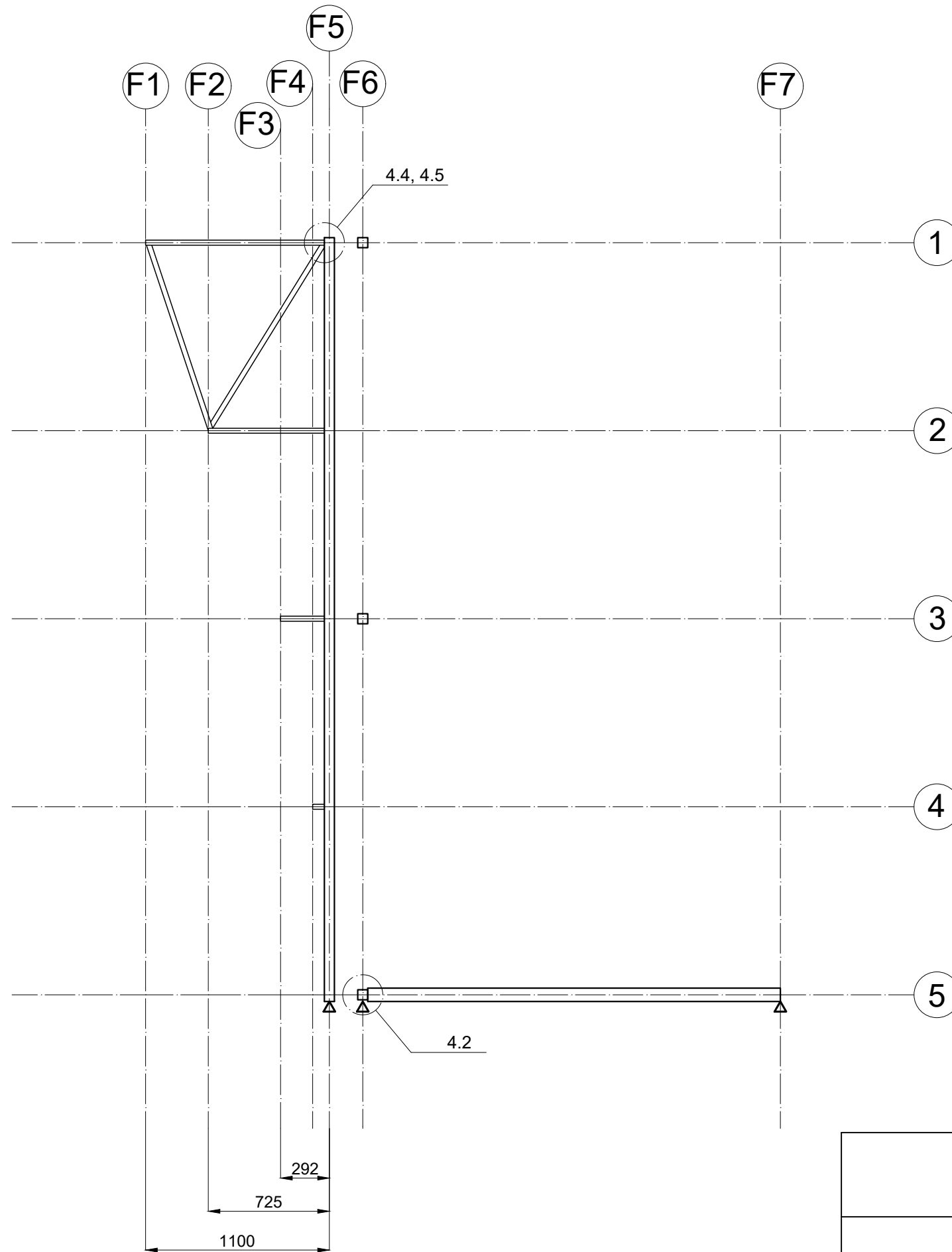
<h3>Vista sección D</h3>		Escala 1:30
		Nº <b>3.4</b>
<h3>Rocódromo</h3>	Puerto Sempere, Antonio	
	Trabajo final de carrera	16-08-2022
	Sust a:	Sust por:



UNIDADES EN MM

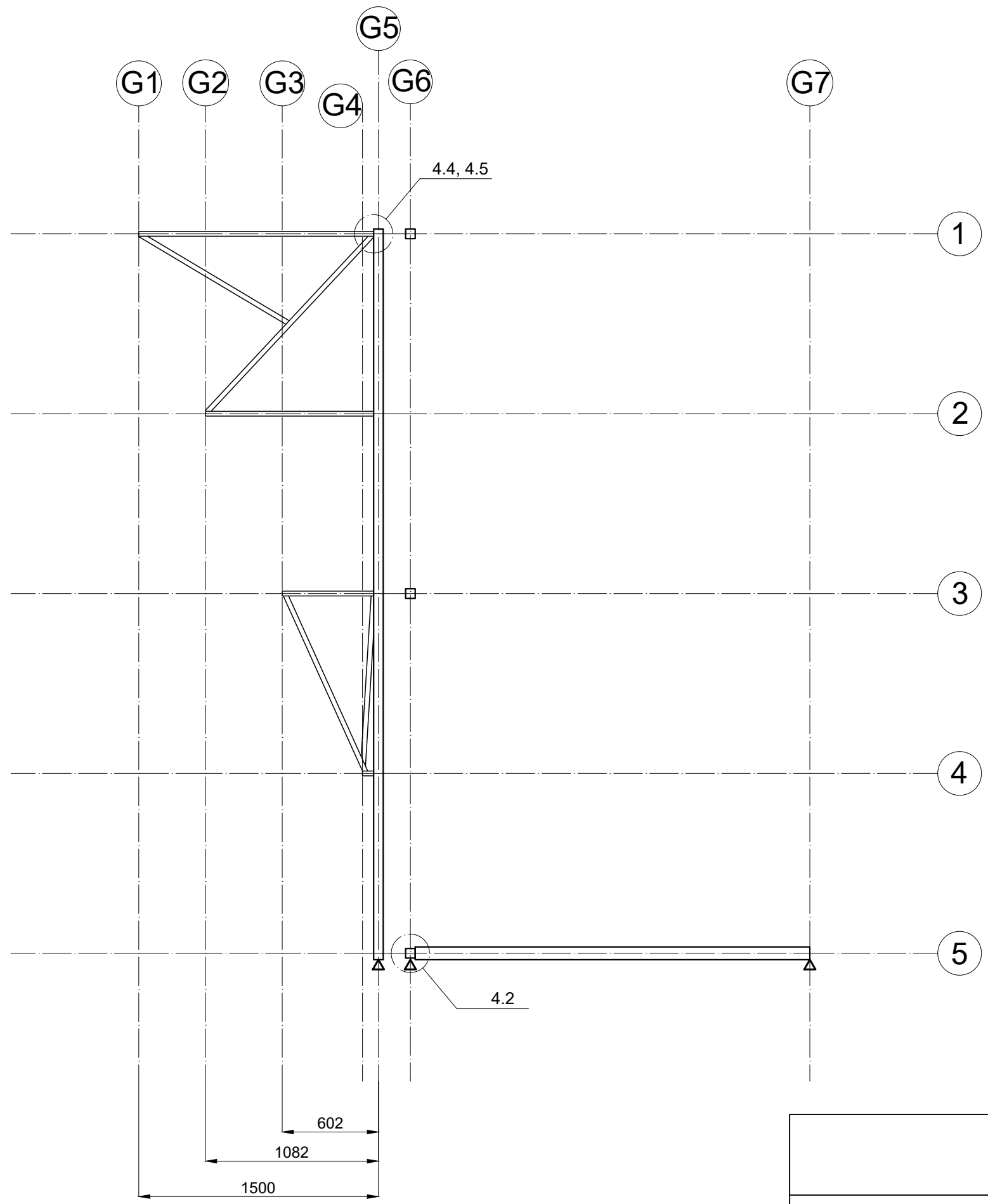
<b>Vista sección E</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.5</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022	
	Sust a:	Sust por:
		Trabajo final de carrera





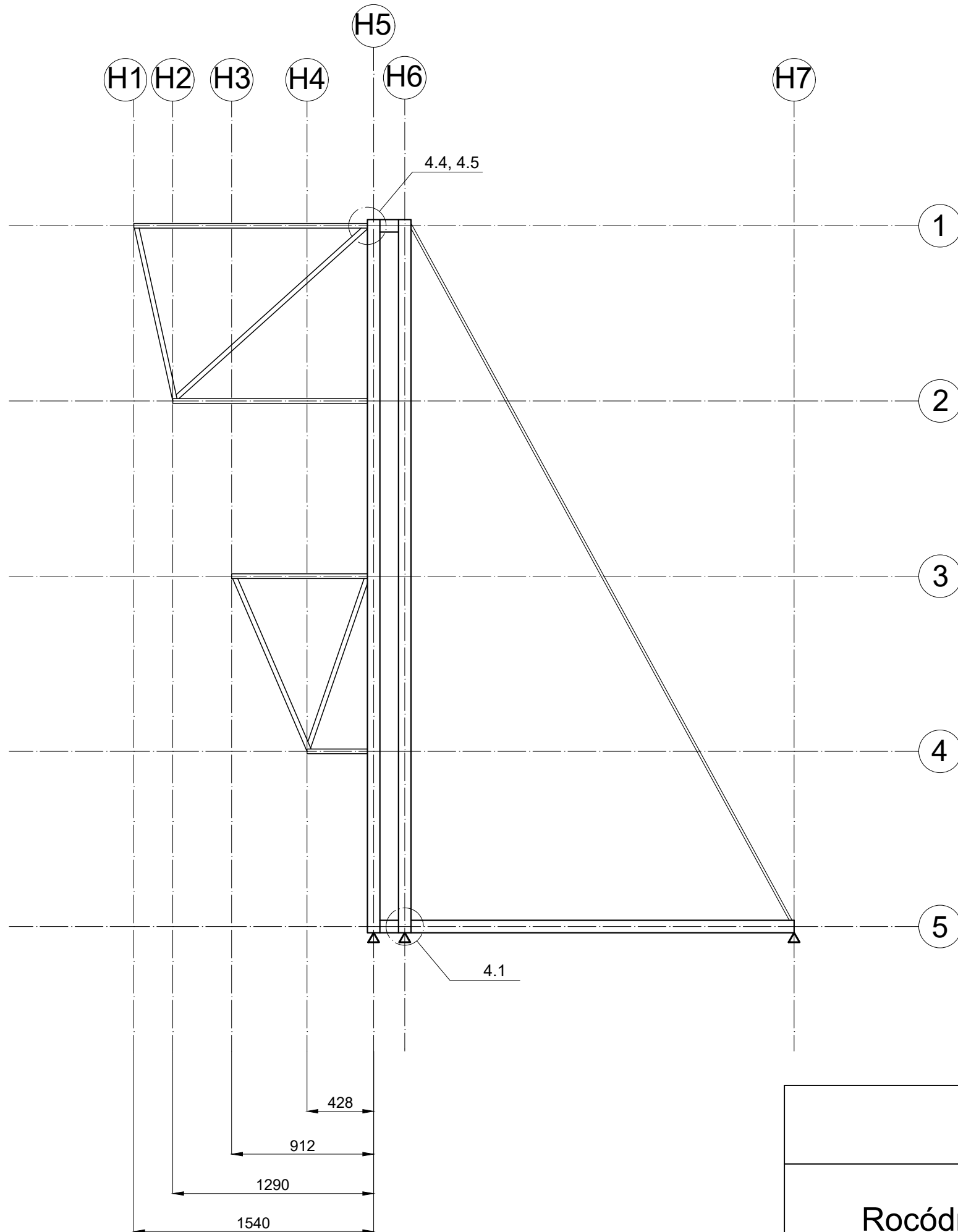
UNIDADES EN MM

<b>Vista sección F</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.6</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022	
	Sust a:	Sust por:
		Trabajo final de carrera



