



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE UN PABELLÓN POLIDEPORTIVO

MES – F0022

Carbonell Leal, Carlos

07/07/2016

RESUMEN

CASTELLANO

El objeto del trabajo es el diseño y cálculo de la estructura de un pabellón polideportivo, que se ha situado en Mislata (Valencia) con el fin de tener una localización real a la hora de determinar los condicionantes ambientales que afecten al proyecto.

Estructuralmente se ha resuelto todo el proyecto con estructura metálica para los elementos lineales (vigas, soportes y cerchas), placas alveolares para los forjados de planta y paneles sándwich para la cubierta ligera del pabellón polideportivo.

El programa, además de contar con un pabellón cubierto de triple uso, consta de dos pistas exteriores y de los servicios relacionados con éstas (vestuarios, aseos, almacenes y cuartos de instalaciones). Se ha dotado a la instalación de una cafetería, una sala de musculación, una sala de prensa y múltiples oficinas para los clubes deportivos.

La idea del proyecto es generar un espacio cómodo y privado para los deportistas a la vez que resulta fácil y accesible para el espectador. Por ello ambos accesos (acceso principal a través del patio y acceso posterior procedente del aparcamiento) se reúnen en el vestíbulo principal que articula el edificio y desde el cual el usuario (espectador o deportista) puede acceder a cualquiera de las dependencias del complejo.

La modulación de la estructura ha sido clave para alcanzar un resultado satisfactorio del cálculo, ya que ha simplificado el proceso sin reducir la calidad arquitectónica del complejo, generándose así un proyecto que combina la estructura vista en los espacios públicos y ocultándola allá donde ésta es más susceptible de sufrir deterioros.

ENGLISH

The objective of this Final Work Degree is the design and the calculation of the structure of a sports centre, which is settled in Mislata, Valencia so as to have a real location which will help to determinate the environmental conditions that could concern the project.

Structurally, the entire project has been provided with a metallic structure for line elements (beams, supports and trusses), hollow cores for floors and sandwich panels for the light roof of the sports court.

The sports centre may consist of one covered court and two outside courts plus all the spaces that are necessary for the correct performance of the complex (locker rooms, toilets, warehouses and multiple room facilities). The sports centre has been outfitted with a bar, a gym, a press room and some offices for sports clubs.

The aim of the project is to generate a private and comfortable space for athletes that it is easy and accessible for spectators at the same time. For that reason, both entrances (the main entrance through the yard and the rear access from the parking) meet at the hall, which articulates the building and from which the user (either spectator or athlete) would be able to arrive at all the rooms of the complex.

Modulating the structure has been essential to approach a satisfactory result of the calculation because it has contributed to simplify the process without reducing the architectural quality of the sports centre, what has also lead to the creation of a project that combines a non-hidden structure in public areas and its concealment wherever it is more susceptible to be damaged.

VALENCIÀ

L'objecte d'aquest treball és dissenyar i calcular l'estructura d'un pavelló poliesportiu, que es troba situat a Mislata (València) amb la finalitat de tindre una ubicació real a l'hora de determinar els condicionants ambientals que interactuen amb el projecte.

Estructuralment la instal·lació s'ha resolt mitjançant l'ús d'estructura metàl·lica per als elements finits (bigues, suports i cintres), plaques alveolars per als forjats de planta i panels Sandwich per a la coberta lleugera del pavelló poliesportiu.

El programa, a més de comptar amb un pavelló cobert de triple ús, consta de dues pistes exteriors i dels serveis relacionats amb aquestes (vestuaris, lavabos, magatzems i quarts d'instal·lacions). S'ha inclòs a la instal·lació una cafeteria, una sala de musculació, una sala de premsa i múltiples oficines per als clubs esportius.

La idea del projecte és generar un espai agradable i privat per als esportistes, a la vegada que resulta fàcil i accessible per a l'espectador. És per això que tot dos accessos (accés principal a través del pati i accés posterior provinent de l'aparcament) es reuneixen al vestíbul principal que articula l'edifici i des del qual l'usuari (espectador o esportista) pot accedir a qualsevol de les dependències del complex.

La modulació de la estructura ha sigut clau per aconseguir un resultat satisfactori del càlcul, ja que ha simplificat el procés sense reduir la qualitat arquitectònica del complex, generant-se un projecte que combina l'estructura vista als espais públics i ocultant-la allà on aquesta es més susceptible de sofrir deterioraments.

PALABRAS CLAVE

CASTELLANO – PALABRAS CLAVE

PABELLÓN POLIDEPORTIVO

ESTRUCTURA METÁLICA

PLACAS ALVEOLARES

CÁLCULO ESTRUCTURAL

MODELO SAP2000

ENGLISH – KEY WORDS

SPORTS CENTRE

METALLIC STRUCTURE

HOLLOW CORES

STRUCTURAL CALCULATION

SAP2000 MODEL

VALENCIÀ – PARAULES CLAU

PAVELLÓ POLIESPORTIU

ESTRUCTURA METÀL·LICA

PLAQUES ALVEOLARS

CÀLCUL ESTRUCTURAL

MODEL SAP2000

AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de este trabajo no habría sido posible sin la ayuda de Luisa Basset, tutora, que ha demostrado tener más paciencia que un santo y una implicación digna de mención en su labor. No puedo más que agradecerle toda la ayuda que me ha aportado y ha sido un verdadero placer aprender de una gran persona y gran profesional como ella.

También cabe mencionar la ayuda de Jesús Montejano y Neus Roso, quienes han resuelto todas las dudas e inconvenientes que el programa SAP2000 ha generado durante el desarrollo del trabajo.

Sería injusto no mencionar la inestimable ayuda de mi padre y de una fantástica estudiante de traducción como es Paloma Vega, quienes han colaborado en la redacción de los textos en valenciano e inglés, demostrando sus conocimientos una vez más.

Mencionar la ayuda que la cúpula directiva del Club Balonmano Mislata ha aportado en la generación de un programa que se adapta a las necesidades reales de la ciudad y de sus deportistas. Contar con un programa lo más cercano posible a las necesidades reales ha sido una de las premisas principales a la hora de diseñar todo el pabellón polideportivo.

Y por último y no menos importante a mi madre, quien ha estado pegada al teléfono preguntando cada 2 horas como avanzaba el trabajo, y en general a todas esas personas que han sufrido a mi lado sabiendo lo importante que era para mí finalizar de forma positiva el proyecto.

ÍNDICE

RESUMEN	1
CASTELLANO.....	1
ENGLISH.....	2
VALENCIÀ.....	3
PALABRAS CLAVE	4
CASTELLANO – PALABRAS CLAVE.....	4
ENGLISH – KEY WORDS.....	4
VALENCIÀ – PARAULES CLAU.....	4
AGRADECIMIENTOS	5
ÍNDICE	6
OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	9
OBJETIVOS.....	9
METODOLOGÍA.....	9
INTRODUCCIÓN Y REFERENCIAS	10
PABELLÓN POLIDEPORTIVO LA ROCA DEL VALLÈS – RICARD BALCELLS.....	10
PABELLÓN POLIDEPORTIVO LA BOSCA BURRIANA – ARQUIDOS.....	11
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	12
LOCALIZACIÓN.....	12
PLANTAS.....	14
ALZADOS Y SECCIONES.....	15
PROGRAMA.....	¡Error! Marcador no definido.
MEMORIA CONSTRUCTIVA	16
ESTIMACIÓN DE CARGAS	18
PÓRTICO 1 y PÓRTICO 2 – HALL Y VESTUARIOS PISTAS EXTERIORES.....	18
CARGAS PERMANENTES (G).....	18
CARGAS VARIABLES (Q).....	18
SOBRECARGA DE NIEVE.....	18
SOBRECARGA DE VIENTO – HORIZONTAL.....	19
SOBRECARGA DE VIENTO – VERTICAL.....	19
PÓRTICO 3 – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO.....	20
CARGAS PERMANENTES (G).....	20
CARGAS VARIABLES (Q).....	20
SOBRECARGA DE NIEVE.....	20
SOBRECARGA DE VIENTO – HORIZONTAL.....	21
SOBRECARGA DE VIENTO – VERTICAL.....	21

PÓRTICO 4 – PABELLÓN CUBIERTO	22
CARGAS PERMANENTES (G)	22
CARGAS VARIABLES (Q).....	22
SOBRECARGA DE NIEVE.....	22
SOBRECARGA DE VIENTO - HORIZONTAL.....	23
SOBRECARGA DE VIENTO - VERTICAL.....	24
PREDIMENSIONADO. FASE I – NÚMEROS RÁPIDOS.....	25
PÓRTICO 1 Y PÓRTICO 2 – HALL Y VESTUARIOS PISTAS EXTERIORES	25
CÁLCULO DE VIGAS	26
CÁLCULO DE SOPORTES	29
DIMENSIONADO DE ZUNCHOS.....	33
TABLA RESUMEN PREDIMENSIONADO	33
PÓRTICO 3 – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO	34
CÁLCULO DE VIGAS	34
CÁLCULO DE SOPORTES	36
DIMENSIONADO DE ZUNCHOS.....	37
TABLA RESUMEN PREDIMENSIONADO	37
PÓRTICO 4 – PABELLÓN CUBIERTO	38
CÁLCULO DE LA CERCHA.....	38
CÁLCULO DE VIGAS	43
CÁLCULO DE SOPORTES	44
CÁLCULO DE ZUNCHOS.....	47
TABLA RESUMEN PREDIMENSIONADO	49
RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE I.....	50
PREDIMENSIONADO. FASE II – COMPROBACIÓN EN SAP2000	51
PÓRTICOS 1 Y 2 – HALL Y VESTUARIOS PISTAS EXTERIORES	51
COMPROBACIÓN ELU	51
COMPROBACIÓN ELS.....	52
COMPROBACIÓN DESPLOME LATERAL	61
PÓRTICOS 3 – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO	65
COMPROBACIÓN ELU	65
COMPROBACIÓN ELS.....	65
COMPROBACIÓN DESPLOME LATERAL	68
PÓRTICOS 4 – PABELLÓN CUBIERTO	69
COMPROBACIÓN ELU	69
COMPROBACIÓN ELS.....	70
COMPROBACIÓN DESPLOME LATERAL	74
RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE II.....	79

DIMENSIONADO EN SAP2000	80
BLOQUE I – HALL Y VESTUARIOS EXTERIORES	80
VISTA EXTRUIDA.....	80
COMPROBACIÓN ELU	81
COMPROBACIÓN ELS.....	85
Desplome Lateral.....	97
BLOQUE II – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO	99
VISTA EXTRUIDA.....	99
COMPROBACIÓN ELU	100
COMPROBACIÓN ELS.....	102
Desplome Lateral.....	106
BLOQUE III – PABELLÓN CUBIERTO	108
VISTA EXTRUIDA.....	108
COMPROBACIÓN ELU	109
COMPROBACIÓN ELS.....	111
Desplome Lateral.....	121
Comprobación Succión	125
RESUMEN DIMENSIONADO FINAL.....	125

OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

OBJETIVOS

Tal y como se ha mencionado previamente, el objetivo de este trabajo es el correcto diseño y cálculo de la estructura de un pabellón polideportivo y de todas las dependencias necesarias para el correcto funcionamiento de la instalación.

Durante el proceso de cálculo, aspectos como el predimensionado y el manejo de programas de cálculo como SAP2000 han sido objeto de estudio (o recordatorio), aumentando así los conocimientos del alumno en esta área.

METODOLOGÍA

Los pasos que se han seguido para el desarrollo del trabajo han sido los siguientes:

- Elaborar el programa de necesidades.
- Búsqueda y análisis de referentes que sirvan como punto de partida en el diseño del conjunto.
- Determinar los elementos estructurales que se van a emplear con el objetivo de facilitar el diseño del pabellón.
- Diseño del pabellón polideportivo y de todos los espacios incluidos en él, teniendo en cuenta aspectos como los recorridos, espacios para instalaciones y recorridos de evacuación de emergencia.
- Establecer la materialidad de pavimentos, cerramientos, mobiliario, cubiertas, etc. Con el fin de facilitar la estimación de cargas.
- Realizar la estimación de cargas necesaria para el predimensionado a partir de la materialidad establecida.
- Predimensionado a mano de los elementos estructurales (soportes, vigas, zunchos y cerchas).
- Comprobar los pórticos (elementos planos) en SAP2000.
- Generar el modelo 3D del pabellón polideportivo e insertarlo en SAP2000, junto con su materialidad y las cargas que intervienen.
- Obtención de resultados y análisis de los mismos.

INTRODUCCIÓN Y REFERENCIAS

PABELLÓN POLIDEPORTIVO LA ROCA DEL VALLÈS – RICARD BALCELLS



Imagen 1. PATIO ACCESO PABELLÓN LA ROCA DEL VALLÈS

El pabellón polideportivo de la Roca del Vallès es obra del arquitecto Ricard Balcells y fue construido en el año 2007. Consta de casi 4.000m² y su programa alberga, además de la pista triple divisible en 5 espacios, de gimnasio, salas de musculación, gradas para 800 personas y un vestíbulo con bar restaurante para el complejo.



Imagen 2. VESTÍBULO PABELLÓN LA ROCA DEL VALLÈS

La elección de este referente está basada en múltiples aspectos como son, en primer lugar, la similitud de la estructura planteada, y en segundo lugar, la calidad espacial del complejo que hace al visitante una estancia más agradable durante su visita. La simplicidad de la estructura permite un análisis sencillo y el completo programa del polideportivo son motivos más que suficientes para tener en cuenta esta obra.



Imagen 3. PISTA TRIPLE USO PABELLÓN LA ROCA DEL VALLÈS

PABELLÓN POLIDEPORTIVO LA BOSCA BURRIANA – ARQUIDOS



Imagen 4. EXTERIOR PABELLÓN LA BOSCA

El pabellón polideportivo de la Bosca (Burriana) es obra del grupo Arquidos (J. M^º Gordi, Jordi Jané, Anna Fumadó, Francesc Puig) y fue construido en el año 2010. Consta de 3.300m² y su programa alberga, además de la vieja pista del pabellón de la Bosca, una nueva pista interior, una pista exterior en cubierta, múltiples vestuarios, salas de musculación y una grada retráctil.



Imagen 5. PISTA TRIPLE USO PABELLÓN LA BOSCA

La elección de este referente está basada en la calidad espacial del propio pabellón, especialmente en la pista polideportiva, donde el cerramiento de vidrio en planta baja proporciona una iluminación especial durante los juegos. Además, la cubierta de la nueva pista se ha resuelto con una cubierta ligera de panel sándwich sobre cercha metálica, al igual que se va a plantear en este ejercicio.



Imagen 6. ACCESO PEATONAL PABELLÓN LA BOSCA

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

LOCALIZACIÓN



Imagen 7. PLANO AÉREO MISLATA

Se ha tomado la decisión de ubicar el pabellón polideportivo en la ciudad de Mislata, como se ha indicado previamente, concretamente en la zona noroeste de la localidad, donde se está expandiendo actualmente el municipio. Se adjunta la información básica de la parcela seleccionada.

Datos del Bien Inmueble	
Referencia catastral	1835305YJ2713N0001XH
Localización	SC QUINT II 1(E) Suelo 46920 MISLATA (VALENCIA)
Clase	Urbano
Coefficiente de participación	100,000000 %
Uso	Suelo sin edif.

Datos de la Finca en la que se integra el Bien Inmueble		
	Localización	SC QUINT II 1(E) MISLATA (VALENCIA)
	Superficie gráfica parcela	30.603 m ²
	Tipo Finca	Suelo sin edificar

Tabla 1. DATOS URBANÍSTICOS PARCELA

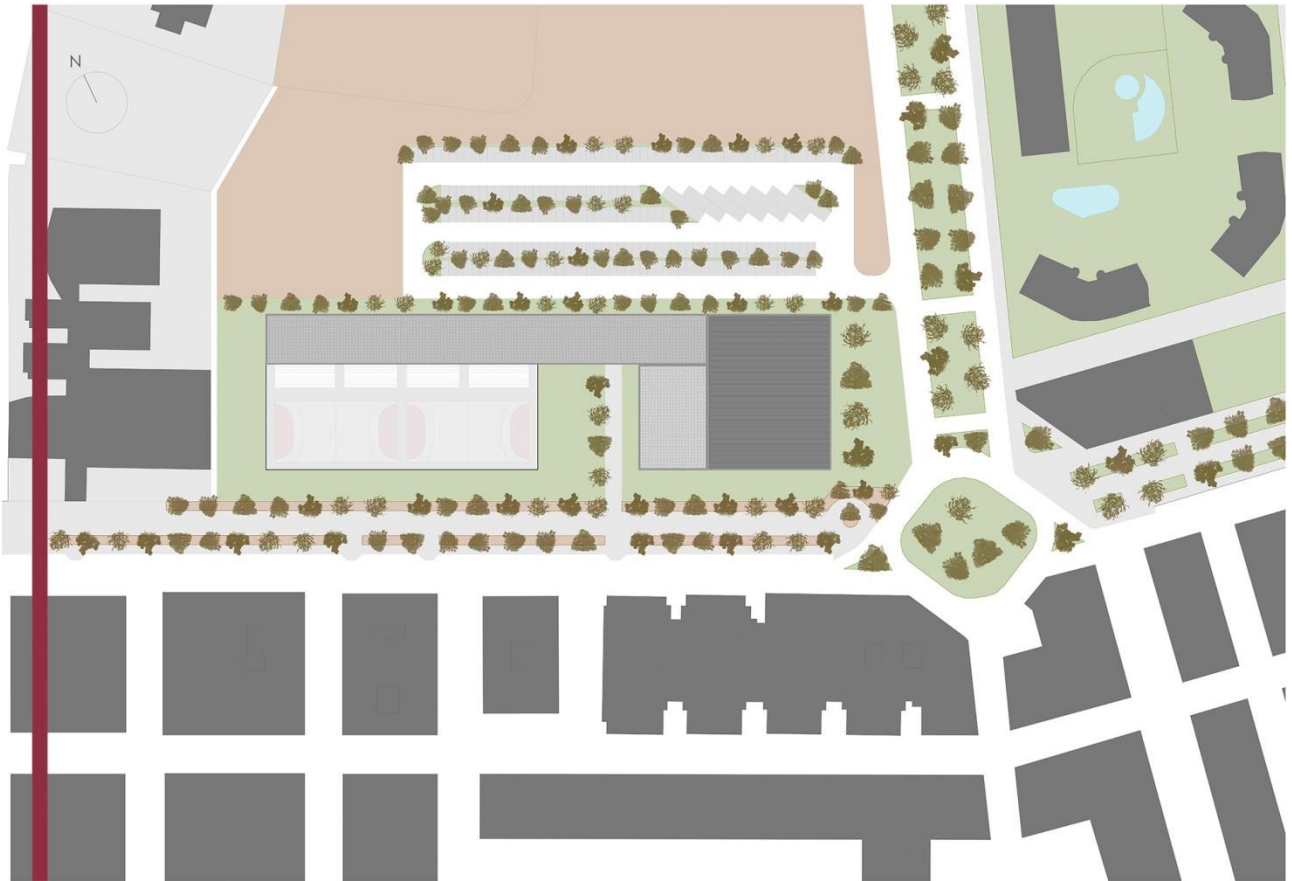


Imagen 8. PLANO DE ENTORNO

PLANTAS



Imagen 9. PLANTA BAJA

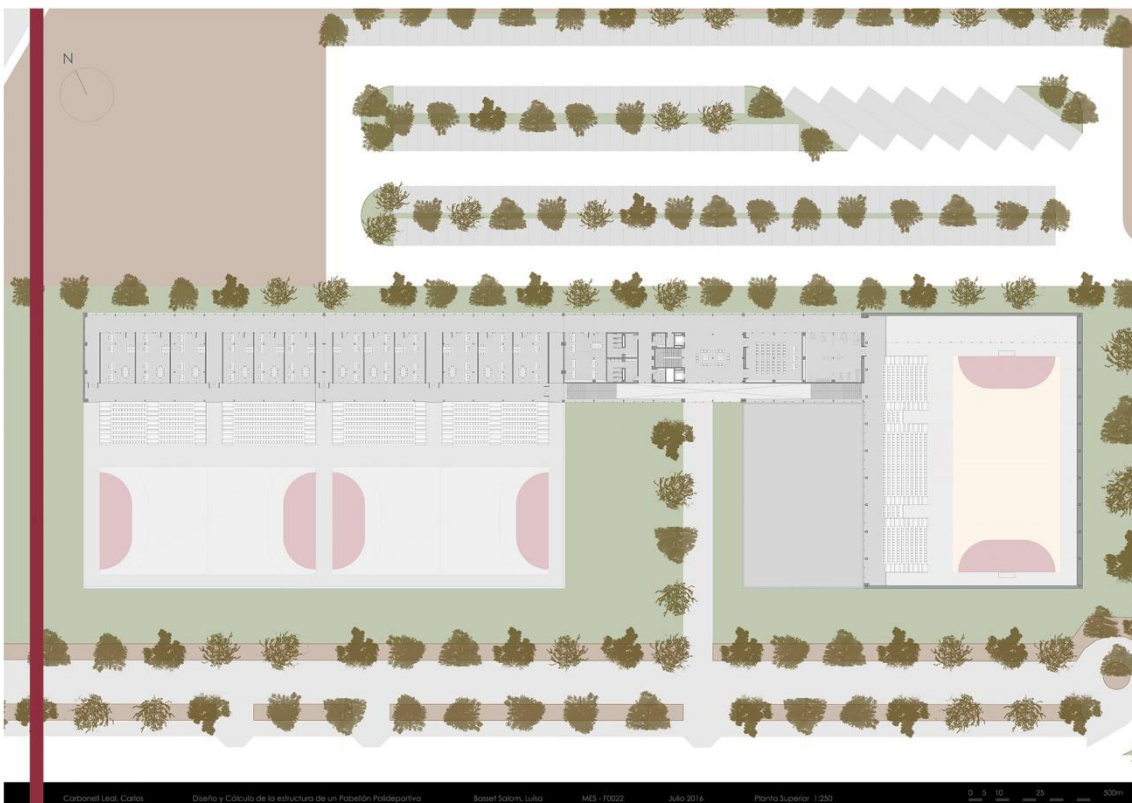


Imagen 10. PLANTA PRIMERA

ALZADOS Y SECCIONES

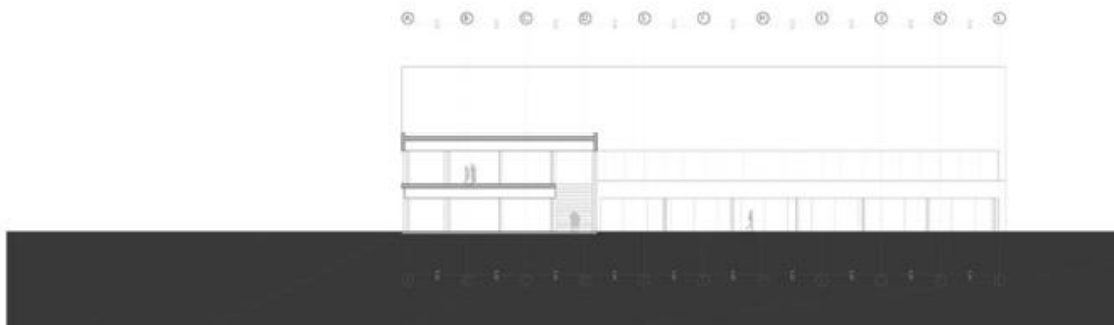


Imagen 11. SECCIÓN LONGITUDINAL



Imagen 12. SECCIÓN TRANSVERSAL

MEMORIA CONSTRUCTIVA

ESTRUCTURA

La estructura se ha resuelto mediante un sistema de pórticos unidireccionales modulados de luz máxima 5,7m y alturas entre forjados de 4m (altura libre de 2,8m).

Para la estructura metálica se ha empleado **Acero S-275**, empleando perfiles **TIPO TUBO** para los soportes y las cerchas y perfiles **IPE** para las vigas y zunchos, unidos todos ellos mediante soldadura.

Los forjados se han resuelto mediante losa alveolar ($e=25\text{cm}$) de hormigón **HP-40** según indicaciones del fabricante (se ha tomado como punto de partida para el cálculo del canto las gráficas de cálculo de *Hormipresa*) y capa de compresión ($e=5\text{cm}$) de **HA-25**. Éstas apoyan sobre las alas de las vigas y como se muestra en el siguiente detalle.

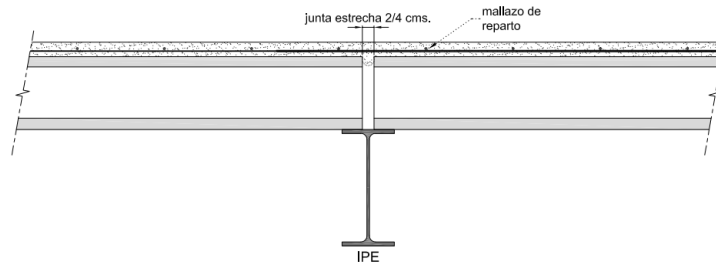


Imagen 13. DETALLE CONSTRUCTIVO APOYO PLACA ALVEOLAR SOBRE PERFIL IPE

CERRAMIENTOS

Dentro del conjunto del pabellón polideportivo se distinguen dos zonas: el bloque del pabellón cubierto (Bloque III) y el resto de dependencias sirvientes (Bloques I y II).

El bloque I se ha resuelto mediante muro cortina de vidrio (fachada norte), doble hoja de albañilería ($e=25\text{cm}$) de ladrillo caravista en la fachada oeste y una solución mixta de las anteriores para la fachada sur.

Por su parte el bloque II se ha resuelto con un sistema metálico modulado de carpinterías correderas en su fachada oeste protegidas por mallorquinas correderas de madera, y una doble hoja de albañilería ($e=25\text{cm}$) en su fachada sur.

Para el bloque III se ha optado por un sistema de fachada ligera ventilada, acabada en su exterior mediante paneles sándwich y en su interior con una hoja de paneles de yeso revestidos.

La tabiquería del conjunto se ha resuelto mediante un sistema de compartimentación prefabricado con estructura metálica y acabado enlucido, revestido en madera o cerámica vidriada (zonas húmedas).

Todas las carpinterías del conjunto (tanto las exteriores como las empleadas para la compartimentación interior) son metálicas de aluminio anodizado.

CUBIERTAS

Las cubiertas de los bloques I y II se han resuelto con un sistema de cubierta plana invertida no ventilada con acabado de gravas (no transitable, solo accesible para mantenimiento).

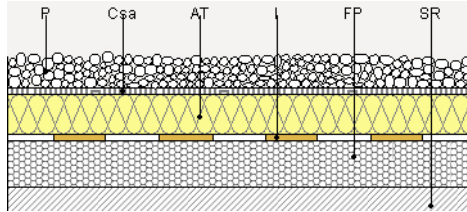


Imagen 14. DETALLE CONSTRUCTIVO CUBIERTA PLANA INVERTIDA NO VENTILADA

P: Protección. Csa: Capa separadora bajo protección. AT: Aislamiento térmico.
I: Impermeabilización. FP: Formación de pendientes. SR: Soporte resistente

La cubierta del pabellón polideportivo (bloque III) se ha resuelto por medio de un sistema de paneles sándwich, a semejanza de su fachada, anclada mecánicamente a las correas metálicas que solidarizan la estructura de cerchas de la cubierta.

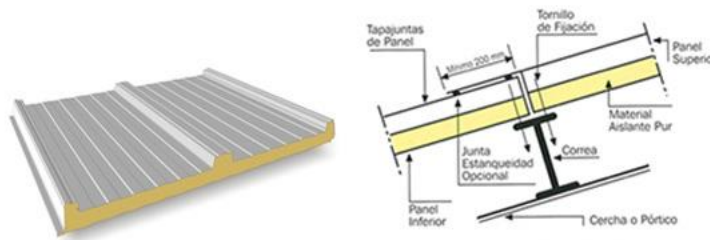


Imagen 14. DETALLE CONSTRUCTIVO CUBIERTA LIGERA PANEL SANDWICH

MODULACIÓN

El bloque I (de dos alturas) queda modulado con un serial de 30 pórticos paralelos de 3 vanos de 5,25m de luz, separados entre ellos 5,5m. Dada la excesiva longitud del bloque (aproximadamente 145m), éste se ha subdividido en 4 zonas mediante juntas de dilatación que independizan la estructura frente a cargas horizontales.

En el bloque I aparecen 2 tipologías de pórticos (los que luego denominaremos pórtico I y pórtico II) a causa de la aparición de una doble altura en el vestíbulo (como se ha visto anteriormente).

En el bloque II (1 altura) se encuentran los vestuarios de la pista principal y está modulado por 7 pórticos de 4 vanos de 5,5m de luz, separados 5,7m entre ellos (pórticos perpendiculares al bloque I y paralelos al bloque II).

El bloque III, donde aparece la pista polideportiva, está constituido por 11 pórticos de 39,5m de luz (con cercha metálica) separados entre ellos 5m y con una altura libre de 10,5m.

ESTIMACIÓN DE CARGAS

PÓRTICO 1 y PÓRTICO 2 – HALL Y VESTUARIOS PISTAS EXTERIORES

CARGAS PERMANENTES (G)

ELEMENTO	Carga
PLANTA TIPO	
Peso Propio Forjado (Placa alveolar)	3,41 kN/m ²
Peso Propio Forjado (Capa compresión) – 2500 kg/m ³	1,25 kN/m ²
Pavimento de gres porcelánico sobre mortero de cemento	0,80 kN/m ²
Instalaciones colgadas en planta inferior	0,20 kN/m ²
Tabiquería Interior	0,50 kN/m ²
Falso Techo de placa de yeso	0,20 kN/m ²
TOTAL	6,36 kN/m²
CUBIERTA	
Peso Propio Forjado (Placa alveolar)	3,41 kN/m ²
Peso Propio Forjado (Capa compresión) – 2500 kg/m ³	1,25 kN/m ²
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,50 kN/m ²
Instalaciones colgadas en planta inferior	0,20 kN/m ²
Falso Techo de placa de yeso	0,20 kN/m ²
TOTAL	7,56 kN/m²
CERRAMIENTO LONGITUDINAL (NORTE Y SUR)	
Muro Cortina (1kN/m) – 6,8m altura	6,80 kN/m
CERRAMIENTO OESTE	
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	18,7 kN/m
ESCALERAS 1 TRAMO	
Peso Propio Escalera Hormigón (4,55m · 0,275m) – 2500 kg/m ³	31,30 kN/m
ESCALERAS 2 TRAMOS	
Peso Propio Escalera Hormigón (2,45m · 0,275m) – 2500 kg/m ³	16,85 kN/m
CAJAS ASCENSOR	
Muro de Hormigón Armado (0,15m · h) – 2500 kg/m ³	13,5 kN/m
TABIQUERÍA CIEGA	
Tabiquería de paneles de yeso (51 kg/m ²) – 3,6 · 0,15m	≈2,0 kN/m

Tabla 3. PÓRTICOS 1 Y 2 – CARGAS PERMANENTES

Cerramiento Este

No tiene, limita con el pabellón.

CARGAS VARIABLES (Q)

Planta Tipo: Zona de acceso al público, C3 – **5 kN/m²**

Planta Cubierta: Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente – **1 kN/m²**

SOBRECARGA DE NIEVE

Según el apartado 3.5.2 del CTE SE-AE la sobrecarga de nieve para Mislata (consideramos Valencia al ser poblaciones colindantes) es de **0,2 kN/m²**.

SOBRECARGA DE VIENTO – HORIZONTAL

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p,$$

Donde q_b es la presión dinámica del viento que depende del grado de aspereza del entorno y se determina a partir del anejo D del CTE SE-AE, c_e es el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado y obtenido a partir del punto 3.3.3 del CTE SE-AE y c_p es el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento y se obtiene de los apartados 3.3.4 y 3.3.5 del CTE SE-AE.

- $q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$ para Mislata, zona A según figura D1 del Anejo D.
- $c_e = 1,4$ para zona urbana en general y una altura de 6m (la altura del forjado es de 4m pero se adopta el valor para la altura inmediatamente superior) y **1,7** para una altura de 9m (la altura de forjado es de 8m pero se adopta el mismo criterio que antes).
- $c_p = 0,7$ (presión) y **-0,3** (succión) para el viento paralelo a la **mayor dirección** en planta (esbeltez $8,3/144,5\text{m} < 0,25$) y **0,7** (presión) y **-0,4** (succión) para el viento perpendicular a la **menor dirección** en planta del edificio ($8,3/16,5 \approx 0,5$).

Viento	h	q_b	c_e	c_p	q_e
Presión viento \perp pórtico (X)	4	0,42	1,4	0,7	0,4116 kN/m ²
Succión viento \perp pórtico	4	0,42	1,4	-0,3	-0,1764 kN/m ²
Presión viento // pórtico (Y)	4	0,42	1,4	0,7	0,4116 kN/m ²
Succión viento // pórtico	4	0,42	1,4	-0,4	-0,2352 kN/m ²
Presión viento \perp pórtico (X)	8	0,42	1,7	0,7	0,4998 kN/m ²
Succión viento \perp pórtico	8	0,42	1,7	-0,3	-0,2142 kN/m ²
Presión viento // pórtico (Y)	8	0,42	1,7	0,7	0,4998 kN/m ²
Succión viento // pórtico	8	0,42	1,7	-0,4	-0,2856 kN/m ²

Tabla 4. PÓRTICOS 1 Y 2 – SOBRECARGAS VIENTO HORIZONTAL

SOBRECARGA DE VIENTO – VERTICAL

Según el apartado 3.3.4 "coeficiente eólico de edificios de pisos" del CTE SE-AE, "en edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma opera habitualmente del lado de la seguridad y se puede despreciar".