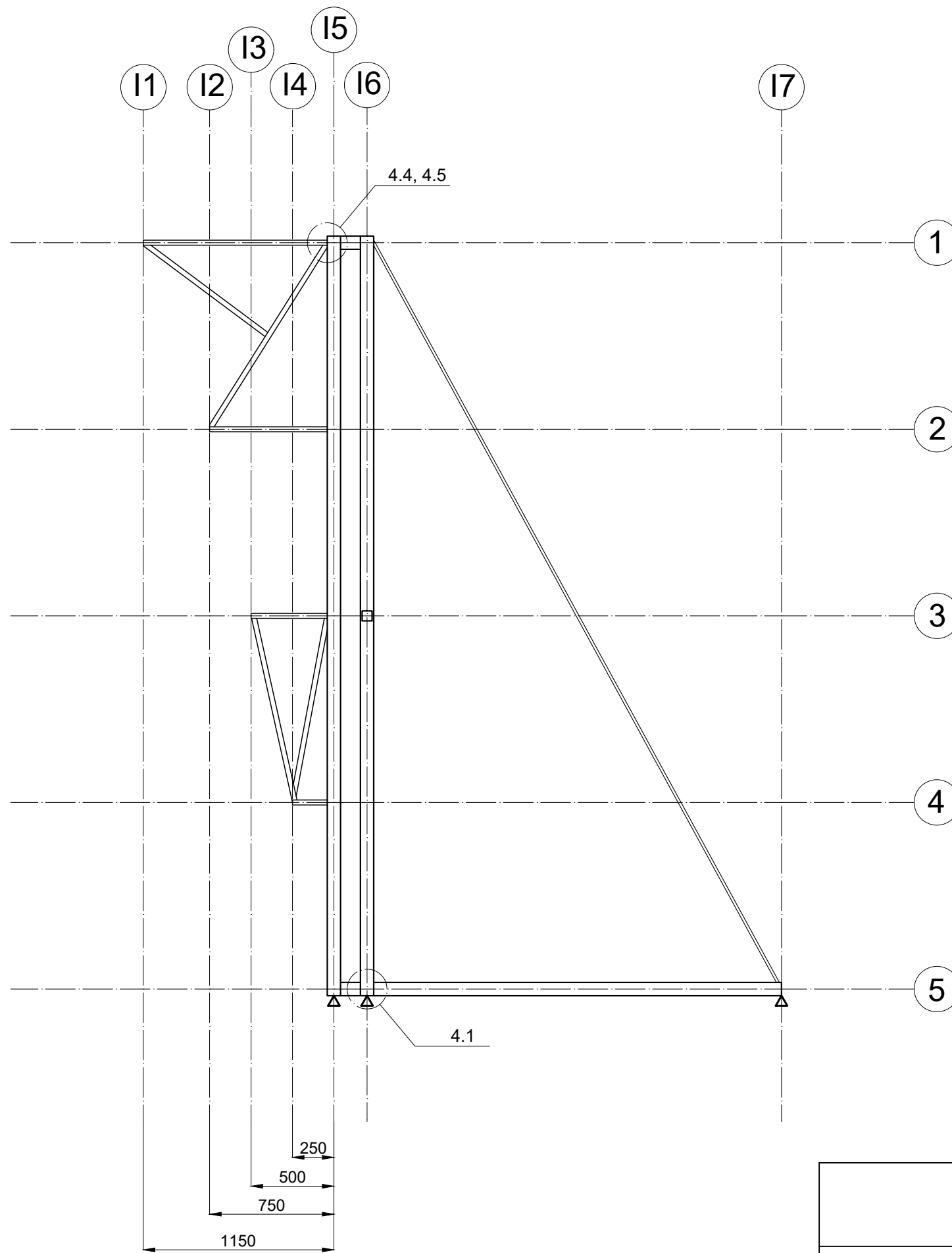
UNIDADES EN MM

<b>Vista sección G</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.7</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022	
	Sust a:	Sust por:
		Trabajo final de carrera



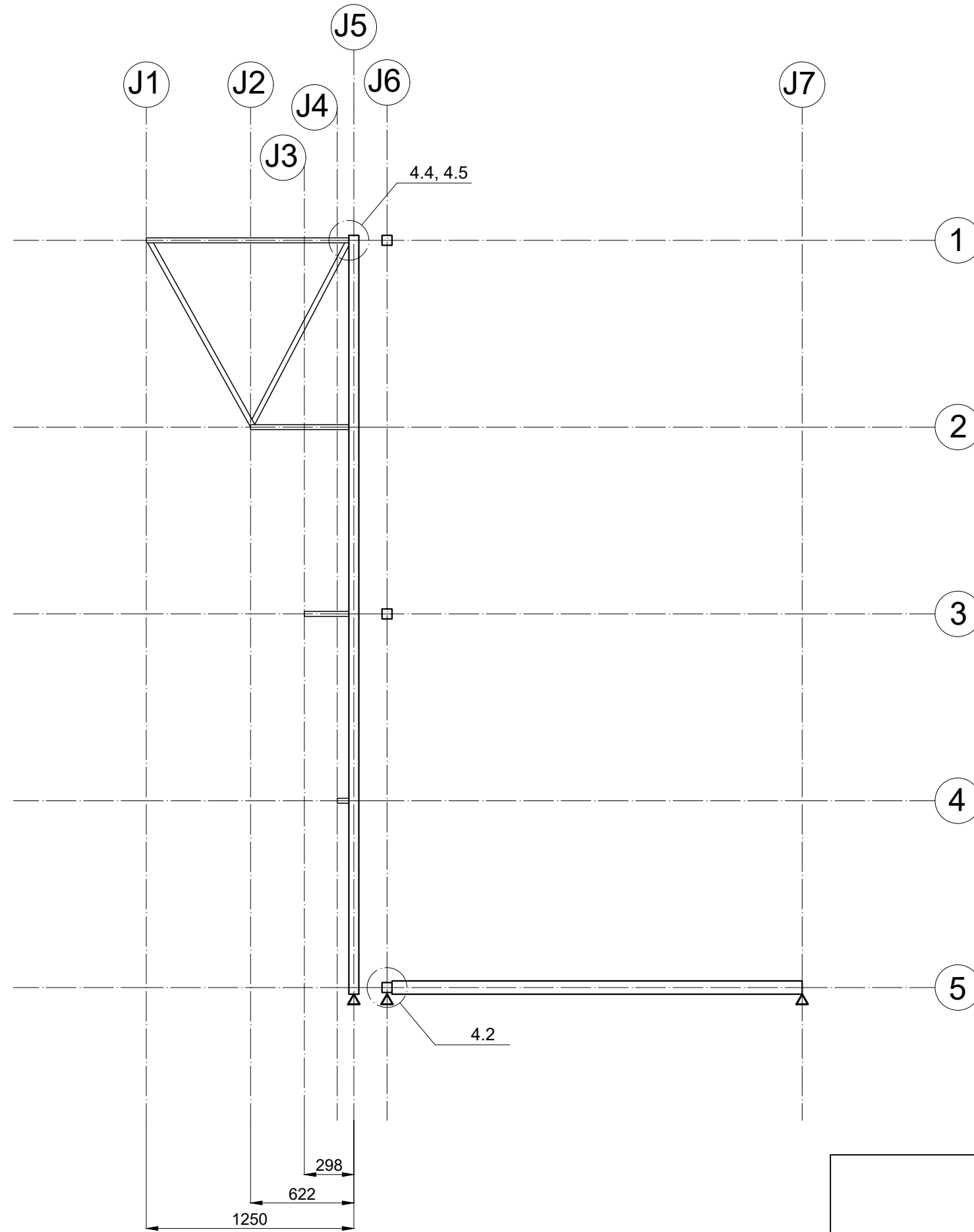
UNIDADES EN MM

<b>Vista sección H</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.8</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022 Sust a: Trabajo final de carrera Sust por:	



UNIDADES EN MM

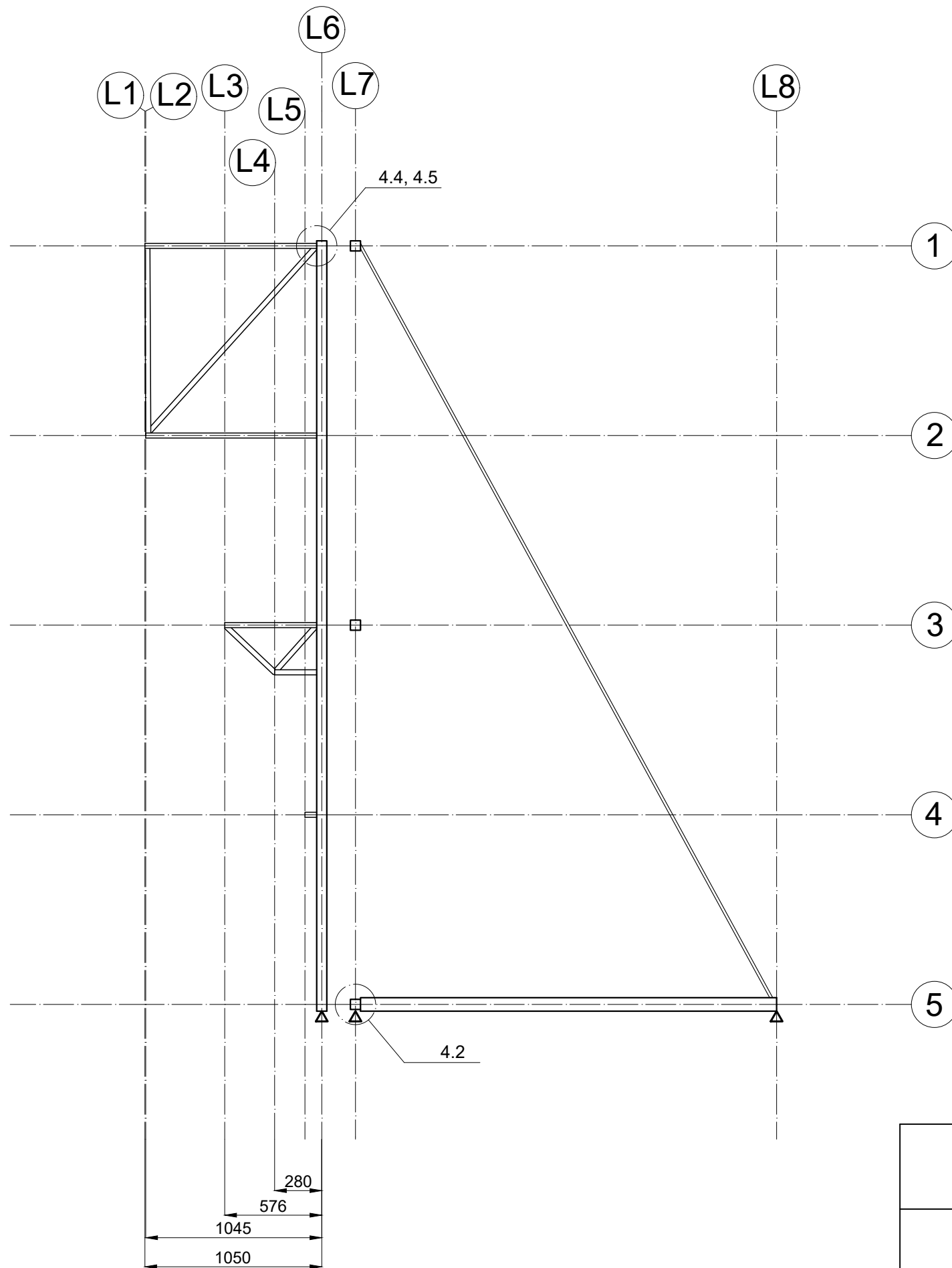
<b>Vista sección I</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.9</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
	Trabajo final de carrera	Sust por:



UNIDADES EN MM

<b>Vista sección J</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.10</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
	Trabajo final de carrera	Sust por:

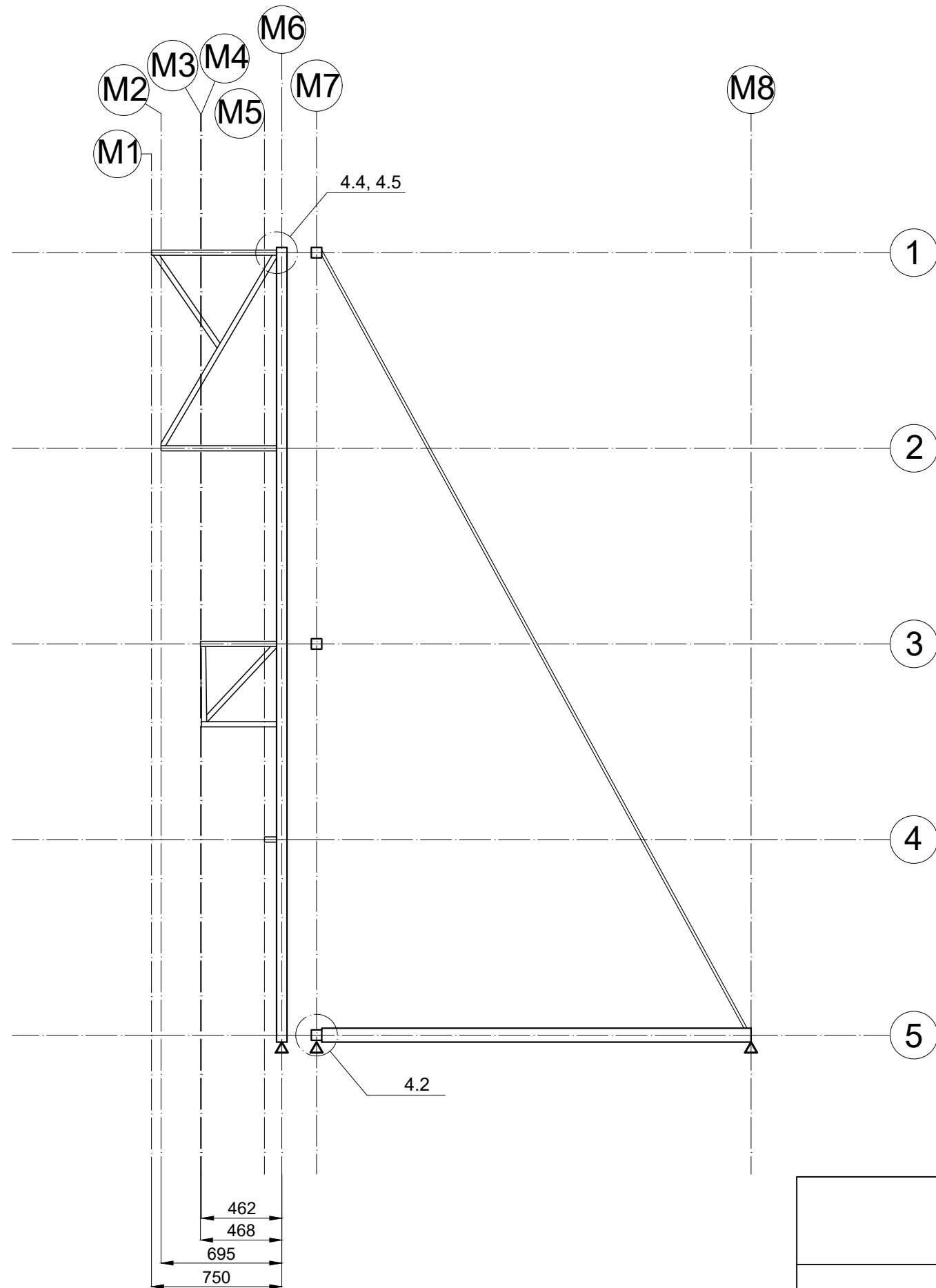




UNIDADES EN MM

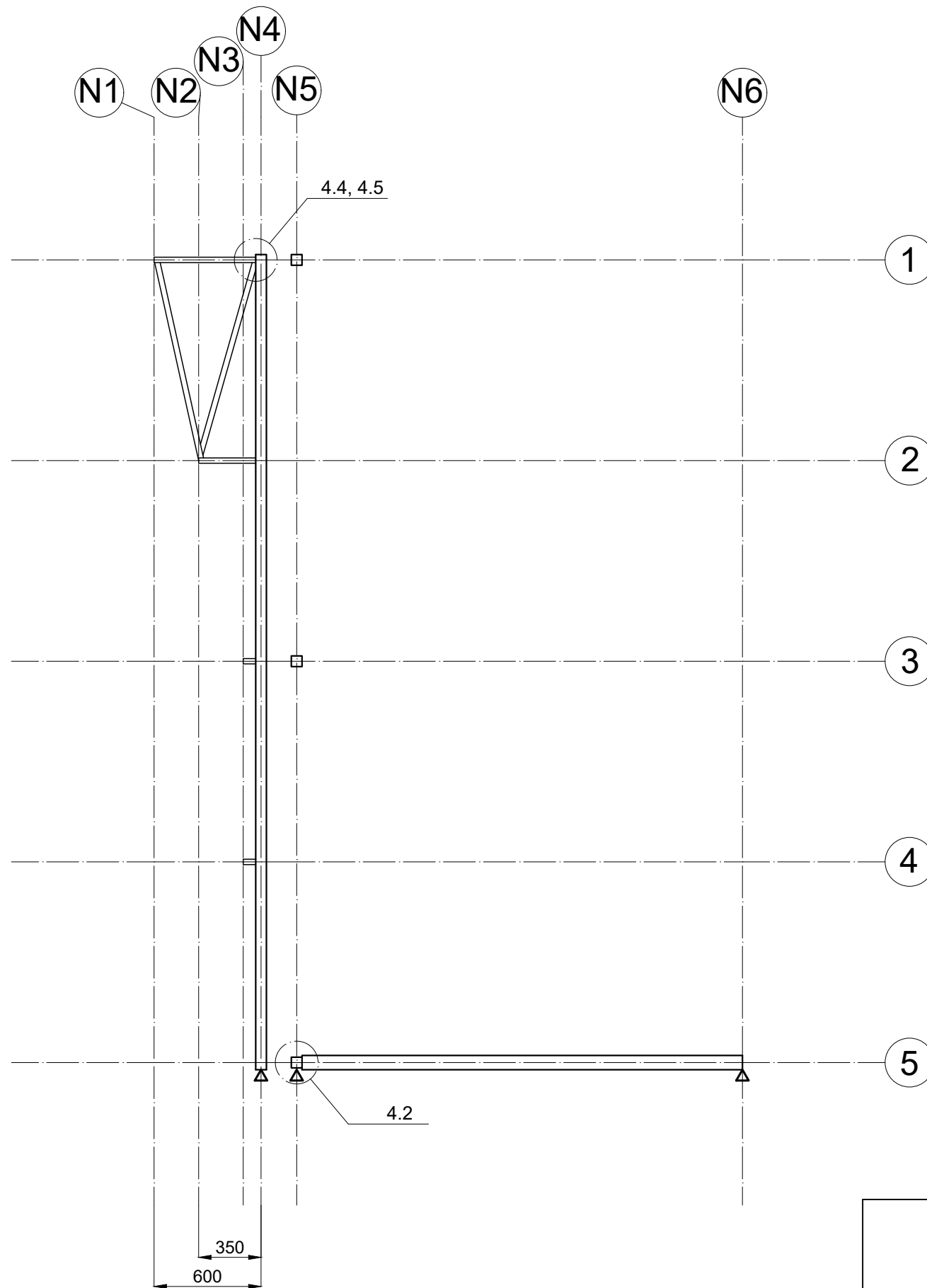
Vista sección L		Escala 1:30
		Nº 3.12
Rocódromo	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
		Sust a:
		Sust por:
Trabajo final de carrera		





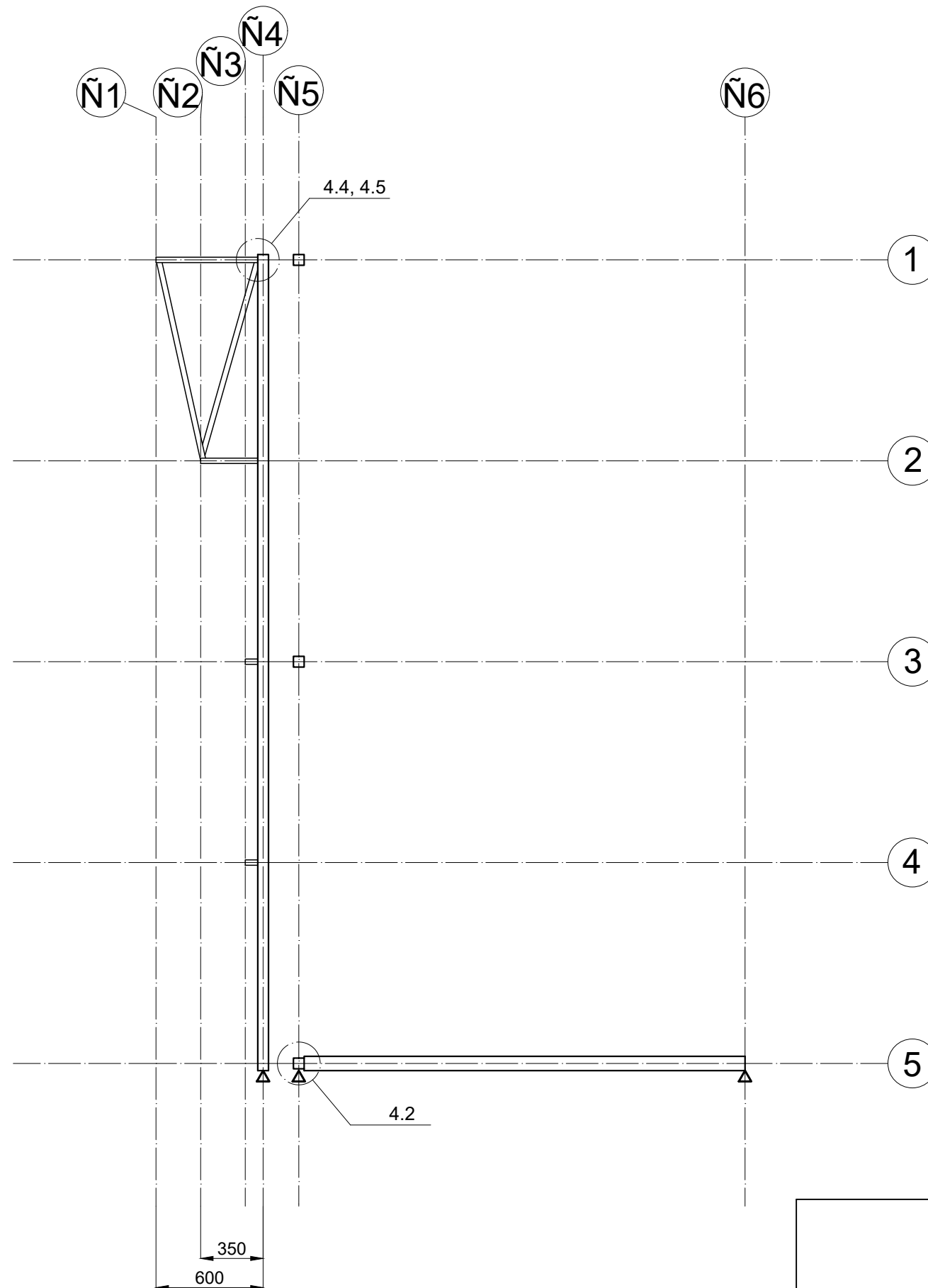
UNIDADES EN MM

Vista sección M		Escala 1:30
		Nº 3.13
Rocódromo	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
	Trabajo final de carrera	Sust por:



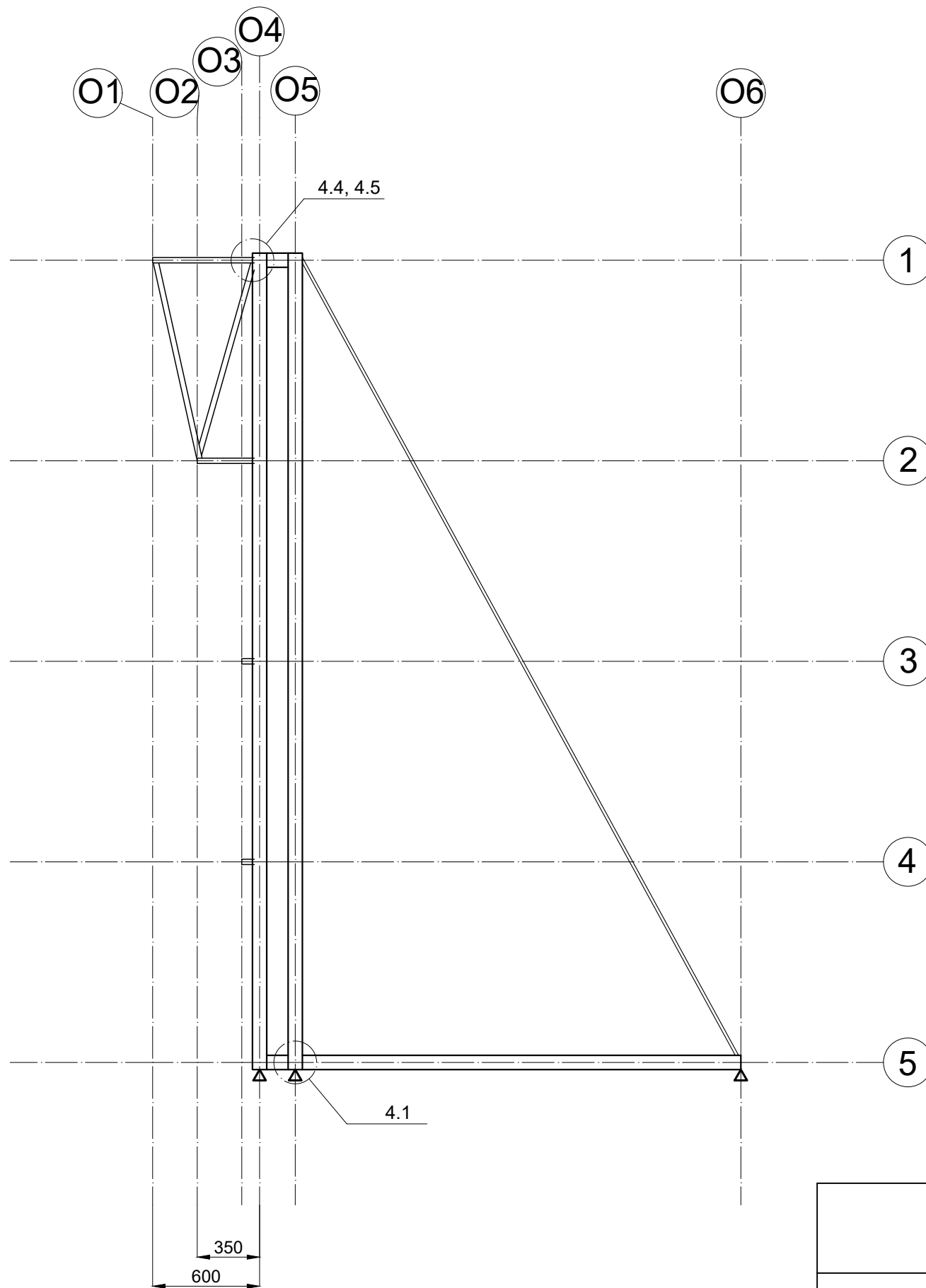
UNIDADES EN MM

<h2>Vista sección N</h2>		Escala 1:30
		Nº <b>3.14</b>
<h2>Rocódromo</h2>	Puerto Sempere, Antonio	
	Trabajo final de carrera	16-08-2022 Sust a: Sust por:



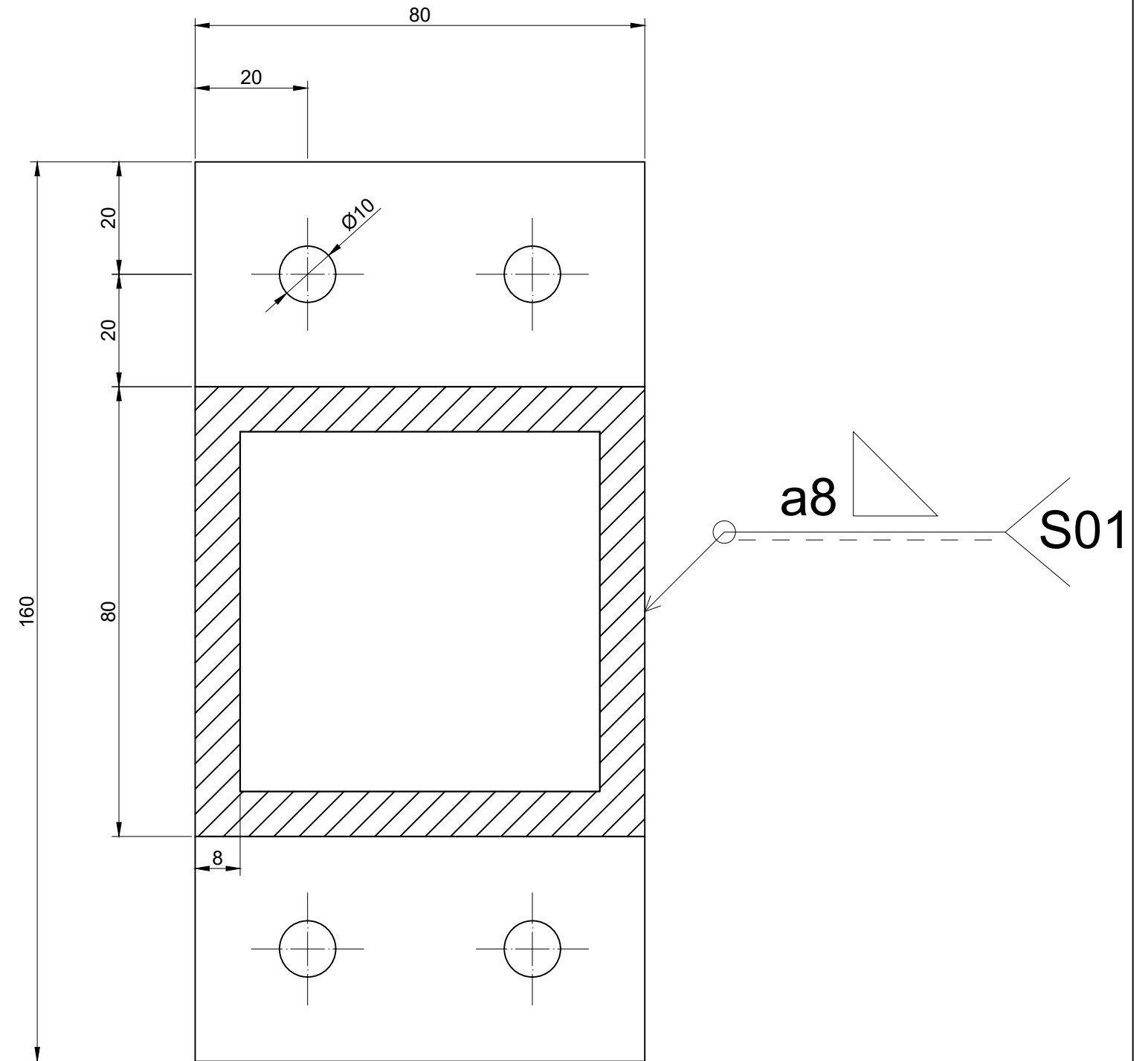
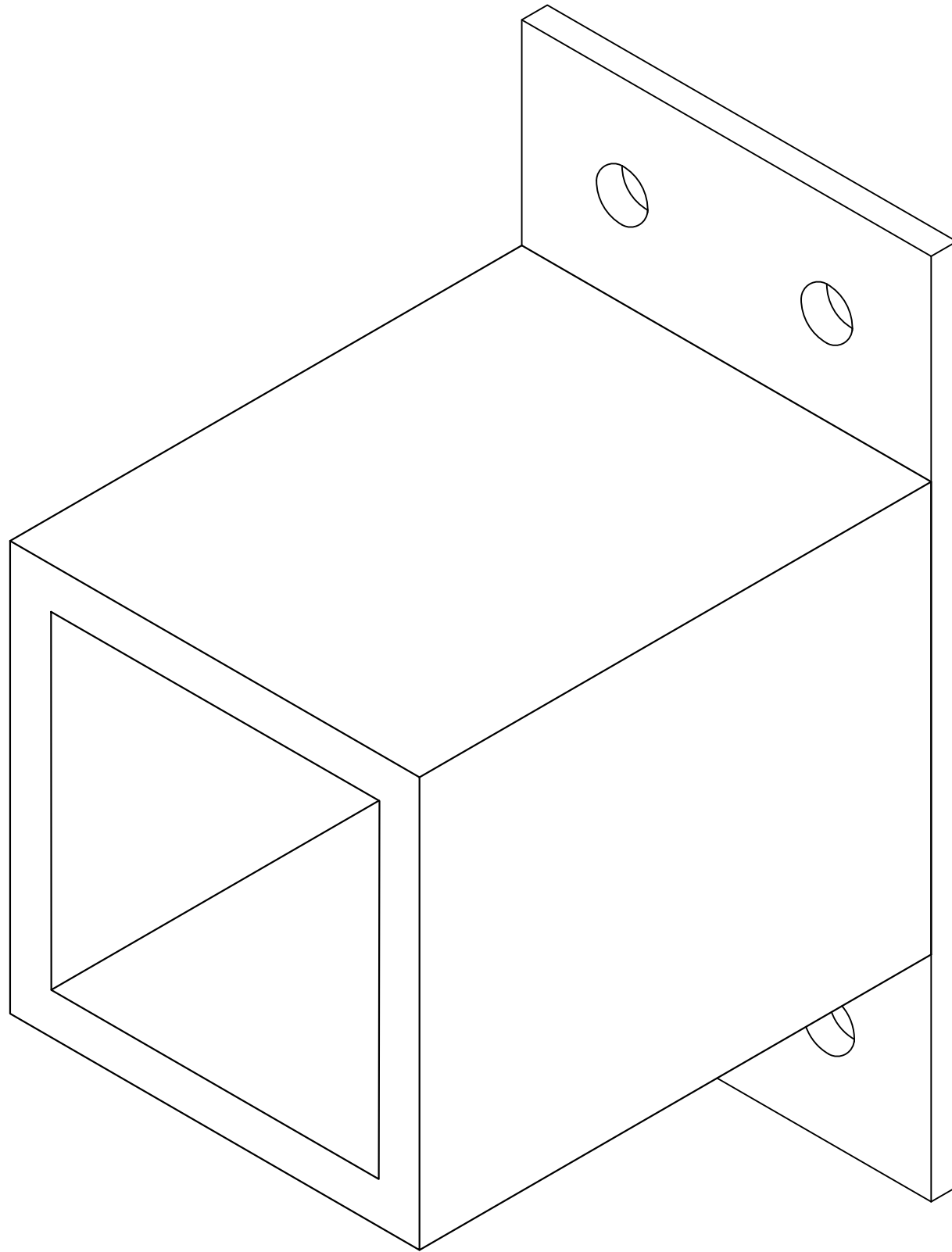
UNIDADES EN MM