Se ha considerado que el bloque formado por los vestuarios de la pista exterior, el vestíbulo y las demás dependencias comunes es un edificio de pisos por lo que no se va a proceder al cálculo de este apartado.

PÓRTICO 3 – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO**CARGAS PERMANENTES (G)**

Elemento	Carga
PLANTA TIPO	
Peso Propio Forjado (Placa alveolar)	3,41 kN/m ²
Peso Propio Forjado (Capa compresión) – 2500 kg/m ³	1,25 kN/m ²
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,50 kN/m ²
Instalaciones colgadas en planta inferior	0,20 kN/m ²
Falso Techo de placa de yeso	0,20 kN/m ²
TOTAL	7,56 kN/m²
CERRAMIENTO SUR	
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	9,35 kN/m
CERRAMIENTO OESTE	
Muro Cortina (1kN/m) – 4,0m altura	4,00 kN/m
TABIQUERÍA	
Tabiquería de paneles de yeso (51 kg/m ²) – 3,6 · 0,15m	≈2,0 kN/m

Tabla 5. PÓRTICO 3 – CARGAS PERMANENTES

Cerramiento Este y Norte

No tiene, limita con el pabellón por el este y con el hall por el norte.

CARGAS VARIABLES (Q)

Planta Tipo: Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente – **1 kN/m²**

SOBRECARGA DE NIEVE

Según el apartado 3.5.2 del CTE SE-AE la sobrecarga de nieve para Mislata (consideramos Valencia al ser poblaciones colindantes) es de **0,2 kN/m²**.

SOBRECARGA DE VIENTO – HORIZONTAL

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p,$$

- $q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$ para Mislata, zona A según figura D1 del Anejo D.
- $c_e = 1,4$ para zona urbana en general y una altura de 6m (la altura del forjado es de 4m pero se adopta el valor para la altura inmediatamente superior).
- $c_p = 0,7$ (presión) y $-0,3$ (succión) para el viento paralelo a la **mayor dirección** en planta (esbeltez $8,3/34,5\text{m} < 0,25$) y $0,7$ (presión) y $-0,4$ (succión) para el viento perpendicular a la **menor dirección** en planta del edificio ($0,25 < 8,3/22,5 < 0,5$, se adoptan los valores para 0,5, quedando así del lado de la seguridad).

Viento	h	q _b	c _e	c _p	q _e
Presión viento ⊥ pódico (Y)	4	0,42	1,4	0,7	0,4116 kN/m ²
Succión viento ⊥ pódico	4	0,42	1,4	-0,3	-0,1764 kN/m ²
Presión viento // pódico (X)	4	0,42	1,4	0,7	0,4116 kN/m ²
Succión viento // pódico	4	0,42	1,4	-0,4	-0,2352 kN/m ²

Tabla 6. PÓRTICO 3 – SOBRECARGAS VIENTO HORIZONTAL

SOBRECARGA DE VIENTO – VERTICAL

Según el apartado 3.3.4 "coeficiente eólico de edificios de pisos" del CTE SE-AE, "en edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma opera habitualmente del lado de la seguridad y se puede despreciar".

Se ha considerado que el bloque formado por los vestuarios de la pista exterior, el vestíbulo y las demás dependencias comunes es un edificio de pisos por lo que no se va a proceder al cálculo de este apartado.

PÓRTICO 4 – PABELLÓN CUBIERTO**CARGAS PERMANENTES (G)**

Elemento	Carga
PLANTA TIPO	
Peso Propio Forjado (Placa alveolar)	3,41 kN/m ²
Peso Propio Forjado (Capa compresión) – 2500 kg/m ³	1,25 kN/m ²
Pavimento de gres porcelánico sobre mortero de cemento	0,80 kN/m ²
Instalaciones colgadas en planta inferior	0,20 kN/m ²
Tabiquería Interior	0,50 kN/m ²
Falso Techo de placa de yeso	0,20 kN/m ²
TOTAL	6,36 kN/m²
PLANTA CUBIERTA	
Peso Propio Forjado (Panel Sándwich 100 mm) – 12,00 kg/m ²	0,012 kN/m ²
Instalaciones colgadas en planta inferior	0,20 kN/m ²
Falso Techo de placa de yeso	0,20 kN/m ²
TOTAL	0,412 kN/m²
CERRAMIENTOS TRANSVERSALES (NORTE Y SUR)	
	Carga
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	32,70 kN/m (14m)
CERRAMIENTO ESTE	
	Carga
Fachada ligera de panel sándwich (43 kg/m ²)	4,3 kN/m (10m)
Muro Cortina (1kN/m) – 4,0m altura	4,00 kN/m
CERRAMIENTO OESTE	
	Carga
Fachada ligera de panel sándwich (43 kg/m ²)	2,6 kN/m (6m)
Muro Cortina (1kN/m) – 4,0m altura	4,00 kN/m

Tabla 7. PÓRTICO 4 – CARGAS PERMANENTES

CARGAS VARIABLES (Q)

Planta Tipo: Zona de acceso al público, C3 – **5 kN/m²**

Planta Cubierta: Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente – **0,4 kN/m²**

SOBRECARGA DE NIEVE

Según el apartado 3.5.2 del CTE SE-AE la sobrecarga de nieve para Mislata (consideramos Valencia al ser poblaciones colindantes) es de **0,2 kN/m²**.

SOBRECARGA DE VIENTO - HORIZONTAL

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p,$$

- $q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$ para Mislata, zona A según figura D1 del Anejo D.
- $c_e = 2,1$ para zona urbana en general y una altura de 15m (la altura del forjado es de 14m pero se adopta el valor para la altura inmediatamente superior).
- c_p = Al tratarse de un nave o construcción diáfana, se deberán verificar las limitaciones establecidas en el Anejo D.3 "Coeficientes de presión exterior" del CTE SE-AE. Se van a analizar los datos proporcionados en la tabla D.3 Paramentos Verticales.

Viento // p_órtico

$$d = 40,4\text{m}, b = 51,0\text{m}, h = 14,0\text{m}, e = \min(b, 2h) = 28,0, e/10 = 2,8\text{m}$$

Zona	h/d	A	Superficie	c _p
A	0,35	e/10 · h	39,2 m ²	-1,20
B	0,35	(e - e/10) · h	352,8 m ²	-0,80
C	0,35	(d - e) · h	173,6 m ²	-0,50
D	0,35	b · h	714,0 m ²	0,80*
E	0,35	b · h	714,0 m ²	-0,50*
Conjunto ABC	-	-	565,6 m ²	-0,74

Tabla 8. PÓRTICO 4 - VIENTO HORIZONTAL // PÓRTICO

(*) Se adopta el inmediato superior

Viento ⊥ p_órtico

$$d = 51,0, b = 40,4\text{m}, h = 14,0\text{m}, e = \min(b, 2h) = 28,0, e/10 = 2,8\text{m}$$

Zona	h/d	A	Superficie	Valor
A	0,28	e/10 · h	39,2 m ²	-1,2
B	0,28	(e - e/10) · h	352,8 m ²	-0,8
C	0,28	(d - e) · h	322,0 m ²	-0,5
D	0,28	b · h	565,6 m ²	0,8*
E	0,28	b · h	565,6 m ²	-0,5*
Conjunto ABC	-	-	714,0 m ²	-0,69

Tabla 9. PÓRTICO 4 - VIENTO HORIZONTAL ⊥ PÓRTICO

(*) Se adopta el inmediato superior

Viento	h	q _b	c _e	c _p	q _e
Presión viento ⊥ p _ó rtico (Y)	14	0,42	2,1	0,8	0,7056 kN/m ²
Succión viento ⊥ p _ó rtico	14	0,42	2,1	-0,5	-0,4410 kN/m ²
Succiones laterales viento ⊥ p _ó rtico	14	0,42	2,1	-0,69	-0,6086 kN/m ²
Presión viento // p _ó rtico (X)	14	0,42	2,1	0,8	0,7056 kN/m ²
Succión viento // p _ó rtico	14	0,42	2,1	-0,5	-0,4410 kN/m ²
Succiones laterales viento // p _ó rtico	14	0,42	2,1	-0,74	-0,6527 kN/m ²

Tabla 10. PÓRTICO 4 - SOBRECARGAS VIENTO HORIZONTAL

SOBRECARGA DE VIENTO - VERTICAL

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p,$$

- **q_b = 0,42 kN/m²** para Mislata, zona A según figura D1 del Anejo D.
- **c_e = 2,1** para zona urbana en general y una altura de 15m (la altura del forjado es de 14m pero se adopta el valor para la altura inmediatamente superior).
- **c_p** = Al tratarse de un nave o construcción diáfana, se deberán verificar las limitaciones establecidas en el Anejo D.3 "Coeficientes de presión exterior" del CTE SE-AE. Se van a analizar los datos proporcionados en la tabla D.3 Paramentos Verticales.

Viento // p_órtico

d = 40,4m, b = 51,0m, h = 12,0m, h_p = 2,0m, h_p/h = 0,166
 e = min (b, 2h) = 24,0, e/10 = 2,4m, e/4 = 6,0m, e/2 = 12,0m

Zona	h _p /h	A	Superficie	c _p
F	0,166	2 · (e/4 · e/10)	28,8 m ²	-1,2
G	0,166	(b - 2e/4) · e/10	93,6 m ²	-0,8
H	0,166	b · (e/2 - e/10)	489,6 m ²	-0,7
l ₁ (presión)	0,166	b · (d - e/2)	1448,4 m ²	0,2
l ₂ (succión)	0,166	b · (d - e/2)	1448,4 m ²	-0,2
Conjunto	0,166	b · d	2.060,4 m ²	-0,08 / -0,36

Tabla 11. PÓRTICO 4 – VIENTO VERTICAL // PÓRTICO

Viento ⊥ p_órtico

d = 51,0m, b = 40,4m, h = 12,0m, h_p = 2,0m, h_p/h = 0,166
 e = min (b, 2h) = 24,0, e/10 = 2,4m, e/4 = 6,0m, e/2 = 12,0m

Zona	h _p /h	A	Superficie	c _p
F	0,166	2 · (e/4 · e/10)	28,8 m ²	-1,2
G	0,166	(b - 2e/4) · e/10	68,16 m ²	-0,8
H	0,166	b · (e/2 - e/10)	387,84 m ²	-0,7
l ₁ (presión)	0,166	b · (d - e/2)	1575,6 m ²	0,2
l ₂ (succión)	0,166	b · (d - e/2)	1575,6 m ²	-0,2
Conjunto	0,166	b · d	2.060,4	-0,022 / -0,328

Tabla 12. PÓRTICO 4 – VIENTO VERTICAL ⊥ PÓRTICO

Viento	h	q _b	c _e	c _p	q _e
Zona I presión – viento ⊥ p _ó rtico (Y)	14	0,42	2,1	-0,022	-0,0194 kN/m ²
Zona I succión – viento ⊥ p _ó rtico	14	0,42	2,1	-0,328	-0,2893 kN/m ²
Zona I presión – viento // p _ó rtico (X)	14	0,42	2,1	-0,08	-0,0706 kN/m ²
Zona I succión – viento // p _ó rtico	14	0,42	2,1	-0,36	-0,3176 kN/m²

Tabla 13. PÓRTICO 4 – SOBRECARGAS VIENTO VERTICAL

PREDIMENSIONADO. FASE I – NÚMEROS RÁPIDOS

PÓRTICO 1 Y PÓRTICO 2 – HALL Y VESTUARIOS PISTAS EXTERIORES

Al tratarse del mismo edificio y como se ha calculado anteriormente, la estimación de cargas es idéntica para ambos por lo que se va a comparar gráficamente ambos pórticos y se va a realizar el cálculo para el más desfavorable.

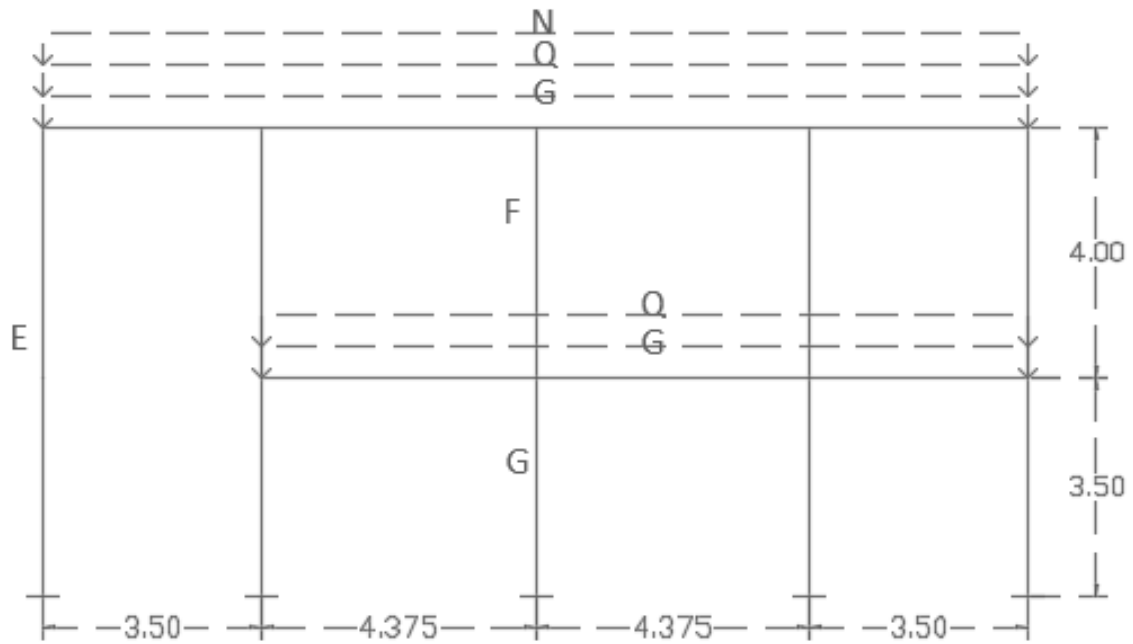


Imagen 15. PÓRTICO 2 – ESQUEMA ESTÁTICO

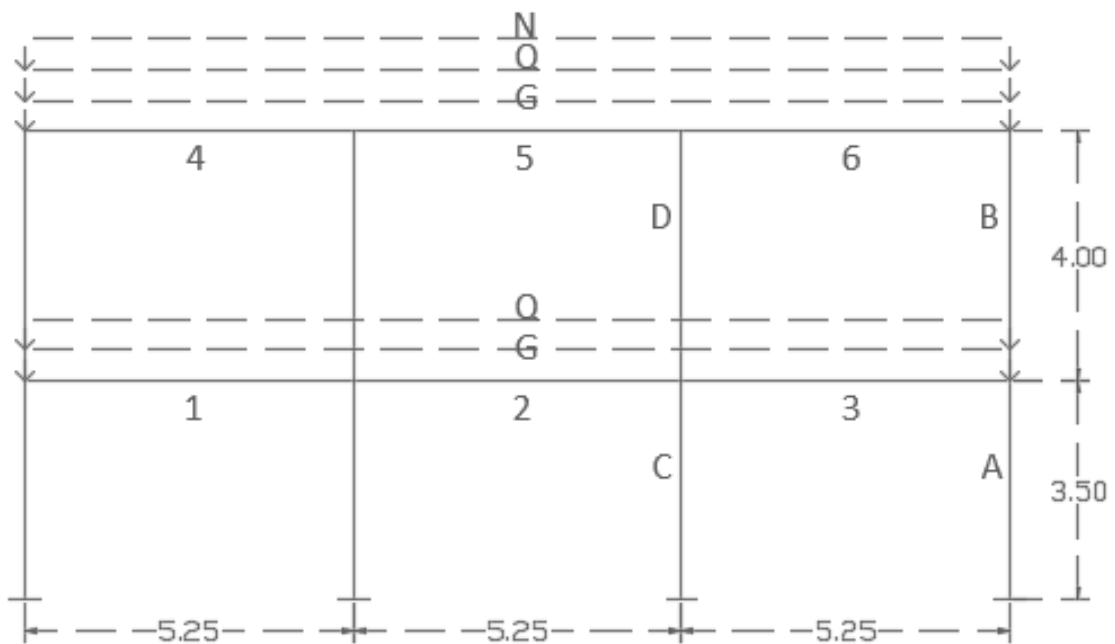


Imagen 16. PÓRTICO 1 – ESQUEMA ESTÁTICO

CÁLCULO DE VIGAS

Para el cálculo de vigas, en su condición de resistencia, éstas dependen del momento máximo, es decir, de la carga y de la luz, por lo que, a igualdad de cargas entre pórticos, la viga más desfavorable será aquella con mayor luz. Lo mismo ocurre en la comprobación de flecha, donde las variables son las mismas (carga y luz) por lo que se va a trabajar sobre el pórtico 1, cuyas vigas son de mayor longitud.