<h3>Vista sección Ñ</h3>		Escala 1:30
		Nº <b>3.15</b>
<h2>Rocódromo</h2>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022	
	Sust a:	
Trabajo final de carrera		Sust por:



UNIDADES EN MM

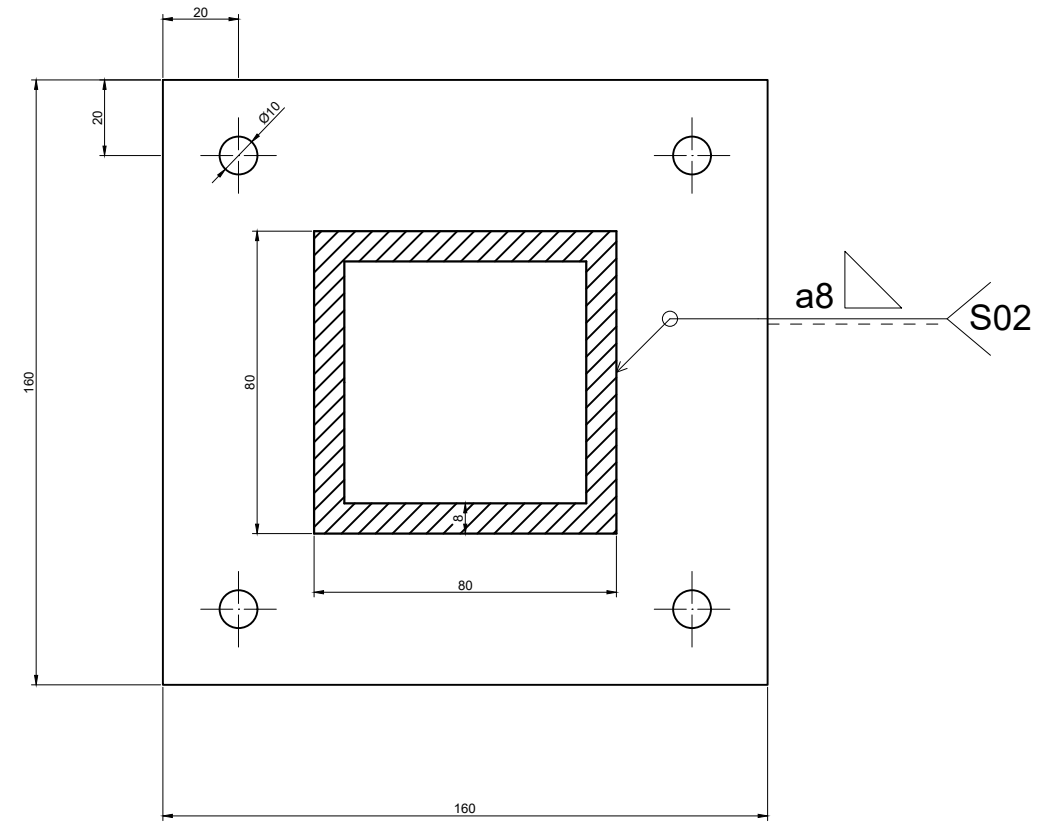
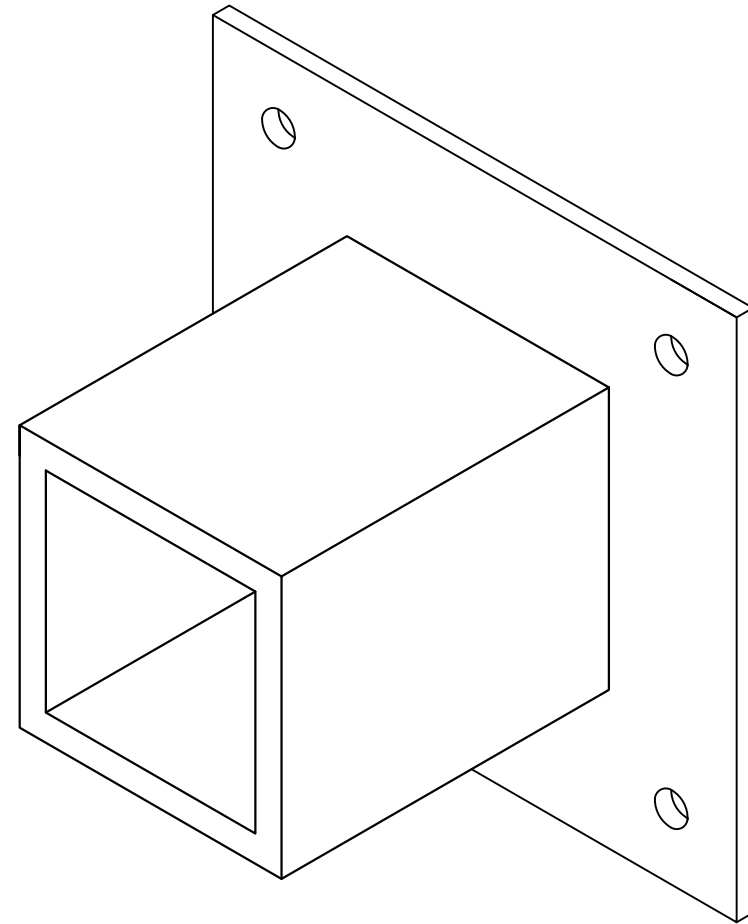
<b>Vista sección O</b>		Escala 1:30
		Nº <b>3.16</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	
	16-08-2022	
	Sust a:	Sust por:
		Trabajo final de carrera



**e=5mm**

UNIDADES EN MM

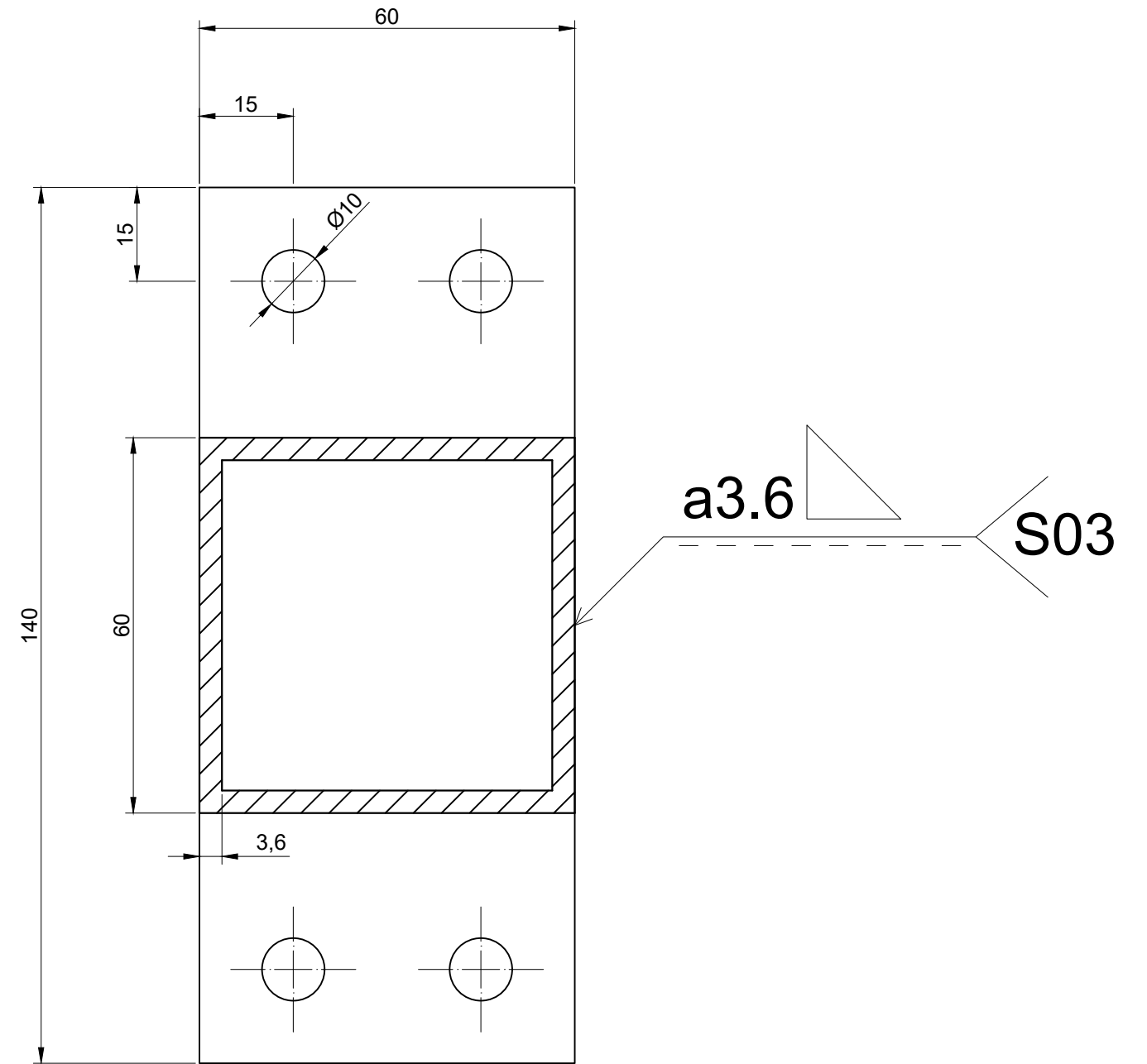
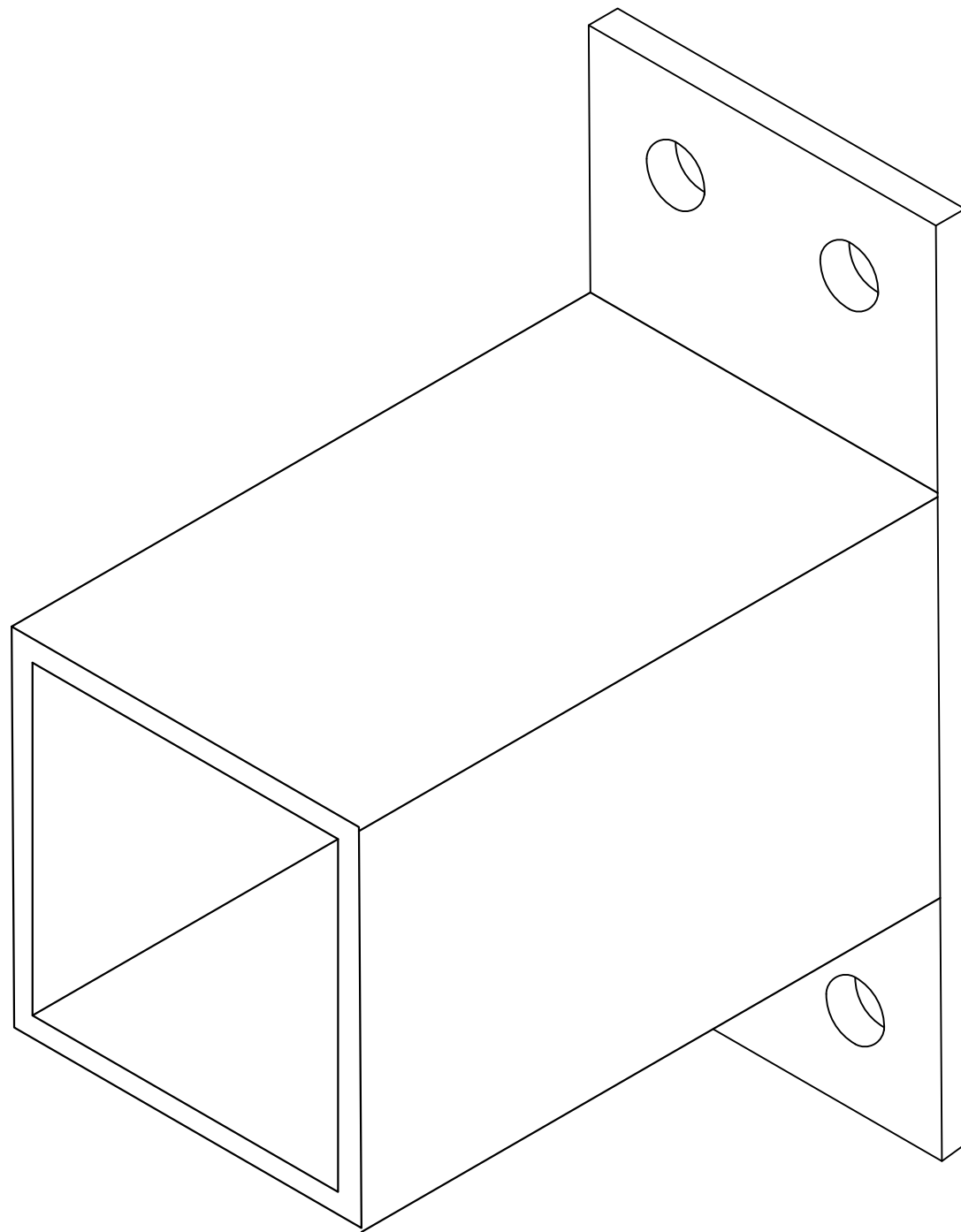
Detalle unión contrapesos-marco		Escala 1:1
		Nº 4.1
Rocódromo	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
		Sust a:
		Sust por:
		Trabajo final de carrera