Tomada la decisión de trabajar sobre el pórtico 1 se va a comprobar en prontuario los puntos cuyo momento máximo es mayor para determinar si el predimensionado más desfavorable se va a dar en la viga central o en una de las extremas.

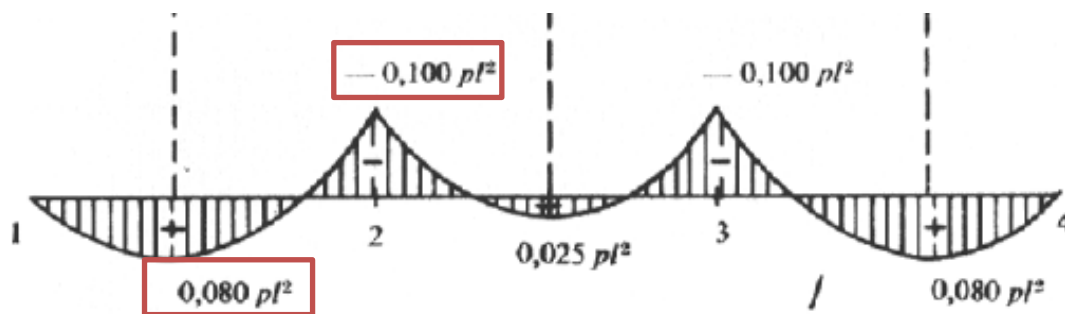


Imagen 17. LEY DE MOMENTOS VIGA 3 VANOS

Dado que los momentos máximos se dan en el centro de vano de la viga exterior se trabajará sobre las vigas 1 y 4 del pórtico 1.

VIGA 1

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se determina la estimación de cargas más desfavorable, que viene dada por la ecuación:

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Dado que la distancia entre pórticos del edificio es de 5,5m, se toma esta distancia como el ámbito de carga para el cálculo. A partir de la estimación de cargas se obtiene el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = 6.36 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m = 35.0 \frac{kN}{m} \quad Q = 5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m = 27.5 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1.35 \cdot 35.0 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot 27.5 \frac{kN}{m} = 88.5 \frac{kN}{m}$$

A partir de las formulas del prontuario presentadas previamente se obtienen los momentos máximos y mínimos (aunque solo sea necesario el mayor se van a calcular ambos).

$$M_{\max} = 0.08 \cdot q \cdot l^2 = 0.08 \cdot 88.5 \frac{kN}{m} \cdot 5.25m^2 = 195.15 kN \cdot m$$

$$M_{\max} = -0.1 \cdot q \cdot l^2 = 0.1 \cdot 88.5 \frac{kN}{m} \cdot 5.25m^2 = -243.93 kN \cdot m$$

Se ha optado por un perfil tipo IPE, y dado que en este predimensionado se esta considerando que trabaja a flexión simple, se puede determinar que es Clase 1. A partir del momento se obtiene el modulo resistente plástico mínimo admisible mediante:

$$M_{Ed} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{195.15 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 1.05}{275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 745.09 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{-243.93 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 1.05}{275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 931.362 \text{ mm}^3$$

Consultando prontuario, se toma como perfil, **IPE 360**.

En segundo lugar se realiza la **comprobación ELS**. Para ello se comparan las combinaciones característica y casi permanente para determinar la más desfavorable a la hora de realizar el cálculo.

Característica: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 35.0 + 27.5 = 62.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$\psi_{0,i} = 0.6$ al tratarse de una zona destinada al público (categoría C)

Casi Permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 35.0 + 0.6 \cdot 27.5 = 51.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$\psi_{0,i} = 0.6$ al tratarse de una zona destinada al público (categoría C)

La flecha máxima de un perfil viene dada por la fórmula:

$$f_{max} = \beta \cdot \frac{q' \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Siendo β un coeficiente dependiente de las condiciones de enlace (en nuestro caso 3/384 al tratarse de una viga con continuidad elástica sólo por un extremo), q' la carga previamente calculada, L la luz de la viga, E el módulo elástico del acero ($2.1 \cdot 10^8 \text{ N/mm}^2$) e I la inercia de la viga ($163 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$). Limitando la flecha a $L/300$ (limitación simplificada del CTE para el predimensionado) se tiene que:

$$f_{max} = \frac{3}{384} \cdot \frac{62.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 5250^4 \text{mm}^4}{2.1 \cdot 10^8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 163 \cdot 10^6 \text{mm}^4} = 10.84 \text{mm} \quad f_{admisible} = \frac{L}{300} = 17.5 \text{mm}$$

Dado que $f_{max} < f_{adm}$ se da por válido el predimensionado.

VIGA 4

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se sigue el mismo método que en la Viga 1.

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Dado que la distancia entre pórticos del edificio es de 5,5m, se toma esta distancia como el ámbito de carga para el cálculo. A partir de la estimación de cargas se obtiene el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = 7.56 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \approx 42.0 \frac{kN}{m} \quad Q = 1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m = 5.5 \frac{kN}{m} \quad N = 0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m = 1.1 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1.35 \cdot 42.0 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot (5.5 + 1.1) \frac{kN}{m} = 66.6 \frac{kN}{m}$$

A partir de las formulas del prontuario presentadas previamente se obtienen los momentos máximos y mínimos (aunque solo sea necesario el mayor se van a calcular ambos).

$$M_{\max} = 0.08 \cdot q \cdot l^2 = 0.08 \cdot 66.6 \frac{kN}{m} \cdot 5.25m^2 = 146.85 kN \cdot m$$

$$M_{\min} = -0.1 \cdot q \cdot l^2 = 0.1 \cdot 66.6 \frac{kN}{m} \cdot 5.25m^2 = -183.57 kN \cdot m$$

Se ha optado por un perfil tipo IPE, y dado que en este predimensionado se esta considerando que trabaja a flexión simple, se determina que es Clase 1. A partir del momento se obtiene el modulo resistente plástico mínimo admisible mediante:

$$M_{Ed} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{146.85 N \cdot mm \cdot 1.05}{275 \frac{N}{mm^2}} = 560.70 mm^3$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{-183.57 N \cdot mm \cdot 1.05}{275 \frac{N}{mm^2}} = 700.89 mm^3$$

Consultando prontuario, se toma como perfil, **IPE 330**.

En segundo lugar se realiza la **comprobación ELS**. Para ello se comparan las combinaciones característica y casi permanente para determinar la más desfavorable a la hora de realizar el cálculo.

Característica: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 42.0 + 5.5 + 0 \cdot 1.1 = 47.5 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0$ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)

Casi Permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 42.0 + 0 \cdot (5.5 + 1.1) = 42 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0$ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)

La flecha máxima de un perfil viene dada por la fórmula:

$$f_{max} = \beta \cdot \frac{q' \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Siendo β un coeficiente dependiente de las condiciones de enlace (en nuestro caso 3/384 al tratarse de una viga con continuidad elástica sólo por un extremo), q' la carga previamente calculada, I la luz de la viga, E el módulo elástico del acero ($2.1 \cdot 10^8$ N/mm²) e I la inercia de la viga ($118 \cdot 10^6$ mm⁴). Limitando la flecha a $L/300$ (limitación simplificada del CTE para el predimensionado) tenemos que:

$$f_{max} = \frac{3}{384} \cdot \frac{47.5 \frac{N}{mm} \cdot 5250^4 mm^4}{2.1 \cdot 10^8 \frac{N}{mm^2} \cdot 118 \cdot 10^6 mm^4} = 11.38 mm \quad f_{admissible} = \frac{L}{300} = 17.5 mm$$

Dado que $f_{max} < f_{adm}$ se da por válido el predimensionado.

CÁLCULO DE SOPORTES

Como se ha visto anteriormente las luces del pórtico 1 son mayores y además existe 1 soporte menos que en el pórtico 2 por lo que, a la hora de predimensionar, los axiles del primero serán superiores. Se comparará en primer lugar las cargas de los pilares inferiores para ver cuál es el más solicitado, si el interior o el exterior que recibe la carga del cerramiento. Además se comprobará el predimensionado a pandeo del pilar E (pórtico 2) al ser más esbelto y no tener arriostramiento en uno de sus ejes.

Para estimar el axil se va a multiplicar la carga por el ámbito (en las dos direcciones).

PILAR A – EXTERIOR: El ámbito del pilar exterior es la luz entre pórticos (5.5m) y la distancia hasta centro de vano del plano del pórtico (2.625m).

$$G = \left(6.36 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 2.625m \right) + \left(7.56 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 2.625m \right) + 6.8 \frac{kN}{m} \cdot 5.5m = 238.37 kN$$

PILAR C – INTERIOR: El ámbito del pilar interior es la luz entre pórticos (5.5m) y la distancia entre pilares (1/2 ámbito en cada dirección).

$$G = \left(6.36 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) + \left(7.56 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) = 401.94 kN \approx 402 kN$$

Dado que la carga que afecta al pilar interior es mayor se procede a dimensionar el pilar C (tramo inferior) y el pilar D (tramo superior) del pórtico 1.

PILAR C

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se va a determinar la estimación de cargas más desfavorable, que viene dada por la ecuación:

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Dado que se han calculado previamente las cargas permanentes, se procede a calcular las sobrecargas para obtener el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$Q = \left(5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m\right) + \left(1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m\right) + \left(0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m\right) \approx 180kN$$

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot 402.0kN + 1.5 \cdot 180.0kN = \mathbf{812.7kN} \approx \mathbf{815 kN}$$

A partir del axil sollicitación y las formulas básicas de predimensionado se obtiene el área necesaria para absorber la carga vertical:

$$N_{Ed} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad A = \frac{\gamma_{M0} \cdot N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \cdot 815000 N}{275 \frac{N}{mm^2}} = 3.112 mm^2$$

Se opta por emplear para los soportes los perfiles de tipo tubular cuadrados. A pesar de que la comprobación realizada se satisface con un perfil 120 · 8 (3570mm²), dada la dimensión b (ancho) de las vigas calculadas previamente (IPE 360, $b=170mm$), se opta por emplear □ **180 · 8** (5310mm²), cuyo ancho es suficiente para resolver constructivamente los nudos.

En segundo lugar se realiza la **comprobación a pandeo**. Para ello se determina la longitud de pandeo a partir de la longitud del soporte y del coeficiente β , el cual depende del tipo de enlace en los nudos. Se comienza limitando la esbeltez reducida a 2. $\lambda \leq 2$.

$$\lambda \leq \frac{\lambda}{\lambda_R} \text{ siendo } \lambda_R \text{ 86.8 para acero S275, por lo que } \lambda \leq 173$$

Como el perfil tipo tubo cuadrado tiene la misma inercia en ambos ejes, se determina el eje y y del pilar para el plano del pórtico, y el eje z para el plano perpendicular a éste. El coeficiente β_y adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano del pórtico y el coeficiente β_z adopta el valor de 2.0 al tratarse de una barra empotrada – libre en el plano perpendicular al pórtico. Teniendo en cuenta que la longitud de la barra es de 3.500 mm se tiene que:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 0.7 \cdot 3500 = 2.450 mm$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L = 2.0 \cdot 3500 = 7.000 mm$$

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{2.450}{i_y} \leq 173 \rightarrow i_y = 14.17 mm$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{7.000}{i_z} \leq 173 \rightarrow i_z = 40.47 mm$$

Puesto que el radio de giro del perfil adoptado previamente (□ 180 · 8) es de 69.5 mm, superior al solicitado en el eje z , se determina que éste cumple la comprobación a pandeo.

PILAR D

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se va a determinar la estimación de cargas más desfavorable, que viene dada por la ecuación:

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Se procede a calcular las cargas permanentes del soporte, así como calcular las sobrecargas para obtener el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = \left(7.56 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) = 218.30kN \approx 220kN$$

$$Q = \left(1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) + \left(0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) = 34.65kN \approx 35kN$$

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot 220.0kN + 1.5 \cdot 35.0kN = \mathbf{349.5kN \approx 350 kN}$$

A partir del axil sollicitación y las formulas básicas de predimensionado se obtiene el área necesaria para absorber la carga vertical:

$$N_{Ed} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad A = \frac{\gamma_{M0} \cdot N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \cdot 350000 N}{275 \frac{N}{mm^2}} = 1336.36 mm^2$$

A pesar de que la comprobación realizada se satisface con un perfil $\square 80 \cdot 5$ (1490mm²), dado que el soporte E del pórtico 2 es continuo en ambas plantas (no hay forjado intermedio), se toma la decisión de continuar con la misma sección que la calculada previamente ($\square 180 \cdot 8$).

En segundo lugar se realiza la **comprobación a pandeo**. Para ello se determina la longitud de pandeo a partir de la longitud del soporte y del coeficiente β , el cual depende del tipo de enlace en los nudos. Se comienza limitando la esbeltez reducida a 2. $\lambda \leq 2$.

$$\lambda \leq \frac{\lambda}{\lambda_R} \text{ siendo } \lambda_R \text{ 86.8 para acero S275, por lo que } \lambda \leq 173$$

Como el perfil tipo tubo cuadrado tiene la misma inercia en ambos ejes, se determina el eje y del pilar para el plano del pórtico, y el eje z para el plano perpendicular a éste. El coeficiente β_y adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano del pórtico y el coeficiente β_z adopta el valor de 2.0 al tratarse de una barra empotrada – libre en el plano perpendicular al pórtico. Teniendo en cuenta que la longitud de la barra es de 4.000 mm se tiene que:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 0.7 \cdot 4000 = 2.800 mm$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L = 2.0 \cdot 4000 = 8.000 mm$$

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{2.800}{i_y} \leq 173 \rightarrow i_y = 16.19 mm$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{8.000}{i_z} \leq 173 \rightarrow i_z = 46.25 mm$$

Puesto que el radio de giro del perfil adoptado previamente ($\square 180 \cdot 8$) es de 69.5 mm, superior al solicitado en el eje z, se determina que éste cumple la comprobación a pandeo.

PILAR E

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se va a determinar la estimación de cargas más desfavorable, que viene dada por la ecuación:

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Se procede a calcular las cargas permanentes del soporte, así como calcular las sobrecargas para obtener el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = \left(7.56 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) = 218.30kN \approx 220kN$$

$$Q = \left(1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) + \left(0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.5m \cdot 5.25m \right) = 34.65kN \approx 35kN$$

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot 220.0kN + 1.5 \cdot 35.0kN = 349.5kN \approx 350 kN$$

A partir del axil solicitación y las formulas básicas de predimensionado se obtiene el área necesaria para absorber la carga vertical:

$$N_{Ed} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad A = \frac{\gamma_{M0} \cdot N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \cdot 350000 N}{275 \frac{N}{mm^2}} = 1336.36 mm^2$$

A pesar de que la comprobación realizada se satisface con un perfil $\square 80 \cdot 5$ (1490mm²), se toma la decisión de mantener el perfil que se ha adoptado para los casos C y D ($\square 180 \cdot 8$) por un motivo de homogeneidad constructiva.

En segundo lugar se realiza la **comprobación a pandeo**. Para ello se determina la longitud de pandeo a partir de la longitud del soporte y del coeficiente β , el cual depende del tipo de enlace en los nudos. Se comienza limitando la esbeltez reducida a $2 \cdot \frac{\lambda}{\lambda_R} \leq 2$.

$$\frac{\lambda}{\lambda_R} \leq 2 \quad \text{siendo } \lambda_R = 86.8 \text{ para acero S275, por lo que } \lambda \leq 173$$

Como el perfil tipo tubo cuadrado tiene la misma inercia en ambos ejes, se determina el eje y del pilar para el plano del pórtico, y el eje z para el plano perpendicular a éste. El coeficiente β_y adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano del pórtico, al igual que el coeficiente β_z , que adopta el valor de 0.7 al estar arriostrado por los zunchos perpendiculares al plano del pórtico. Teniendo en cuenta que la longitud de la barra es de 7.500 mm se tiene que:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 0.7 \cdot 7500 = 5.250 mm$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L = 0.7 \cdot 7500 = 5.250 mm$$

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{5.250}{i_y} \leq 173 \rightarrow i_y = 30.35 mm$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{5.250}{i_z} \leq 173 \rightarrow i_z = 30.35 mm$$

Puesto que el radio de giro del perfil adoptado previamente ($\square 180 \cdot 8$) es de 69.5 mm, superior a los máximos solicitados tras el cálculo, se determina que éste cumple la comprobación a pandeo.

DIMENSIONADO DE ZUNCHOS

Para el dimensionado de los zunchos se va a proceder de forma pragmática. Dado que las cargas que van a actuar sobre los zunchos del edificio que alberga el vestíbulo y los vestuarios de las pistas exteriores únicamente son las cargas de los cerramientos, y que su longitud es similar a la de la luz calculada para las vigas de los pórticos es lógico deducir que, a similitud de luces y cargas inferiores, el predimensionado realizado para las vigas es apto para los zunchos.

Por ello para los zunchos de primera planta se va a emplear IPE 360 y para los zunchos de cubierta se empleará el IPE 330.

TABLA RESUMEN PREDIMENSIONADO

ELEMENTO	ELU	ELS / PANDEO	DISP. CONSTR.	PERFIL ADOPTADO
VIGAS P1	IPE 360	IPE 360	-	IPE 360
VIGAS CUBIERTA	IPE 330	IPE 330	-	IPE 330
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 120·8	□ 110·6	□ 180·8	□ 180·8
SOPORTES P2 (4.0m)	□ 80·5	□ 120·6	□ 180·8	□ 180·8
ZUNCHOS P1	-	-	IPE 360	IPE 360
ZUNCHOS CUBIERTA	-	-	IPE 330	IPE 330

Tabla 14. PÓRTICOS 1 Y 2 – RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE I

PÓRTICO 3 – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO

Se procede a continuación a realizar el cálculo del pórtico 3, característico de la zona de vestuarios del pabellón principal y que a continuación se presenta.

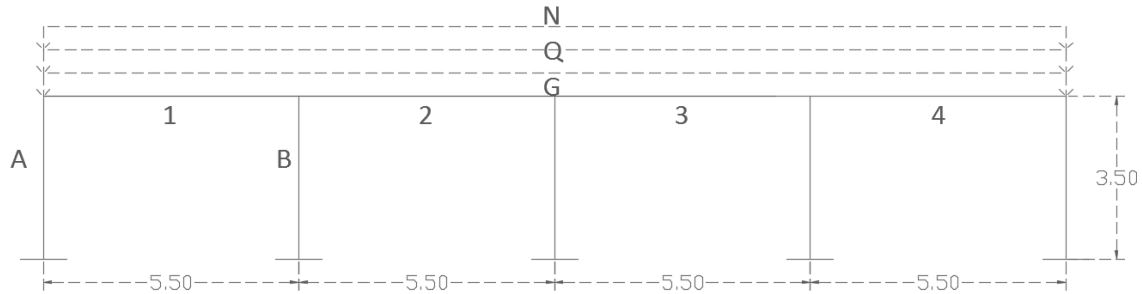


Imagen 18. PÓRTICO 3 – ESQUEMA ESTÁTICO

PÓRTICO 3

CÁLCULO DE VIGAS

Para el cálculo de vigas, en su condición de resistencia, éstas dependen del momento máximo, es decir, de la carga y de la luz. Lo mismo ocurre en la comprobación de flecha, donde las variables son las mismas (carga y luz).

Se comprueba en prontuario los puntos cuyo momento máximo es mayor para determinar si el predimensionado más desfavorable se va a dar en la viga central o en una de las extremas.

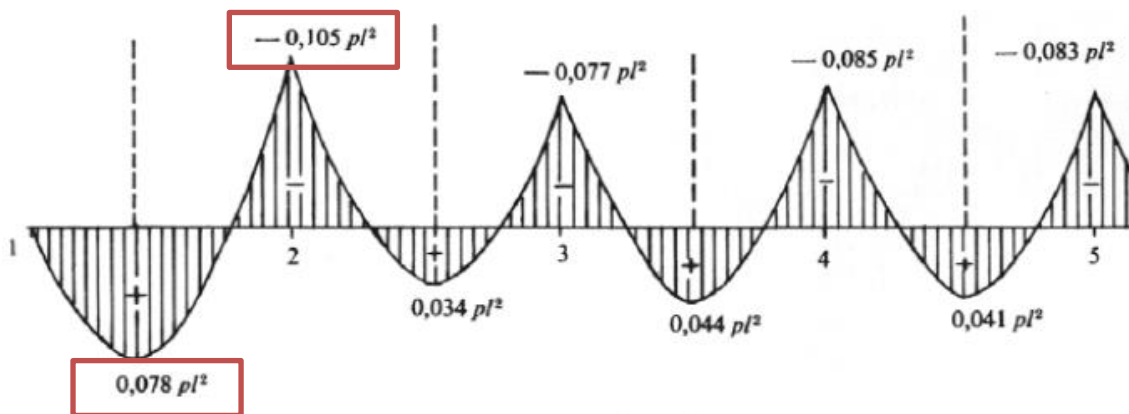


Imagen 19. LEY DE MOMENTOS VIGA MÚLTIPLES VANOS

Dado que los momentos máximos se dan en el centro de vano de la viga exterior se trabajará sobre la viga 1.

VIGA 1

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se sigue el mismo método que se ha realizado anteriormente.

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Dado que la distancia entre pórticos del edificio es de 5,7m, se toma esta distancia como el ámbito de carga para el cálculo. A partir de la estimación de cargas se obtiene el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = 7.56 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.7m \approx 44.0 \frac{kN}{m} \quad Q = 1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.7m = 5.7 \frac{kN}{m} \quad N = 0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.7m \approx 1.2 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1.35 \cdot 44.0 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot (5.7 + 1.2) \frac{kN}{m} \approx 70.0 \frac{kN}{m}$$

A partir de las formulas del prontuario presentadas previamente se obtienen los momentos máximos y mínimos (aunque solo sea necesario el mayor se van a calcular ambos).

$$M_{\max} = 0.078 \cdot q \cdot l^2 = 0.078 \cdot 70.0 \frac{kN}{m} \cdot 5.5m^2 = 165.17 kN \cdot m$$

$$M_{\min} = -0.105 \cdot q \cdot l^2 = -0.105 \cdot 70.0 \frac{kN}{m} \cdot 5.5m^2 = -222.34 kN \cdot m$$

Se ha optado por un perfil tipo IPE, y dado que en este predimensionado se esta considerando que trabaja a flexión simple, se determina que es Clase 1. A partir del momento se obtiene el modulo resistente plástico mínimo admisible mediante:

$$M_{Ed} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{165.17 N \cdot mm \cdot 1.05}{275 \frac{N}{mm^2}} = 700.89 mm^3$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{-222.34 N \cdot mm \cdot 1.05}{275 \frac{N}{mm^2}} = 848.93 mm^3$$

Consultando prontuario, se toma como perfil, **IPE 360**.

En segundo lugar se realiza la **comprobación ELS**. Para ello se comparan las combinaciones característica y casi permanente para determinar la más desfavorable a la hora de realizar el cálculo.

Característica: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 44.0 + 5.7 + 0 \cdot 1.2 = 49.7 \frac{kN}{m}$

$$\psi_{0,i} = 0 \text{ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)}$$

Casi Permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 44.0 + 0 \cdot (5.7 + 1.2) = 44 \frac{kN}{m}$

$$\psi_{0,i} = 0 \text{ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)}$$

La flecha máxima de un perfil viene dada por la fórmula:

$$f_{max} = \beta \cdot \frac{q' \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Siendo β un coeficiente dependiente de las condiciones de enlace (en nuestro caso 3/384 al tratarse de una viga con continuidad elástica sólo por un extremo), q' la carga previamente calculada, I la luz de la viga, E el módulo elástico del acero ($2.1 \cdot 10^8$ N/mm²) e I la inercia de la viga ($163 \cdot 10^6$ mm⁴). Limitando la flecha a $L/300$ (limitación simplificada del CTE para el predimensionado) tenemos que:

$$f_{max} = \frac{3}{384} \cdot \frac{49.7 \frac{N}{mm} 5500^4 mm^4}{2.1 \cdot 10^8 \frac{N}{mm^2} 163 \cdot 10^6 mm^4} = 10.38 mm \quad f_{admissible} = \frac{L}{300} = 18.33 mm$$

Dado que $f_{max} < f_{adm}$ se da por válido el predimensionado.

Se opta por tanto, por un perfil IPE 360 para todas las vigas del edificio de vestuarios del pabellón principal.

CÁLCULO DE SOPORTES

Dado que los pilares exteriores no reciben carga de los cerramientos (solo hay una planta y los cerramientos apoyan sobre la solera) y que el ámbito de trabajo de estos es la mitad que la de los pilares interiores, se va a proceder al cálculo de éstos últimos.

Para estimar el axil se va a multiplicar la carga por el ámbito (en las dos direcciones).

PILAR B

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se va a determinar la estimación de cargas más desfavorable, que viene dada por la ecuación:

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

El ámbito del pilar interior es la luz entre pórticos (5.7m) y la distancia entre pilares (1/2 ámbito en cada dirección). Se procede a calcular las cargas permanentes y las sobrecargas para obtener el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = \left(7.56 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.7m \cdot 5.5m \right) = 237.006 kN \approx 240 kN$$

$$Q = \left(1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.7m \cdot 5.5m \right) + \left(0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.7m \cdot 5.5m \right) \approx 38.0 kN$$

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot 240.0 kN + 1.5 \cdot 38.0 kN = 381.0 kN$$

A partir del axil solicitación y las formulas básicas de predimensionado se obtiene el área necesaria para absorber la carga vertical:

$$N_{Ed} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad A = \frac{\gamma_{M0} \cdot N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \cdot 381000 N}{275 \frac{N}{mm^2}} = 1454.73 mm^2$$

Se opta por emplear para los soportes los perfiles de tipo tubular cuadrados. A pesar de que la comprobación realizada se satisface con un perfil 90 · 5 (3570mm²), dada la dimensión b (ancho) de las vigas calculadas previamente (IPE 360), se opta por emplear un □ 180 · 8 (5.310mm²), cuyo ancho es suficiente para resolver constructivamente los nudos.

En segundo lugar se realiza la **comprobación a pandeo**. Para ello se determina la longitud de pandeo a partir de la longitud del soporte y del coeficiente β, el cual depende del tipo de enlace en los nudos. Se comienza limitando la esbeltez reducida a 2. $\lambda \leq 2$.

$$\lambda \leq \frac{\lambda}{\lambda_R} \text{ siendo } \lambda_R 86.8 \text{ para acero S275, por lo que } \lambda \leq 173$$

Como el perfil tipo tubo cuadrado tiene la misma inercia en ambos ejes, se determina el eje y del pilar para el plano del pórtico, y el eje z para el plano perpendicular a éste. El coeficiente β_y adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano del pórtico y el coeficiente β_z adopta el valor de 2.0 al tratarse de una barra empotrada – libre en el plano perpendicular al pórtico. Teniendo en cuenta que la longitud de la barra es de 3.500 mm se tiene que:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 0.7 \cdot 3500 = 2.450 \text{ mm}$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L = 2.0 \cdot 3500 = 7.000 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{2.450}{i_y} \leq 173 \rightarrow i_y = 14.17 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{7.000}{i_z} \leq 173 \rightarrow i_z = 40.47 \text{ mm}$$

Puesto que el radio de giro del perfil adoptado previamente (□ 180 · 8) es de 69.5 mm, superior al solicitado en el eje z, se determina que éste cumple la comprobación a pandeo.

DIMENSIONADO DE ZUNCHOS

Para el dimensionado de los zunchos se va a proceder de forma pragmática. Dado que no reciben ninguna carga y su única función es arriostrar transversalmente el edificio, se opta por emplear los mismos perfiles que se emplean para las vigas de dichos pórticos, es decir IPE 360.

TABLA RESUMEN PREDIMENSIONADO

ELEMENTO	ELU	ELS / PANDEO	DISP. CONSTR.	PERFIL ADOPTADO
VIGAS P1	IPE 360	IPE 360	-	IPE 360
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 90 · 5	□ 110 · 6	□ 180 · 8	□ 180 · 8
ZUNCHOS P1	-	-	IPE 360	IPE 360

Tabla 15. PÓRTICO 3 – RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE I

PÓRTICO 4 – PABELLÓN CUBIERTO

Por último se va a realizar el cálculo del pórtico 4, característico de la nave que alberga la pista polideportiva, cuyo esquema se representa a continuación.

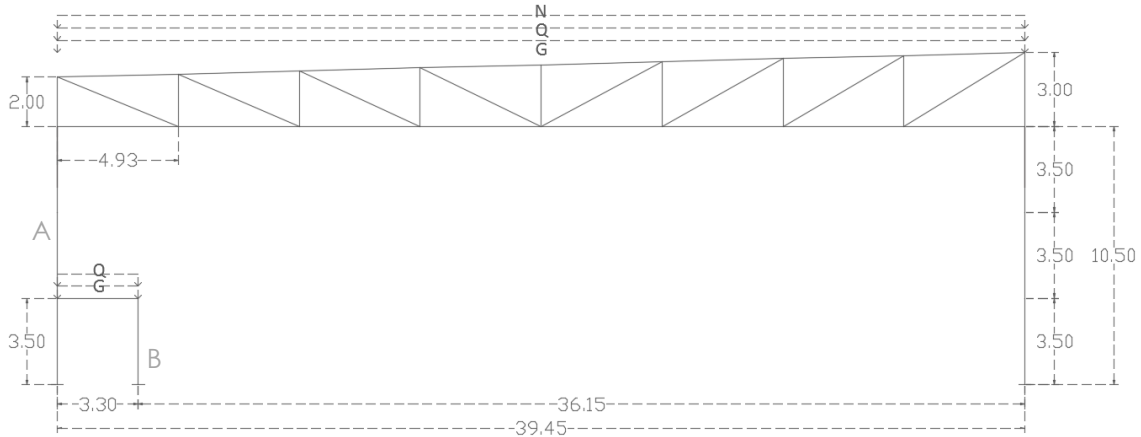


Imagen 20. PÓRTICO 4 – ESQUEMA ESTÁTICO

CÁLCULO DE LA CERCHA

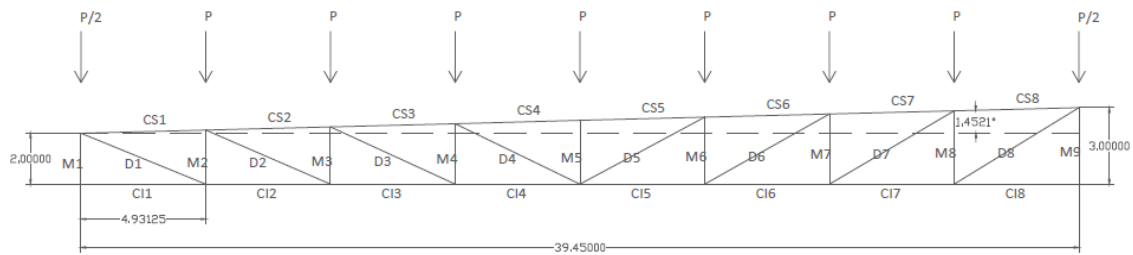


Imagen 21. PÓRTICO 4 – ESQUEMA ESTÁTICO CERCHA

CÁLCULO POR EL MÉTODO DE RITTER DE LOS CORDONES Y LAS DIAGONALES

Se muestra el cálculo de CS1 (Cordón superior 1) como ejemplo:

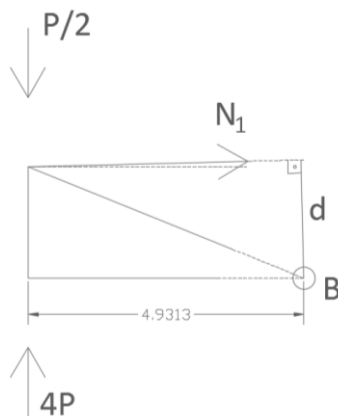


Imagen 22. PÓRTICO 4 – CÁLCULO AXIL N1 MÉTODO RITTER

La carga de cálculo aplicada sobre la cercha es la resultante de la siguiente ecuación:

7 de julio de 2016

$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot N$ Siendo 5.0m el ámbito de carga de cada cercha y obteniendo las cargas permanentes y variables de la estimación de cargas, tenemos que:

$$G = 0.52 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m = 2.6 \frac{kN}{m} \quad Q = 0.4 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m = 2.0 \frac{kN}{m} \quad N = 0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m = 1.0 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1.35 \cdot 2.6 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot (2.0 + 1.0) \frac{kN}{m} = 8.01 \frac{kN}{m}$$

Dada la luz de la cercha de 39,45m tenemos que: $Pt = 8.01 \frac{kN}{m} \cdot 39.45m = 315.99 kN$

Para el cálculo vamos a repartir la carga total entre los 9 nudos superiores de la cercha, (7 cargas totales y 2 cargas medias, las extremas), por lo dividiremos la carga total por 8.

$$P = \frac{256.82 kN}{8} = 39.50 kN \approx 40 kN$$

La distancia d indica la dirección en perpendicular desde el punto B hasta el cordón superior y se obtiene a partir de la formula: $d = \text{sen } \alpha \cdot L'$, siendo L' la distancia desde B hasta la intersección de los cordones superior e inferior. Obteniendo momentos en B se tiene que:

$$Mb = \left(4P - \frac{P}{2}\right) \cdot 4.93125 + N1 \cdot d \quad N1 = -324.971 N$$

Se obtienen por el mismo método todos los axiles mínimos necesarios para cumplir la condición de resistencia. Aquellos perfiles que trabajen a compresión se deberán comprobar además a pandeo, debiendo aumentar su sección de ser necesario. Se van a comprobar para el cordón superior, el cordón inferior, las diagonales y las montantes 3 casos para cada uno, (extremo izquierdo, zona central y extremo derecho) y se va a dimensionar toda la cercha a partir del más desfavorable.