e=5mm

UNIDADES EN MM

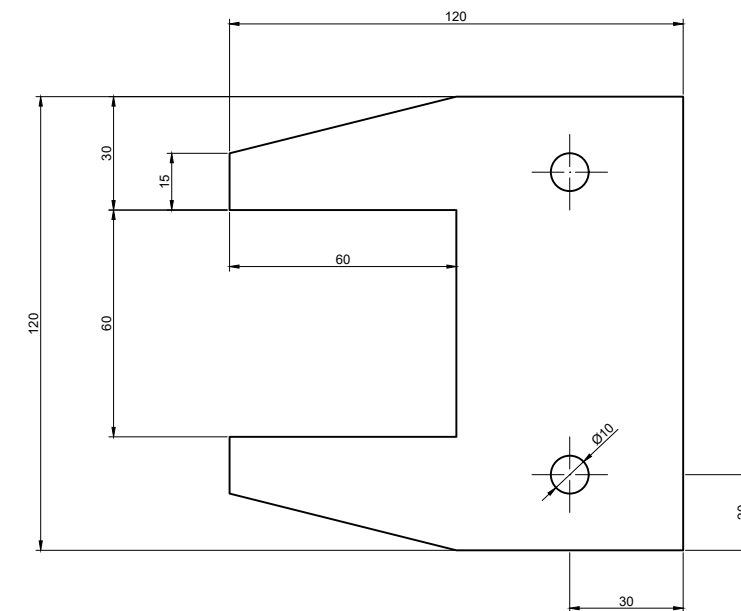
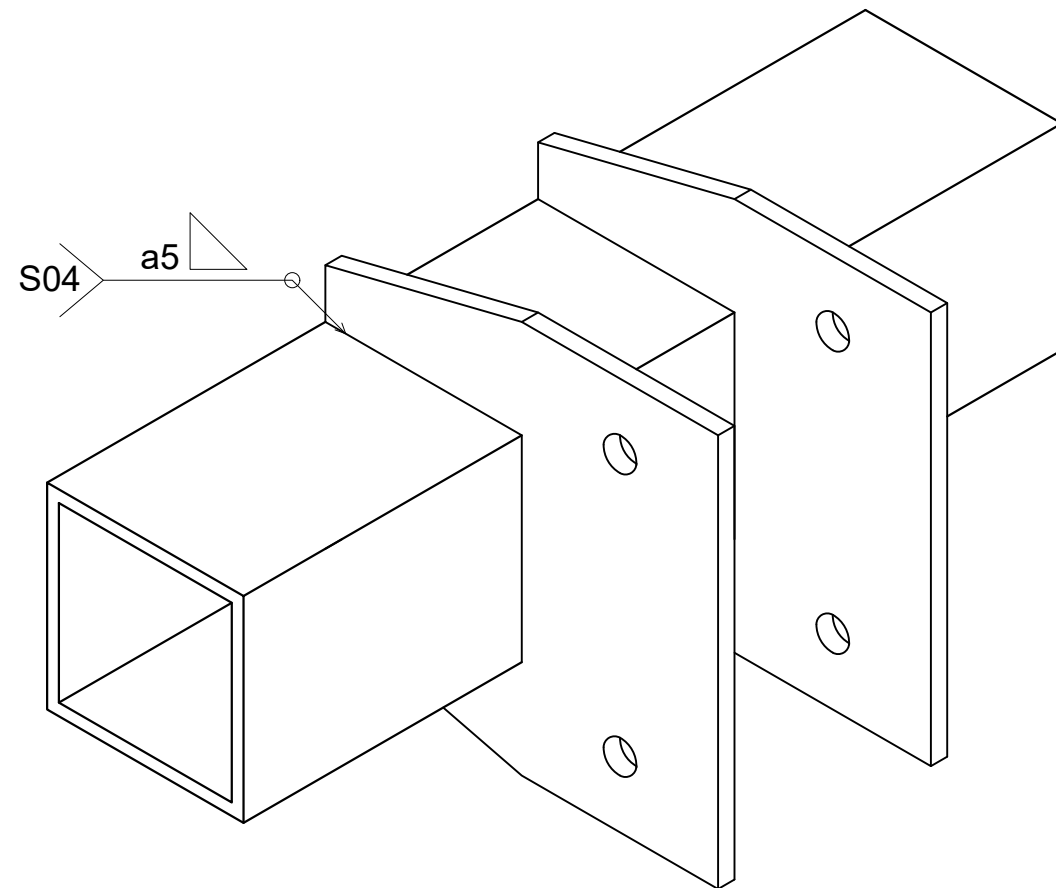
<b>Detalle unión contrapesos-estructura</b>		Escala 1:2
		Nº <b>4.2</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
		Sust a:
		Sust por:
	Trabajo final de carrera	



**e=5mm**

UNIDADES EN MM

<b>Detalle unión sección horizontal-marco</b>		Escala 1:1
		Nº <b>4.3</b>
<b>Rocódromo</b>	<b>Puerto Sempere, Antonio</b>	16-08-2022
	Trabajo final de carrera	Sust por:

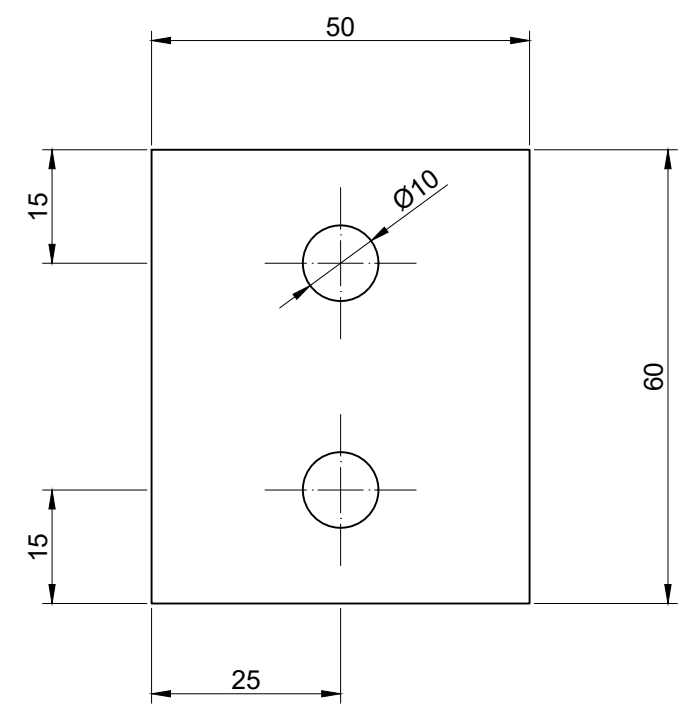
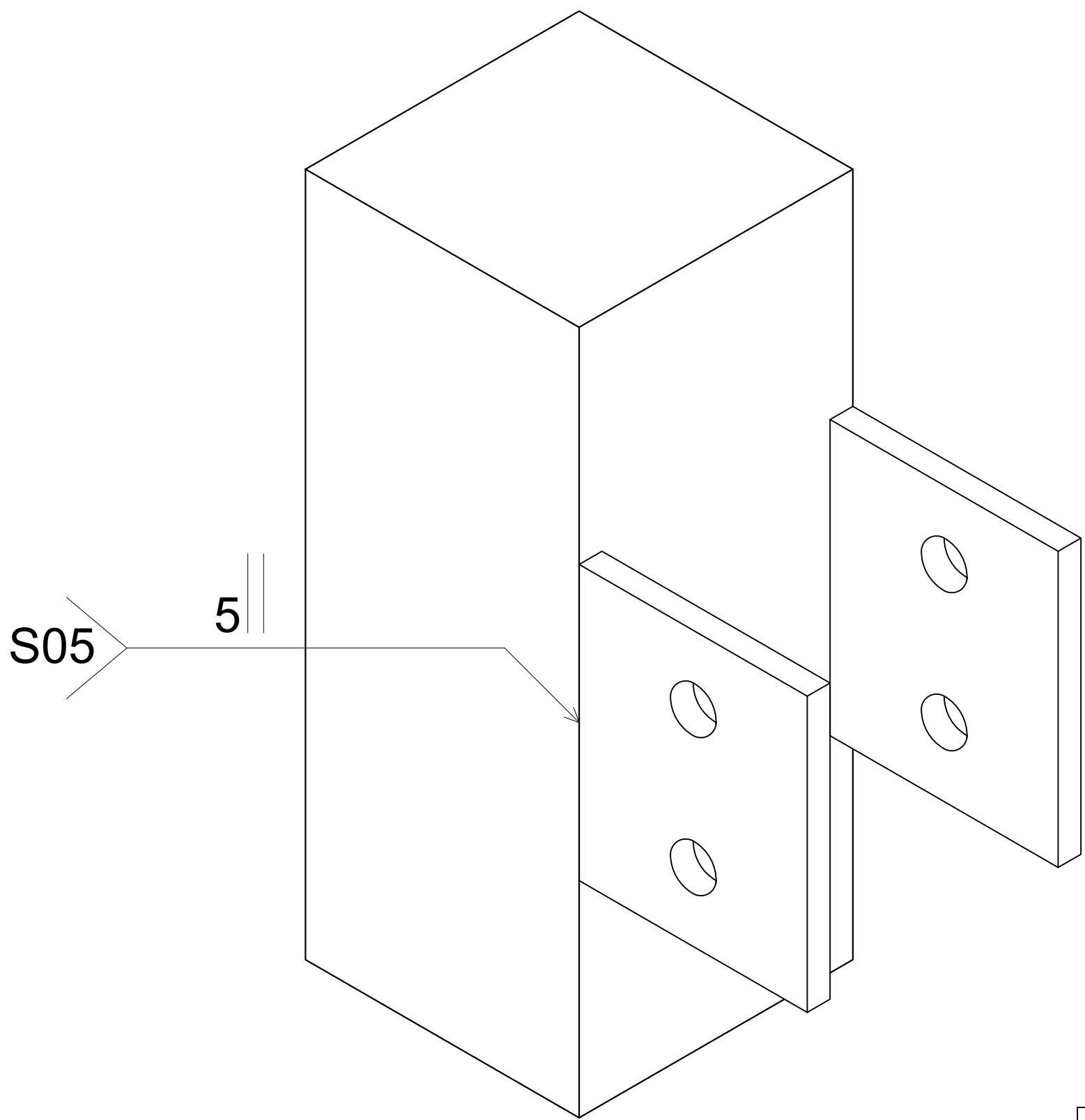


e=5mm

UNIDADES EN MM

Detalle unión perfil vertical-horizontal		Escala 1:2
		Nº 4.4
Rocódromo	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
		Sust a:
	Trabajo final de carrera	Sust por:





UNIDADES EN MM

<b>Detalle unión vertical-tirante</b>		Escala 1:1
		Nº <b>4.5</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
		Sust a:
	Trabajo final de carrera	Sust por:

## 6. Presupuesto

El presupuesto de este proyecto se va a elaborar considerando el coste de los elementos que componen la estructura. No se van a considerar el precio de las presas que se pueden emplear, ya que esos elementos quedarían determinados en función del bloque que decidieran establecer los *route setters*<sup>13</sup>. Sí se van a considerar, por tanto, todos los elementos metálicos de la estructura, los contrapesos, y un valor estimado de la mano de obra.

Para la elaboración del presupuesto es necesario conocer los metros totales empleados de cada sección, y el tratamiento que llevan. Conociendo esos detalles y empleando un software de cálculo de presupuestos con los precios que tienen las materias en el mercado, se obtiene el cálculo de presupuesto adjunto a continuación.

*Los costes de las materias han sido aportados por parte de proveedores que no serán citados según un acuerdo de confidencialidad, y con el único fin de obtener un precio estimado del producto. Estos precios pueden variar con las fluctuaciones del mercado, y no deben tomarse como un valor real de referencia a la hora de la adquisición privada de la materia.*

---

<sup>13</sup> Los *route setters* son aquellas personas que se encargan de diseñar y montar los bloques y circuitos a resolver por los escaladores.

<b>PERFILERÍA ACERO AL CARBONO</b>				
REFERENCIA	CANTIDAD	EUR	DESCRIPCIÓN	IMPORTE
Ø30x2 mm	83,5	2,03 €	METROS	169,51 €
	96	0,75 €	CORTE	72,00 €
80X80X8 mm	77,6	13,41 €	METROS	1.040,62 €
	32	1,00 €	CORTE	32,00 €
	64	0,60 €	BISELADO	38,40 €
60X60X3.6 mm	133,4	9,75 €	METROS	1.300,65 €
	22	0,80 €	CORTE	17,60 €
	44	0,50 €	BISELADO	22,00 €
CABLE Ø8	100	3,00 €	METROS	300,00 €
	1	5,00 €	CORTE	5,00 €
<b>SUBTOTAL ACERO</b>				<b>2.997,77 €</b>

<b>CARPINTERÍA</b>				
REFERENCIA	M2 TOTALES	EUR/M	TRATAMIENTO	SUBTOTAL
CONTRA. ABEDUL 20MM	59,4	40,00 €		2.376,00 €
			CORTE A MEDIDA	24,00 €
<b>SUBTOTAL CARPINTERIA</b>				<b>2.400,00 €</b>

<b>TORNILLERÍA</b>				
REFERENCIA	CANT.	EUR/UD	DESC.	IMPORTE
TUERCA ARAÑA	3000	0,25 €	20%	600,00 €
TOR. M8 ALLEN DIN912	350	0,30 €	0%	105,00 €
<b>SUBTOTAL TORNILLERIA</b>				705,00 €

<b>CEMENTO</b>				
REFERENCIA	M3 TOTALES	EUR/M3	DESC.	IMPORTE
MATERIAL	15	50,00 €	0%	750,00 €
MOLDES			0%	150,00 €
<b>SUBTOTAL CEMENTO</b>				900,00 €

<b>SOLDADURA</b>			EUR/H SOLDADURA:	<b>50,00 €</b>
REFERENCIA	CANT.	TIEMPO (H)	TOTAL H SOLDADURA	IMPORTE
PLETINA	168	0,08	14	700,00 €
MARCOS	16	0,25	4	200,00 €
<b>SUBTOTAL SOLDADURA</b>				900,00 €

<b>MONTAJE</b>			EUR/H MONTAJE:	<b>30,00 €</b>
REFERENCIA	CANT.	TIEMPO (H)	TOTAL H MONTAJE	IMPORTE
MO TUERCA ARAÑA	3000	0,01	25	750,00 €
<b>SUBTOTAL MONTAJE</b>				750,00 €

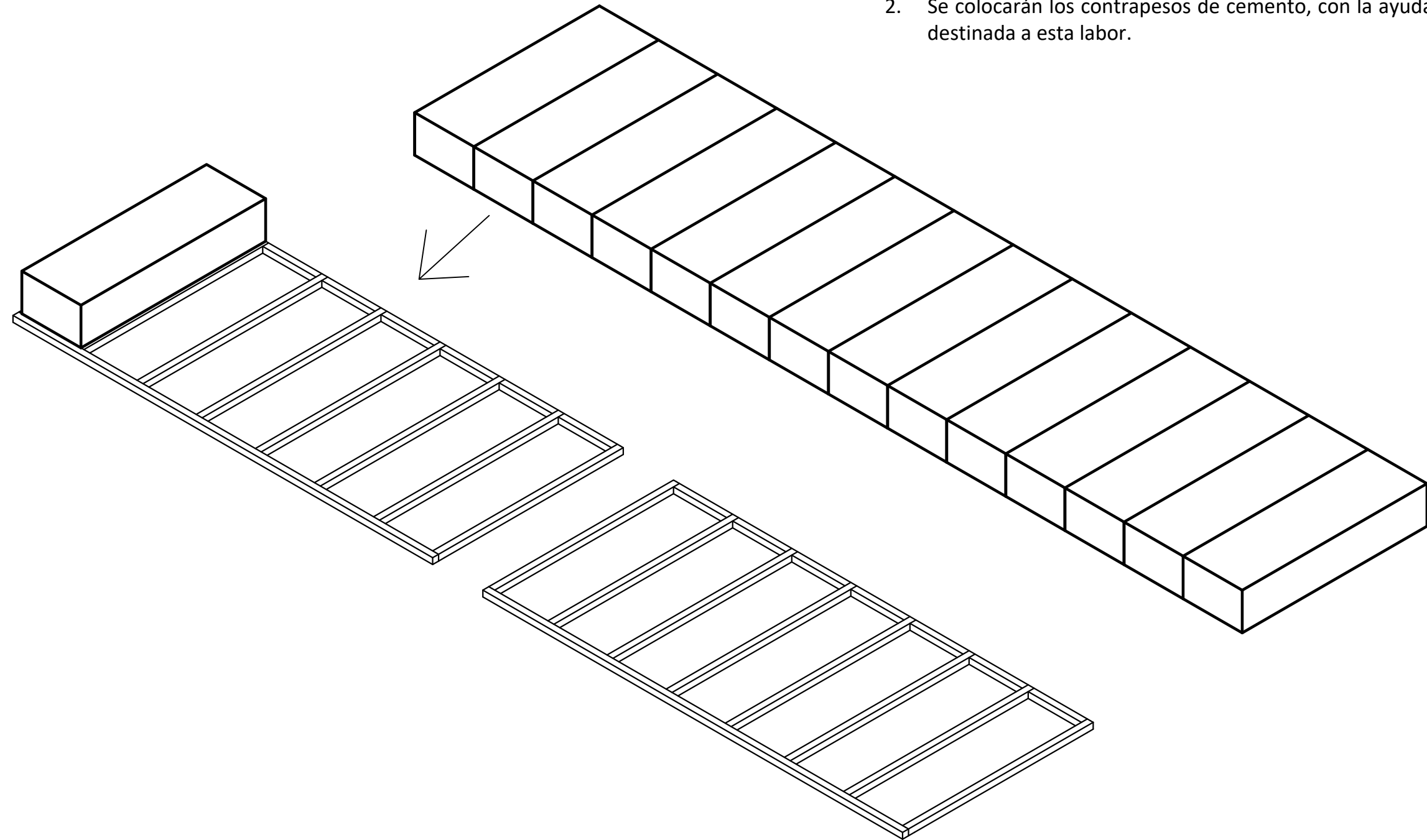
<b>COSTE PROYECTO</b>				
PROCESO	UD.	EUR/UD.	BENEFICIO	IMPORTE
PERFILERÍA	1	2.997,77 €	0%	2.997,77 €
CARPINTERÍA	1	2.400,00 €	0%	2.400,00 €
TORNILLERÍA	1	705,00 €	0%	705,00 €
CEMENTO	1	900,00 €	0%	900,00 €
SOLDADURA	1	900,00 €	0%	900,00 €
MONTAJE	1	750,00 €	0%	750,00 €
			<b>TOTAL</b>	8.652,77 €

7. Instrucciones de montaje

## 7. Instrucciones de montaje

Finalmente, se procede a explicar el procedimiento a seguir para un óptimo montaje de la estructura. Estas instrucciones, pese a no ser de obligado cumplimiento, facilitarán las labores de ensamblaje de la estructura.

1. Se recomienda ensamblar los perfiles horizontales que contendrán los contrapesos, atornillándolos entre sí, y colocando también los cáncamos a los que se unirán los cables de acero.
2. Se colocarán los contrapesos de cemento, con la ayuda de una máquina destinada a esta labor.