COMPROBACIÓN CORDÓN SUPERIOR A PANDEO

La longitud de pandeo será igual en ambas direcciones gracias a la viga contraviento situada al principio de la nave que arriestra transversalmente al cordón comprimido de la cercha en todos los nudos superiores. Esta longitud será igual a la distancia entre nudos, es decir:

$$L = 4.933m$$

El coeficiente β_y y β_z será igual a 1 al tratarse de una barra biarticulada, por lo que nos queda:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 1 \cdot 4.933 = 4.933m$$

Si limitamos la esbeltez reducida a 2 y sabiendo que $\lambda_R = 86.8$ para aceros S275 tenemos que λ ha de ser menor o igual a 173, por lo que:

$$\lambda = \frac{L_{k,y}}{i_y} \quad i_y = \frac{4.933}{173} = 28.5144 mm$$

CÁLCULO DE MONTANTES DE LA CERCHA

Por sumatorio de fuerzas verticales en el nudo central superior de la cercha podemos obtener el axil que afecta a M5, igual a 40.000N. Sabiendo esto, el área necesaria será:

$$A = \frac{N \cdot 1.05}{275} = 152.73 \text{ mm}^2$$

Al trabajar a compresión deberá cumplir la condición de pandeo que a continuación se establece:

$$L = 2.5\text{m}$$

El coeficiente β_y y β_z será igual a 1 al tratarse de una barra biarticulada, por lo que nos queda:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 1 \cdot 2.5 = 2.5\text{m}$$

Si limitamos la esbeltez reducida a 2 y sabiendo que $\lambda_R = 86.8$ para aceros S275 tenemos que λ ha de ser menor o igual a 173, por lo que:

$$\lambda = \frac{L_{k,y}}{i_y} \quad i_y = \frac{2.5}{173} = 14.45 \text{ mm}$$

BARRA	Nd	TR/ COMP	A NECESARIA	PERFIL MÍNIMO RESISTENCIA	PERFIL MÍNIMO PANDEO
CS1	-324.971 N	COMPRESIÓN	1.241 mm ²	□ 70 · 5	□ 75 · 5
CS4	-631.420 N	COMPRESIÓN	2.410 mm ²	□ 120 · 6	□ 75 · 5
CS8	-230.201 N	COMPRESIÓN	879 mm ²	□ 70 · 4	□ 75 · 5
CORDON SUPERIOR – COMPRESIÓN - □ 120 · 6					
CI2	324.882 N	TRACCIÓN	1.241 mm ²	□ 70 · 4	-
CI4	622.863 N	TRACCIÓN	2.378 mm ²	□ 120 · 6	-
CI7	240.130 N	TRACCIÓN	917 mm ²	□ 70 · 4	-
CORDON INFERIOR – TRACCIÓN - □ 120 · 6					
M1	160.000 N	COMPRESIÓN	610 mm ²	□ 60 · 3	□ 40 · 2
M5	40.000 N	COMPRESIÓN	153 mm ²	□ 40 · 2	□ 40 · 2
M9	160.000 N	COMPRESIÓN	610 mm ²	□ 60 · 3	□ 50 · 2
MONTANTES – COMPRESIÓN - □ 75 · 5*					
D1	350.640 N	TRACCIÓN	1.339 mm ²	□ 75 · 5	-
D5	76.609 N	TRACCIÓN	292 mm ²	□ 40 · 2	-
D8	281.079 N	TRACCIÓN	1.073 mm ²	□ 75 · 4	-
DIAGONALES – TRACCIÓN - □ 75 · 5					

Tabla 16. PÓRTICO 4 – RESUMEN PREDIMENSIONADO CERCHA

* Para los montantes se ha tomado la decisión de tomar el mismo tamaño que las diagonales para una mejor disposición constructiva.

COMPROBACIÓN DE LA CERCHA COMO VIGA BIAPROYADA

Al tratarse de una cercha biapoyada obtenemos el momento máximo en centro de vano mediante la siguiente fórmula según prontuario:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

Dada una luz de 39,45m y una carga de 8.01 kN/m² obtenemos un momento máximo de:

$$M_{max} = \frac{8.01 \cdot 39.45^2}{8} = 1558.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para el predimensionado de cerchas podemos estimar el módulo resistente aproximado a partir de:

$$W = A_{cordon} \cdot h$$

Dado nuestro canto mínimo (2m) y el área de los cordones (2.710 mm²) tenemos que:

$$W = 2710 \text{ mm}^2 \cdot 2000 \text{ mm} = 5.420 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Por último toca verificar si el canto asignado a la cercha ($\approx L/20$) es suficiente o no:

$$W_{pl} = M_{Ed} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{f_y} = 1558.25 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot \frac{1.05}{275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 5949.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

No cumple, por lo que procedemos a aumentar el perfil de manera que tenga un área suficiente:

$$\frac{W}{h} = A_{cordon} = \frac{5949.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{2000 \text{ mm}} = 2974.95 \text{ mm}^2$$

Se escoge como tubo para el cordón superior y el cordón inferior un $\square 120 \cdot 7$, cuya área es de 3140 mm².

COMPROBACIÓN DE LA CERCHA EN ELS

En primer lugar se obtiene la combinación de cargas más desfavorable para ELS.

Característica: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 2.6 + 2.0 + 0 \cdot 1 = 4.6 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0$ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)

Casi Permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 2.6 + 0 \cdot (2 + 1) = 2.6 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0$ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)

La flecha máxima de un perfil viene dada por la fórmula:

$$f_{max} = \beta \cdot \frac{q' \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Siendo β un coeficiente dependiente de las condiciones de enlace (en nuestro caso 5/384 al tratarse de una viga biapoyada), q' la carga previamente calculada, I la luz de la cercha, E el módulo elástico del acero ($2.1 \cdot 10^8$ N/mm²) e I la inercia de la cercha. Limitando la flecha a $L/300$ tenemos que:

$$\frac{39450 \text{ mm}}{300} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4.6 \frac{N}{mm} \cdot 39450^4 \text{ mm}^4}{2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot I}$$

$$I = \frac{5}{384} \cdot \frac{4.6 \frac{N}{mm} \cdot 39450^4 \text{ mm}^4 \cdot 300}{2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 39450 \text{ mm}} = 5253.39 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Así mismo se puede obtener la inercia de una cercha a partir de la siguiente relación:

$$I_{cercha} \approx \frac{A_{cordón} \cdot h^2}{2} = \frac{3140 \text{ mm}^2 \cdot 2000^2 \text{ mm}^2}{2} = 6280 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Dado que I_{cercha} es mayor que la inercia necesaria según la carga y la luz, se puede considerar el predimensionado válido.

CÁLCULO DE VIGAS

Se realiza el cálculo de las vigas del pequeño forjado que sirve de pasarela de acceso a las gradas. Para el cálculo, en su condición de resistencia, éstas dependen del momento máximo, es decir, de la carga y de la luz. Lo mismo ocurre en la comprobación de flecha, donde las variables son las mismas (carga y luz).

Se comprueba en prontuario las fórmulas de cálculo del momento máximo a raíz de la cual se determinará el modulo resistente necesario para absorberlo.

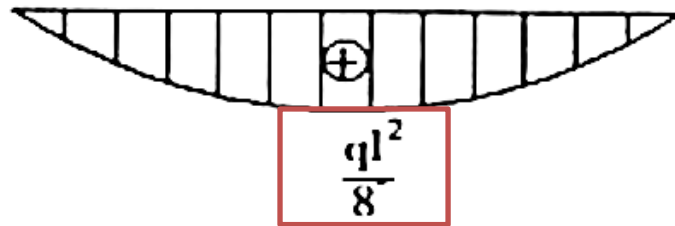


Imagen 23. LEY DE MOMENTOS VIGA BIAPOYADA

VIGA 1

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se sigue el mismo método que en la Viga 1.

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Dado que la distancia entre pórticos del edificio es de 5.0m, se toma esta distancia como el ámbito de carga para el cálculo. A partir de la estimación de cargas se obtiene el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = 6.36 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \approx 32.0 \frac{kN}{m} \quad Q = 5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m = 25.0 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1.35 \cdot 32.0 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot 25 \frac{kN}{m} = 80.7 \approx \mathbf{81.0} \frac{kN}{m}$$

A partir de la fórmula del prontuario presentada previamente se obtienen los momentos máximos de cálculo.

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{81.0 \frac{kN}{m} \cdot 3.3m^2}{8} = 110.27 kN \cdot m$$

Se ha optado por un perfil tipo IPE, y dado que en este predimensionado se está considerando que trabaja a flexión simple, se determina que es Clase 1. A partir del momento se obtiene el modulo resistente plástico mínimo admisible mediante:

$$M_{Ed} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{110.27 N \cdot mm \cdot 1.05}{275 \frac{N}{mm^2}} = 421.00 mm^3$$

Consultando prontuario, se toma como perfil, **IPE 270**.

En segundo lugar se realiza la **comprobación ELS**. Para ello se comparan las combinaciones característica y casi permanente para determinar la más desfavorable a la hora de realizar el cálculo.

Característica: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 32.0 + 25.0 = 57.0 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0.6$ al tratarse de una zona destinada al público (categoría C)

Casi Permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 32.0 + 0.6 \cdot 25.0 = 47.0 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0.6$ al tratarse de una zona destinada al público (categoría C)

La flecha máxima de un perfil viene dada por la fórmula:

$$f_{max} = \beta \cdot \frac{q' \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Siendo β un coeficiente dependiente de las condiciones de enlace (en nuestro caso 5/384 al tratarse de una viga biapoyada), q' la carga previamente calculada, L la luz de la viga, E el módulo elástico del acero ($2.1 \cdot 10^8$ N/mm²) e I la inercia de la viga ($57.9 \cdot 10^6$ mm⁴). Limitando la flecha a $L/300$ (limitación simplificada del CTE para el predimensionado) tenemos que:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{57.0 \frac{N}{mm} \cdot 3300^4 mm^4}{2.1 \cdot 10^8 \frac{N}{mm^2} \cdot 57.9 \cdot 10^6 mm^4} = 7.24 mm \quad f_{admissible} = \frac{L}{300} = 11.00 mm$$

Dado que $f_{max} < f_{adm}$ se da por válido el predimensionado.

Se opta por tanto, por un perfil IPE 270 para las vigas de la pasarela de acceso al graderío de la nave del pabellón principal.

CÁLCULO DE SOPORTES

Se va a proceder a calcular, por un lado, los soportes principales que soportan la cercha, y por otro los pequeños soportes que reciben las vigas de la pasarela de acceso a las gradas.

Para estimar el axil se va a multiplicar la carga por el ámbito (en las dos direcciones).

PILAR B

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se va a determinar la estimación de cargas más desfavorable, que viene dada por la ecuación:

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

El ámbito del pilar interior es la luz entre pórticos (5.0m) y la distancia entre éste y el pilar exterior con el que comparte la viga (1/2 ámbito de la viga). Se procede a calcular las cargas permanentes y las sobrecargas para obtener el valor q necesario para el cálculo de ELU.

7 de julio de 2016

$$G = \left(6.36 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \cdot 1.65m \right) = 52.47kN \approx 53kN$$

$$Q = \left(5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \cdot 1.65m \right) = 41.25 \approx 42.0kN$$

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot 53.0kN + 1.5 \cdot 42.0kN = 134.55kN \approx \mathbf{135.0kN}$$

A partir del axil sollicitación y las formulas básicas de predimensionado se obtiene el área necesaria para absorber la carga vertical:

$$N_{Ed} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad A = \frac{\gamma_{M0} \cdot N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \cdot 135000 N}{275 \frac{N}{mm^2}} = 515.46 mm^2$$

Se opta por emplear para los soportes los perfiles de tipo tubular cuadrados. A pesar de que la comprobación realizada se satisface con un perfil 50 · 3 (537mm²), dada la dimensión b (ancho) de las vigas calculadas previamente (IPE 270), se debería optar por emplear, como mínimo, un □ 140 · 5 (2670mm²), cuyo ancho es suficiente para resolver constructivamente los nudos.

En segundo lugar se realiza la **comprobación a pandeo**. Para ello se determina la longitud de pandeo a partir de la longitud del soporte y del coeficiente β, el cual depende del tipo de enlace en los nudos. Se comienza limitando la esbeltez reducida a 2. $\lambda \leq 2$.

$$\Leftrightarrow \frac{\lambda}{\lambda_R} \text{ siendo } \lambda_R \text{ 86.8 para acero S275, por lo que } \lambda \leq 173$$

Como el perfil tipo tubo cuadrado tiene la misma inercia en ambos ejes, se determina el eje y del pilar para el plano del pórtico, y el eje z para el plano perpendicular a éste. El coeficiente β_y adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano del pórtico y el coeficiente β_z adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano perpendicular al pórtico (se va a arriostrar con zunchos). Teniendo en cuenta que la longitud de la barra es de 3.500 mm se tiene que:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 0.7 \cdot 3500 = 2.450 mm$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L = 0.7 \cdot 3500 = 2.450 mm$$

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{2.450}{i_y} \leq 173 \rightarrow i_y = 14.17 mm$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{2.450}{i_z} \leq 173 \rightarrow i_z = 14.17 mm$$

Puesto que el radio de giro del perfil adoptado previamente (□ 140 · 5) es de 55.4 mm, superior al solicitado en el eje y y en el ej z, se determina que éste cumple la comprobación a pandeo.

PILAR A

Se va a calcular el pilar más solicitado de los dos que comparten cercha (el que además recibe las cargas del forjado y el cerramiento). En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**. Para ello se va a determinar la estimación de cargas más desfavorable, que viene dada por la ecuación:

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

El ámbito del pilar exterior es la luz entre pórticos (5.0m) y la distancia entre éste y el pilar con el que comparte la cercha (1/2 ámbito de la viga). Se procede a calcular las cargas permanentes y las sobrecargas para obtener el valor q necesario para el cálculo de ELU.

$$G = \left(0.52 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \cdot \frac{39.45m}{2}\right) + \left(6.36 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \cdot 1.65m\right) + \left(18.0 \frac{kN}{m} \cdot 5.0m\right) \approx 194kN$$

$$Q = \left(5.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \cdot 1.65m\right) + \left(0.4 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \cdot \frac{39.45m}{2}\right) + \left(0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.0m \cdot \frac{39.45m}{2}\right) \approx 101.0kN$$

$$N_{Ed} = 1.35 \cdot 194.0kN + 1.5 \cdot 101.0kN = 413.4kN \approx \mathbf{415.0kN}$$

A partir del axil sollicitación y las formulas básicas de predimensionado se obtiene el área necesaria para absorber la carga vertical:

$$N_{Ed} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad A = \frac{\gamma_{Mo} \cdot N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \cdot 415000 N}{275 \frac{N}{mm^2}} = 1584 mm^2$$

Se opta por emplear para los soportes los perfiles de tipo tubular cuadrados. A pesar de que la comprobación realizada se satisface con un perfil 100 · 5 (1880mm²), dada la dimensión b (ancho) de las vigas calculadas previamente (IPE 270), se debería optar por emplear, como mínimo, un □ 140 · 5 (2670mm²), cuyo ancho es suficiente para resolver constructivamente los nudos.

En segundo lugar se realiza la **comprobación a pandeo**. Para ello se determina la longitud de pandeo a partir de la longitud del soporte y del coeficiente β, el cual depende del tipo de enlace en los nudos. Se comienza limitando la esbeltez reducida a 2. $\lambda \leq 2$.

$$\lambda \leq \frac{\lambda}{\lambda_R} \text{ siendo } \lambda_R 86.8 \text{ para acero S275, por lo que } \lambda \leq 173$$

Como el perfil tipo tubo cuadrado tiene la misma inercia en ambos ejes, se determina el eje y del pilar para el plano del pórtico, y el eje z para el plano perpendicular a éste. El coeficiente β_y adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano del pórtico y el coeficiente β_z adopta el valor de 0.7 al tratarse de una barra empotrada – articulada en el plano perpendicular al pórtico. Teniendo en cuenta que la longitud de la barra es de 10.500 mm se tiene que:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L = 0.7 \cdot 10.500 = 7.350 mm$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L = 0.7 \cdot 10.500 = 7.350 mm$$

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{7.350}{i_y} \leq 173 \rightarrow i_y = 42.49 mm$$

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{7.350}{i_z} \leq 173 \rightarrow i_z = 42.49 mm$$

Puesto que el radio de giro del perfil adoptado previamente (□ 140 · 5) es de 55.4 mm, superior al solicitado en el eje y y en el eje z, se determina que éste cumple la comprobación a pandeo.

Con el objetivo de homogeneizar todos los soportes (la mayor parte están a la vista), se opta por instalar para esta zona del edificio los perfiles □ 180 · 8, al igual que sucede en los pórticos 1,2 y 3.

CÁLCULO DE ZUNCHOS

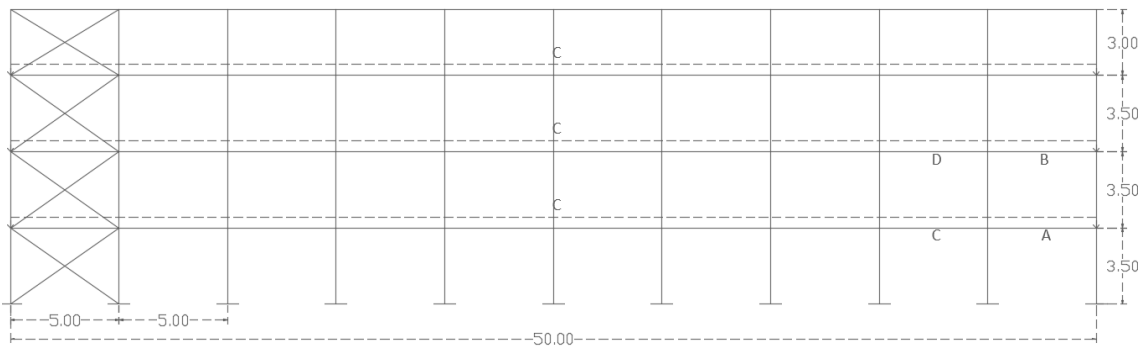


Imagen 24. PÓRTICO 4 – ESQUEMA ESTÁTICO ZUNCHOS (CERRAMIENTO ESTE)

Para el dimensionado de los zunchos se va a realizar el cálculo como si de un pórtico se tratara, el cual recibe las cargas del cerramiento.

En su condición de resistencia, éstos dependen del momento máximo, es decir, de la carga y de la luz. Lo mismo ocurre en la comprobación de flecha, donde las variables son las mismas (carga y luz).

Se comprueba en prontuario los puntos cuyo momento máximo es mayor para determinar si el predimensionado más desfavorable se va a dar en la viga central o en una de las extremas.

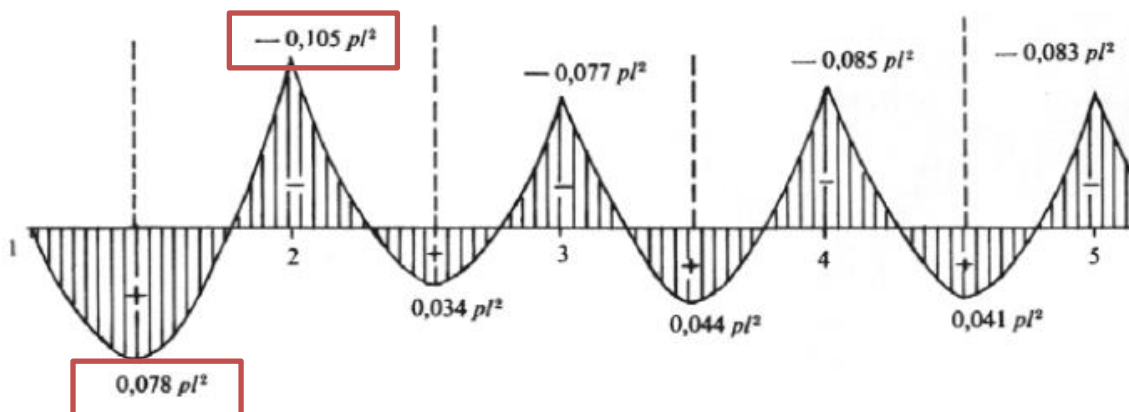


Imagen 25. LEY DE MOMENTOS VIGA MÚLTIPLES VANOS

Dado que los momentos máximos se dan en el centro de vano de la viga exterior se trabajará sobre la viga A.

VIGA A

En primer lugar se procede a la **comprobación ELU**.

$$q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

Dado que la carga total del cerramiento es de 23,35 kN/m y que se ha tomado la decisión de repartir la carga en 3 niveles de zunchos diferentes, se procede al cálculo del valor q necesario para el cálculo de ELU.

7 de julio de 2016

$$C = 23.35 \frac{kN}{m} / 3 \approx 7.8 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1.35 \cdot 7.8 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot 0 \frac{kN}{m} = 10.53 \approx 11.0 \frac{kN}{m}$$

A partir de las formulas del prontuario presentadas previamente se obtienen los momentos máximos y mínimos (aunque solo sea necesario el mayor se van a calcular ambos).

$$M_{\max} = 0.078 \cdot q \cdot l^2 = 0.078 \cdot 11.0 \frac{kN}{m} \cdot 5.0m^2 = 21.45 kN \cdot m$$

$$M_{\min} = -0.105 \cdot q \cdot l^2 = 0.105 \cdot 11.0 \frac{kN}{m} \cdot 5.0m^2 = -28.88 kN \cdot m$$

Se ha optado por un perfil tipo IPE, y dado que en este predimensionado se esta considerando que trabaja a flexión simple, se determina que es Clase 1. A partir del momento se obtiene el modulo resistente plástico mínimo admisible mediante:

$$M_{Ed} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{21.45 N \cdot mm \cdot 1.05}{275 \frac{N}{mm^2}} = 81.9 mm^3$$

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{-28.88 N \cdot mm \cdot 1.05}{275 \frac{N}{mm^2}} = 110.27 mm^3$$

Consultando prontuario, se toma como perfil, **IPE 160**.

En segundo lugar se realiza la **comprobación ELS**. Para ello se comparan las combinaciones característica y casi permanente para determinar la más desfavorable a la hora de realizar el cálculo.

Característica: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 11.0 = 11.0 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0$ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)

Casi Permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = q' = 11.0 + 0 \cdot (0) = 11 \frac{kN}{m}$

$\psi_{0,i} = 0$ al tratarse de una cubierta tipo H (Accesible solo mantenimiento)

La flecha máxima de un perfil viene dada por la fórmula:

$$f_{\max} = \beta \cdot \frac{q' \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Siendo β un coeficiente dependiente de las condiciones de enlace (en nuestro caso 3/384 al tratarse de una viga con continuidad elástica por un extremo), q' la carga previamente calculada, I la luz de la viga, E el módulo elástico del acero ($2.1 \cdot 10^8$ N/mm²) e I la inercia de la viga ($8.69 \cdot 10^6$ mm⁴). Limitando la flecha a $L/300$ (limitación simplificada del CTE para el predimensionado) tenemos que:

$$f_{max} = \frac{3}{384} \cdot \frac{11.0 \frac{N}{mm} 5000^4 mm^4}{2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2} 8.69 \cdot 10^6 mm^4} = 29.44 mm \quad f_{admissible} = \frac{L}{300} = 16.66 mm$$

Dado que $f_{max} > f_{adm}$ se deberá aumentar la sección del perfil. Para ello se procede a obtener la inercia necesaria para cumplir con la flecha máxima

$$16.66 = \frac{3}{384} \cdot \frac{11.0 \frac{N}{mm} 5000^4 mm^4}{2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2} I} \quad I = \frac{3}{384} \cdot \frac{11.0 \frac{N}{mm} 5000^4 mm^4}{2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2} 16.66} = 15.36 \cdot 10^6 mm^3$$

Se optaría por tanto, por un perfil IPE 200 para todos los zunchos del pabellón principal. **Se toma la decisión de homogeneizar la estructura del pabellón polideportivo e instalar perfiles IPE 270 (como ocurre en el cálculo de las vigas).**

TABLA RESUMEN PREDIMENSIONADO

ELEMENTO	ELU	ELS / PANDEO	DISP. CONSTR.	PERFIL ADOPTADO
VIGAS	IPE 270	IPE 270	-	IPE 270
CERCHA – C. SUPERIOR	□ 120·6	□ 120·7	-	□ 120·7
CERCHA – C. INFERIOR	□ 120·6	-	□ 120·7	□ 120·7
CERCHA – DIAGONALES	□ 75·5	-	-	□ 75·5
CERCHA – MONTANTES	□ 60·3	□ 40·2	□ 75·5	□ 75·5
SOPORTES EXT. (10.5m)	□ 100·5	□ 110·6	□ 180·8	□ 180·8
SOPORTES INT. (3.5m)	□ 50·3	□ 40·3	□ 180·8	□ 180·8
ZUNCHOS	IPE 160	IPE 200	IPE 270	IPE 270

Tabla 17. PÓRTICO 4 – RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE I

RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE I

ELEMENTO	ELU	ELS / PANDEO	DISP. CONSTR.	PERFIL ADOPTADO
PÓRTICOS 1 Y 2				
VIGAS P1	IPE 360	IPE 360	-	IPE 360
VIGAS CUBIERTA	IPE 330	IPE 330	-	IPE 330
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 120·8	□ 110·6	□ 180·8	□ 180·8
SOPORTES P2 (4.0m)	□ 80·5	□ 120·6	□ 180·8	□ 180·8
ZUNCHOS P1	-	-	IPE 360	IPE 360
ZUNCHOS CUBIERTA	-	-	IPE 330	IPE 330
PÓRTICO 3				
VIGAS P1	IPE 360	IPE 360	-	IPE 360
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 90·5	□ 110·6	□ 180·8	□ 180·8
ZUNCHOS P1	-	-	IPE 360	IPE 360
PÓRTICO 4				
VIGAS	IPE 270	IPE 270	-	IPE 270
CERCHA – C. SUPERIOR	□ 120·6	□ 120·7	-	□ 120·7
CERCHA – C. INFERIOR	□ 120·6	-	□ 120·7	□ 120·7
CERCHA – DIAGONALES	□ 75·5	-	-	□ 75·5
CERCHA – MONTANTES	□ 60·3	□ 40·2	□ 75·5	□ 75·5
SOPORTES EXT. (10.5m)	□ 100·5	□ 110·6	□ 180·8	□ 180·8
SOPORTES INT. (3.5m)	□ 50·3	□ 40·3	□ 180·8	□ 180·8
ZUNCHOS	IPE 160	IPE 200	IPE 270	IPE 270

Imagen 18. RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE I

PREDIMENSIONADO. FASE II – COMPROBACIÓN EN SAP2000

PÓRTICOS 1 Y 2 – HALL Y VESTUARIOS PISTAS EXTERIORES

COMPROBACIÓN ELU

Para realizar la comprobación ELU se va a verificar que todas las barras del pórtico 1 y del pórtico 2 superan el análisis realizado por SAP2000.

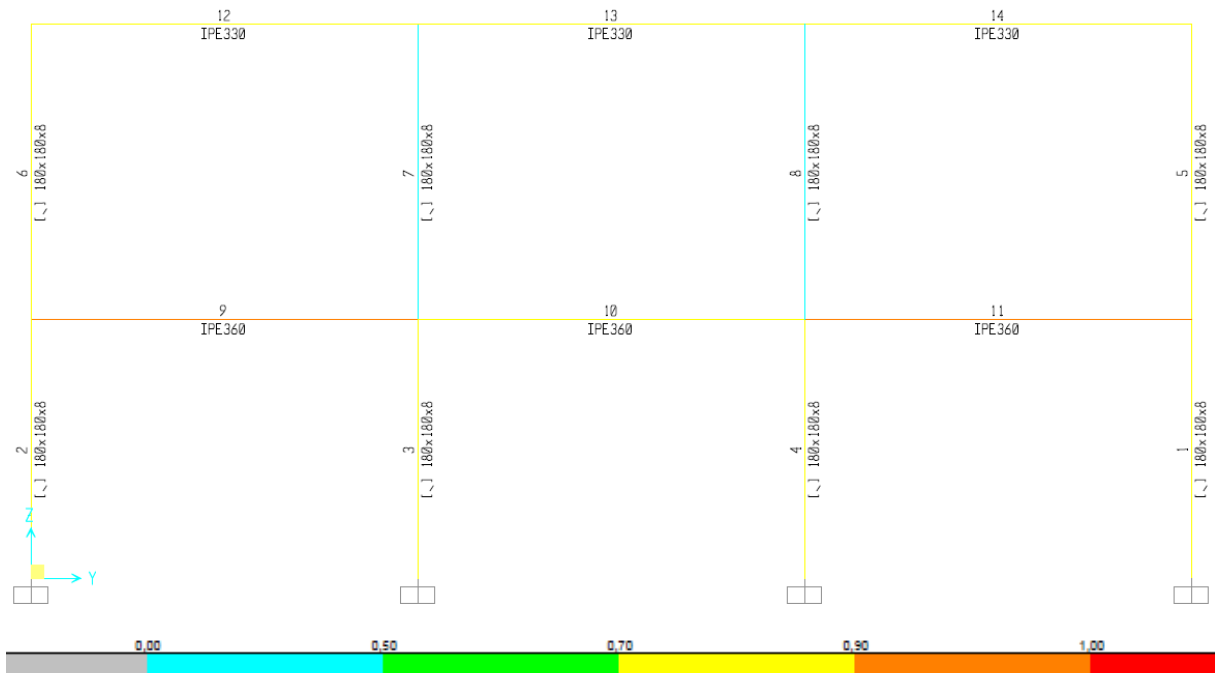


Imagen 26. PÓRTICO 1 – COMPROBACIÓN ELU

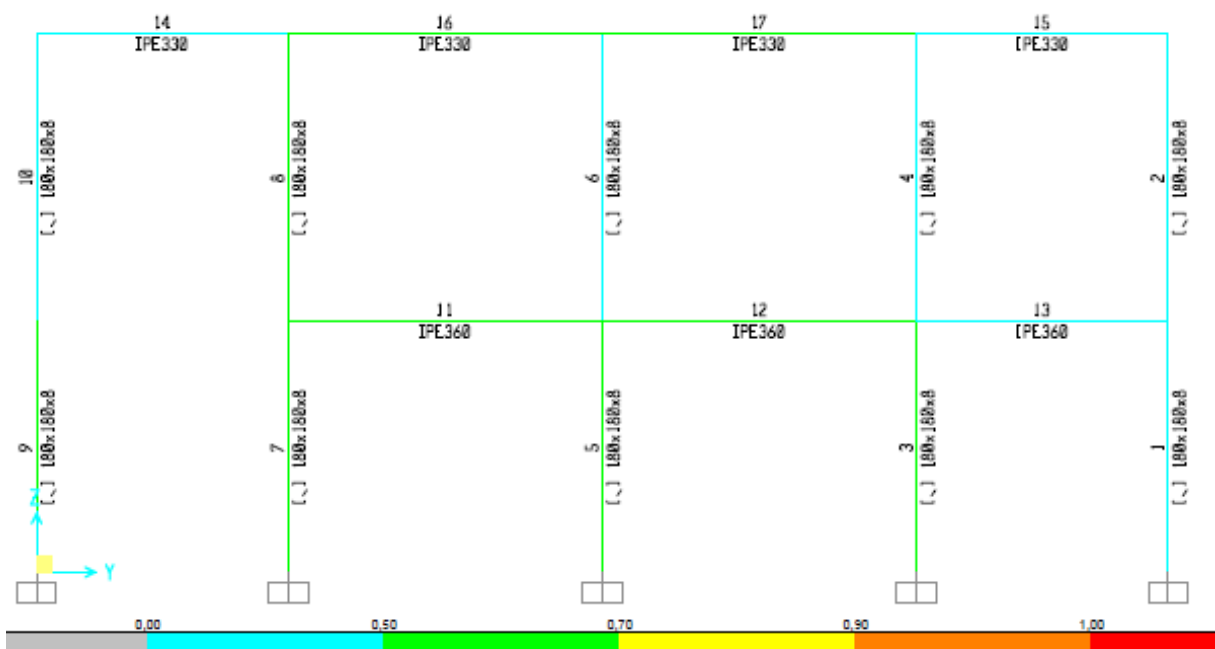


Imagen 27. PÓRTICO 2 – COMPROBACIÓN ELU

Como se aprecia en ambos gráficos adjuntos todas las barras superan el análisis.