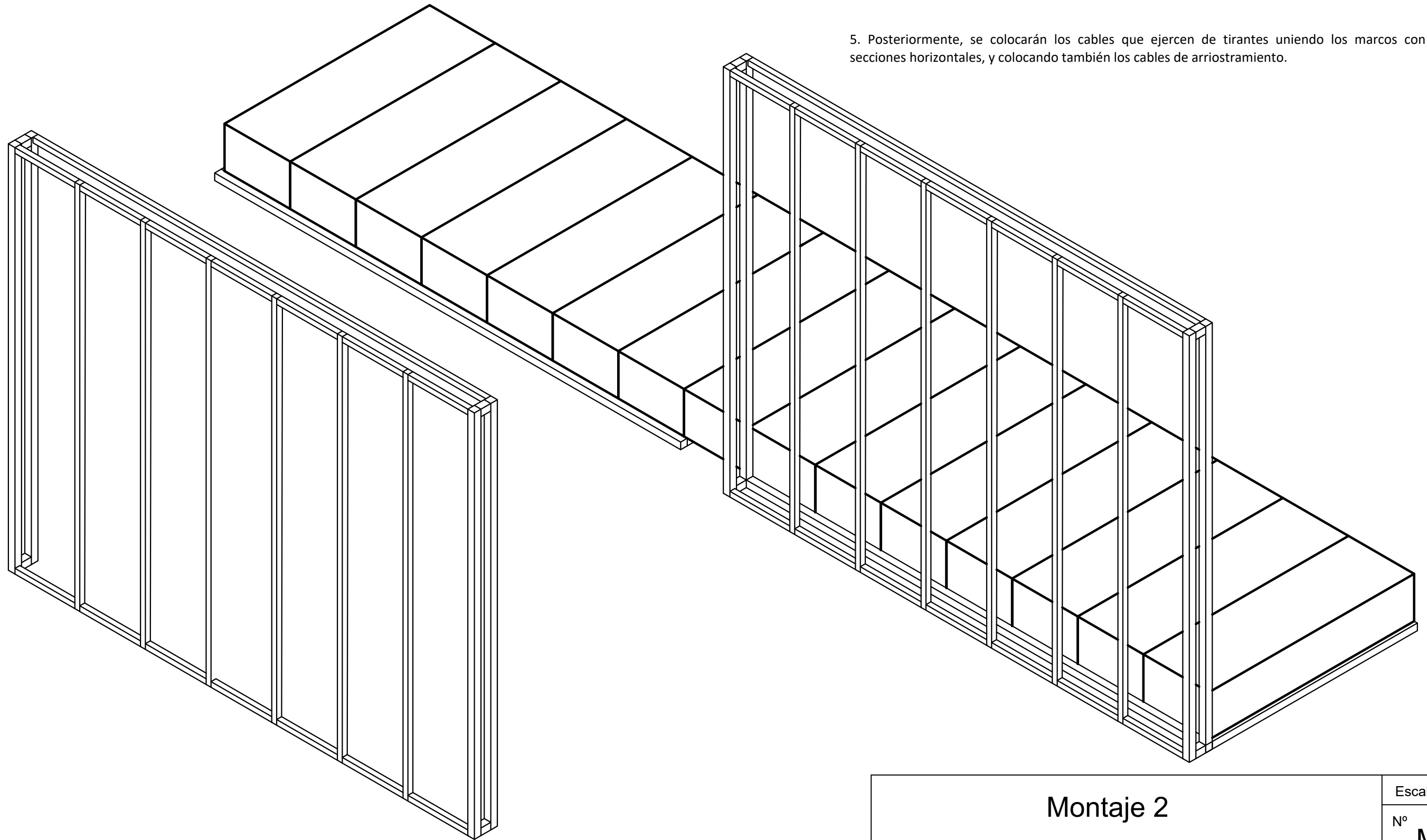


<b>Montaje 1</b>		Escala
		Nº <b>M1</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
	Trabajo final de carrera	Sust por:

3. Con las losas de cemento en posición, se montan los marcos de la estructura principal por separado, colocando la zona de marcos exteriores, y el entramado de perfiles verticales.

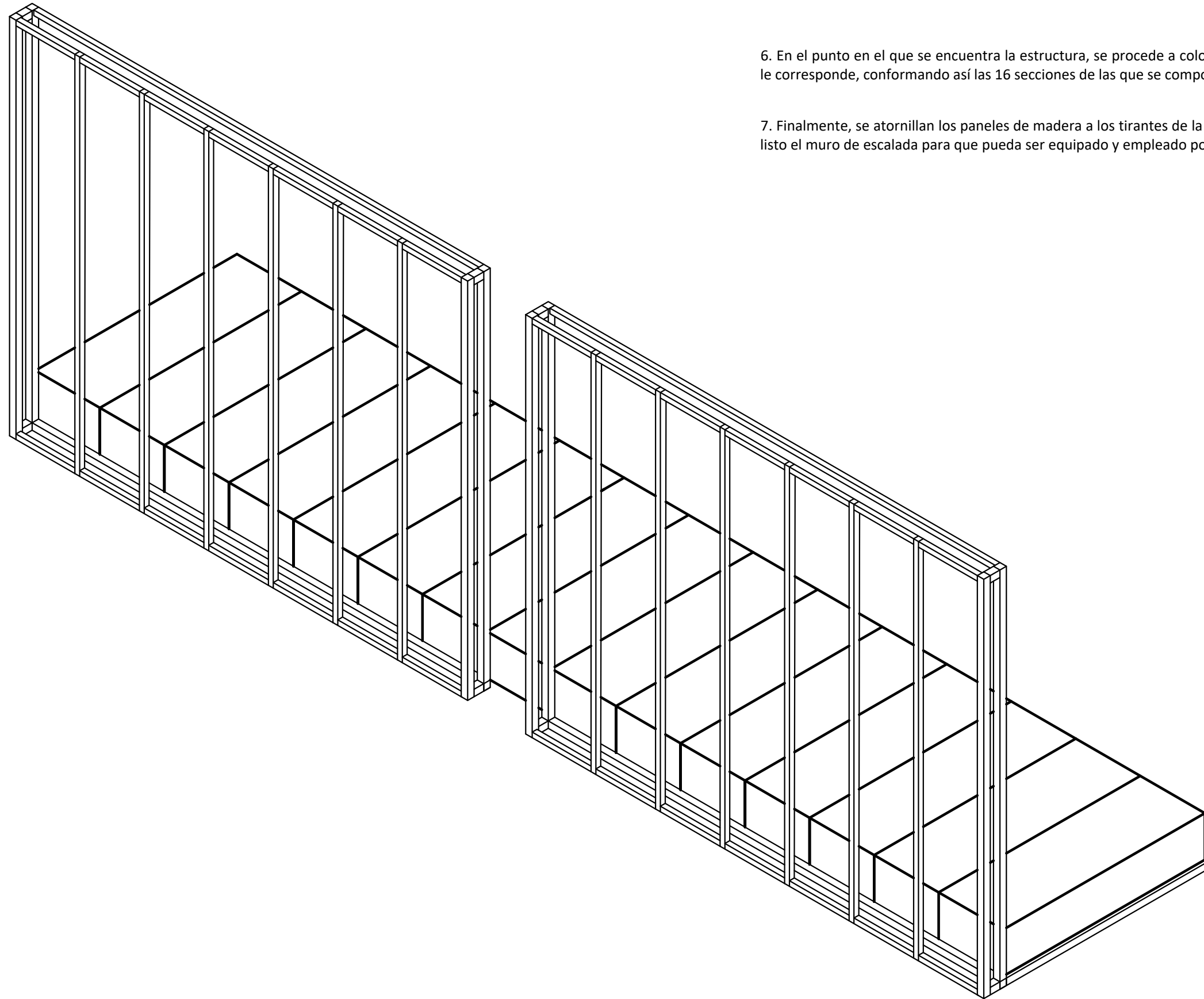
4. Se atornillarán los marcos a la zona con los contrapesos. Como las losas ya estarán en posición, se garantiza que no se producirá el vuelco de la estructura.

5. Posteriormente, se colocarán los cables que ejercen de tirantes uniendo los marcos con las secciones horizontales, y colocando también los cables de arriostramiento.



<b>Montaje 2</b>		Escala
		Nº <b>M2</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
		Sust a: Trabajo final de carrera
		Sust por:





6. En el punto en el que se encuentra la estructura, se procede a colocar cada tirante en el punto que le corresponde, conformando así las 16 secciones de las que se compone la estructura.

7. Finalmente, se atornillan los paneles de madera a los tirantes de la estructura principal, dejando así listo el muro de escalada para que pueda ser equipado y empleado por los deportistas.

<b>Montaje 3</b>		Escala
		Nº <b>M3</b>
<b>Rocódromo</b>	Puerto Sempere, Antonio	16-08-2022
	Trabajo final de carrera	Sust por:

## 8. ANEXO 1: ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Escalando en la vía "Patomas" 7b. ....	4
Fig. 2. Rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Valldigna. Foto cedida por Tono Llin. Fecha: 02/04/2022. ....	5
Fig. 3. Croquis de la geometría de la pared del rocódromo.....	6
Fig. 4. Distribución de taladros para fijación de las presas al tresbolillo .....	7
Fig. 5. Dimensiones y parámetros de tornillos Allen.....	8
Fig. 6. Tuercas araña.....	8
Fig. 7. Croquis estructura principal. La estructura mide 12 m de ancho, y 4.5 de alto. La separación entre montantes verticales es de 0.8 m. ....	9
Fig. 8. Croquis de un tirante. ....	10
Fig. 9. Numeración de los tirantes. ....	11
Fig. 10. Rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Valldigna. Foto cedida por Carlos Galiana. Fecha: 02/04/2022. ....	11
Fig. 11. Ámbitos de los tirantes, alzado. ....	12
Fig. 12. Cargas muertas asignadas a los extremos de los tirantes. ....	14
Fig. 13. Sobrecarga de uso asignada a los extremos de los tirantes. ....	17
Fig. 14. Mapa con las zonas de viento de España. ....	18
Fig. 15. Valores del coeficiente de exposición, $c_e$ .....	18
Fig. 16. Paramentos verticales. ....	19
Fig. 17. Acción del viento asignada al extremo de los tirantes. ....	22
Fig. 18. Configuración de los nudos para el cálculo de contrapesos.....	24
Fig. 19. Tabla de reacciones. ....	24
Fig. 20. Comprobación cálculo contrapesos.....	25
Fig. 21. Disposición de los esfuerzos en la estructura.....	26
Fig. 22. Tabla de esfuerzos máximos.....	27
Fig. 23. Catálogo comercial de cables de acero. ....	28
Fig. 24. Tabla de axiles. ....	29
Fig. 25. Estructura aplicando la deformación. ....	31
Fig. 26. Tablas de desplazamiento de puntos. ....	32
Fig. 27. Croquis unión marco.....	33
Fig. 28. Croquis área soldadura .....	33
Fig. 29. Croquis pletinas para tirantes.....	35
Fig. 30. Croquis soldadura pletinas para elementos verticales.....	36
Fig. 31. Croquis soldadura placa.....	37
Fig. 32. Cáncamo giratorio Crosby .....	42
Fig. 33. Figura 1 - Eje de las medidas de la zona de impacto en la base del muro de escalada, norma UNE-EN 12572-2 .....	44
Fig. 34. Rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Valldigna. Foto cedida por Fernando Pla. Fecha: 02/04/2022.....	45
Fig. 35. Figura 1 - Huella de una presa de escalada, norma UNE-EN 12572-3.....	46
Fig. 36. Figura 2 - Proporciones de las medidas de la presa, UNE-EN 12572-3 .....	47
Fig. 37. Escalador en el rocódromo desmontable del campeonato autonómica de Tavernes de la Valldigna.....	48

## 9. Bibliografía

### Software:

- SAP 2000 23
- AutoCAD 2020
- SolidEdge

### Normas:

- UNE-EN 12572-1: 2017; Requisitos de seguridad y métodos de ensayo para SAE con puntos de protección.
- UNE-EN 12572-2: 2017; Requisitos de seguridad y métodos de ensayo de los muros de escalada.
- UNE-EN 12572-3: 2017; Requisitos de seguridad y métodos de ensayo para presas de escalada.
- UNE-EN 1991-1-4: 2018; Acciones generales; Acciones de viento.

### Rocódromos visitados:

- EL BUNKER, Valencia.
- Vents, Muntanya i Natura, Valencia.
- Natural Climb, Valencia.
- Nanga Parbat Centro de escalada, Alcoi.
- Rocódromo municipal, Ontinyent.
- Rocódromo municipal, Banyeres de Mariola.
- Masía de Tous, La Pobla de Vallbona.
- Rocódromo de competición de la FEMECCV.