COMPROBACIÓN ELS

Para la comprobación ELS se va a comprobar la flecha máxima en las vigas más solicitadas de ambos pórticos, la cual vendrá dada por el momento máximo para una de las siguientes combinaciones, empleándose únicamente la más desfavorable.

- **Integridad Elem. Constr.** $ELS_{tab} = \alpha(DEAD + CMP) + 1 \cdot SCU + 0.5 \cdot SCN$

Combinación característica donde α es el % que representan los falsos techos respecto del total (único elemento constructivo aplicado después de la tabiquería), es decir FT/CMP, que se va a tomar un 25% como simplificación; y 0.5 es el valor de ψ_0 según la tabla 4.2 Coeficientes de Simultaneidad del CTE DB – SE para la nieve a cotas inferiores a 1000m. Deberá cumplir L/300 (para forjados de cubierta) y L/500 (para forjados de planta).

- **Confort** SCU

Deberá cumplir L/350 para forjados de cubierta y es innecesario su cálculo para forjados de planta.

- **Apariencia** $ELS_{qpu} = 1 \cdot DEAD + 1 \cdot CMP + 0.6 \cdot SCU$

Combinación casi permanente donde 0.6 es el valor de ψ_2 según la tabla 4.2 Coeficientes de Simultaneidad del CTE DB – SE para zonas destinadas al público (Categoría C) para las sobrecargas superficiales de uso. Deberá cumplir L/300 en cualquier situación.

Para esta fase de predimensionado por pórticos **se va a realizar la comprobación ELS a partir de la condición de Apariencia (L/300 en todos los casos)**, la más restrictiva de las 3 dado su mayor coeficiente de las cargas y, además, **se realizará la comprobación de Integridad de Elementos Constructivos para los forjados de planta (al estar más limitada su flecha, L/500)**.

PÓRTICO 1 - ELSqpu

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 1 para la combinación ELSqpu (Apariencia) y el diagrama de momentos flectores generado.

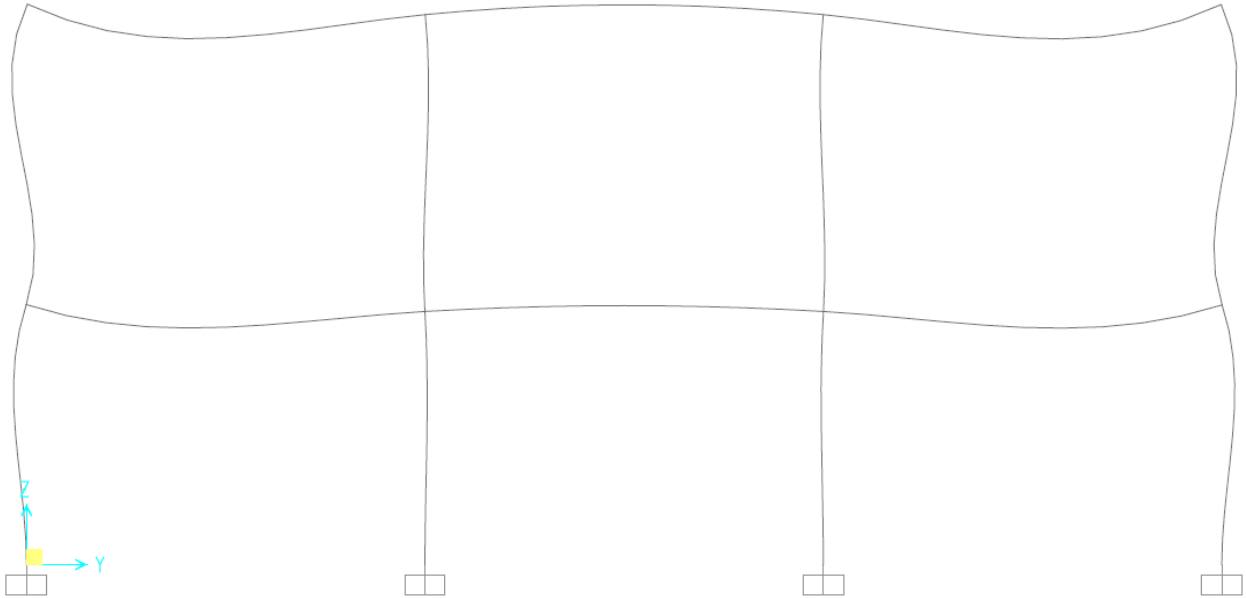


Imagen 28. PÓRTICO 1 – DEFORMADA ELSqpu

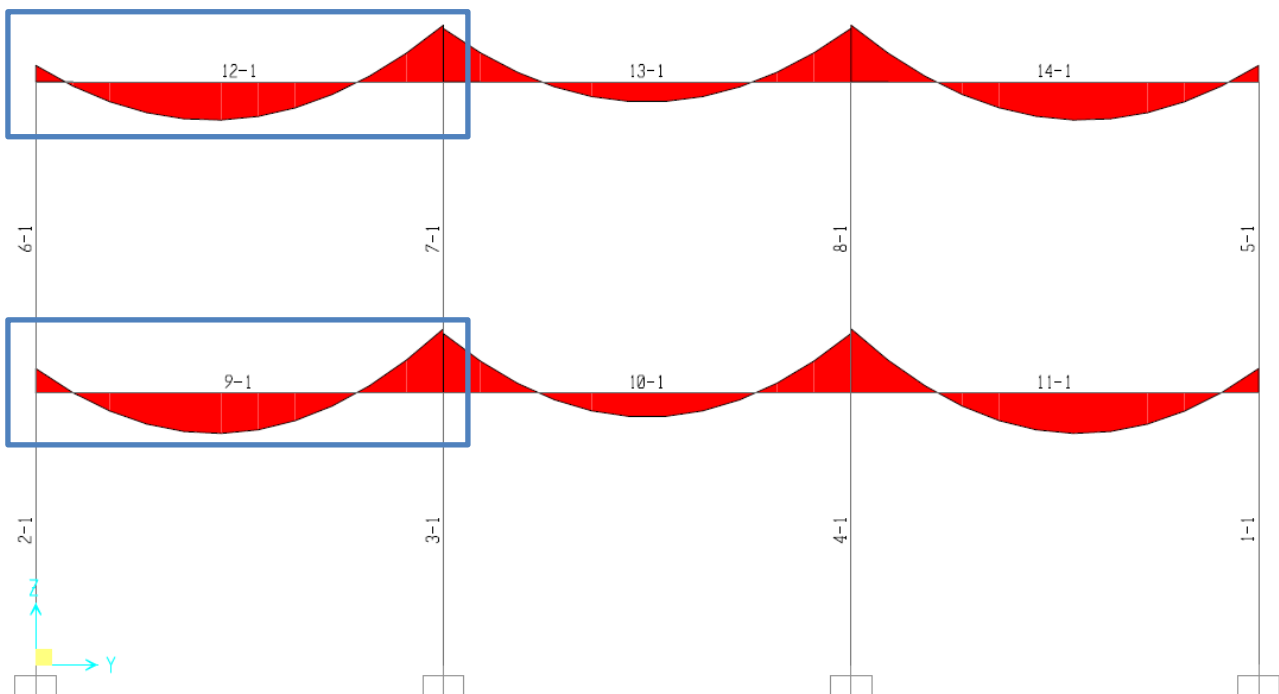


Imagen 29. PÓRTICO 1 – LEY DE MOMENTOS ELSqpu

Se procede a estudiar del pórtico 1 la barra 9 del primer forjado y la barra 12 del forjado segundo.

PÓRTICO 1 – BARRA 9

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

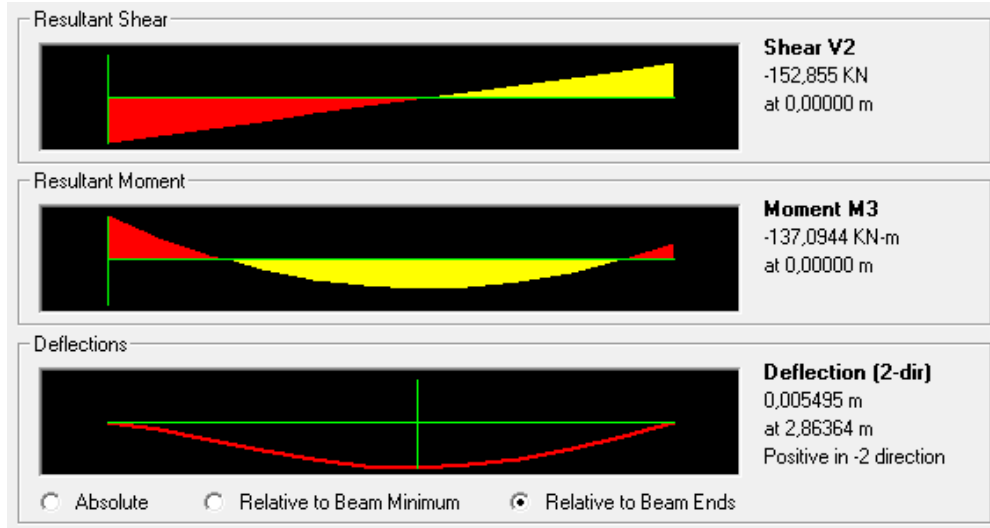


Imagen 30. Pórtico 1 – FLECHA RELATIVA BARRA 9 ELSqpu

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{5.250m}{300} = 17.50mm > 5.50mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 1 – BARRA 12

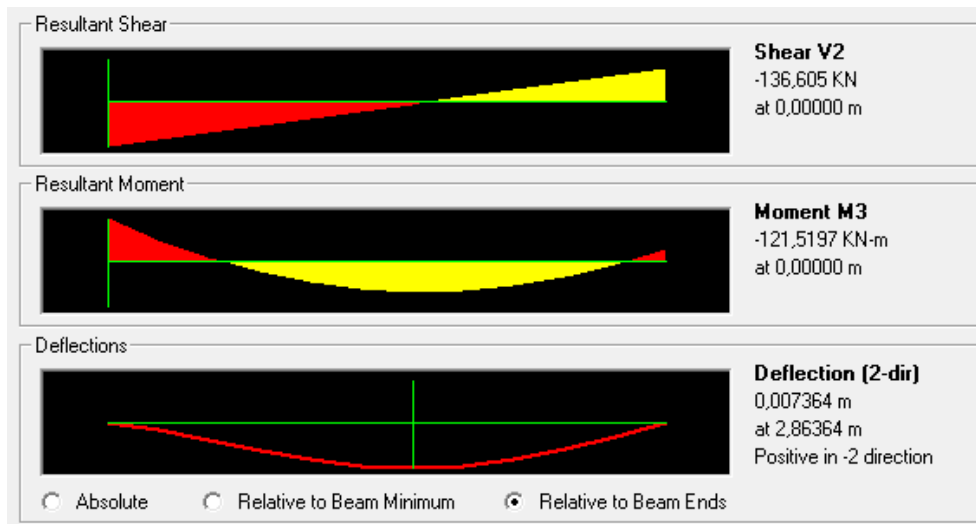


Imagen 31. Pórtico 1 – FLECHA RELATIVA BARRA 12 ELSqpu

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{5.250m}{300} = 17.50mm > 7.37mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 1 - ELStab

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 1 para la combinación ELStab (Integridad elementos constructivos) y el diagrama de momentos flectores generado.

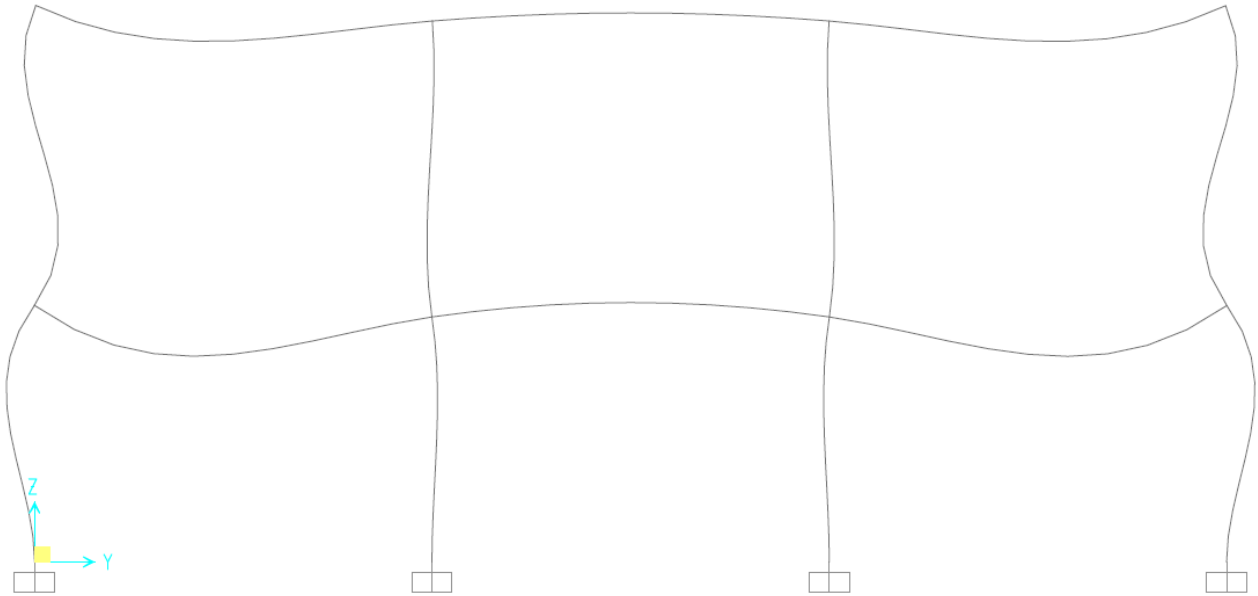


Imagen 32. PÓRTICO 1 – DEFORMADA ELStab

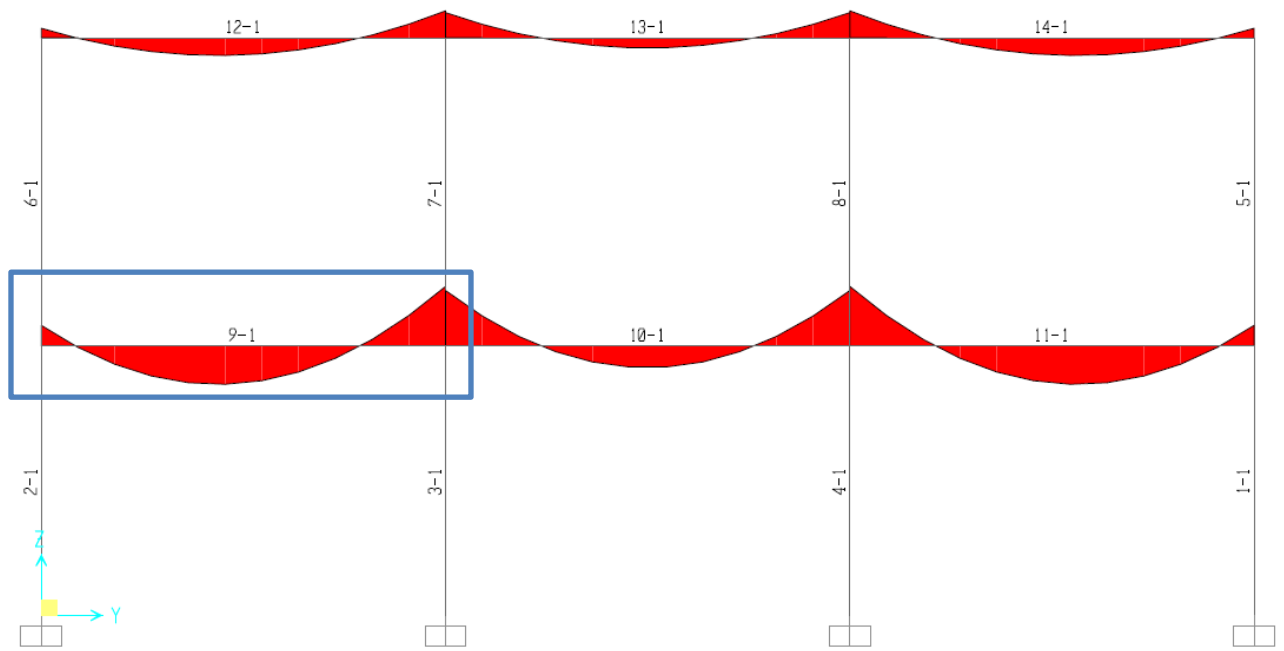


Imagen 33. PÓRTICO 1 – LEY DE MOMENTOS ELStab

Se procede a estudiar la barra 9 del pórtico 1, correspondiente al forjado de planta.

PÓRTICO 1 – BARRA 9

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

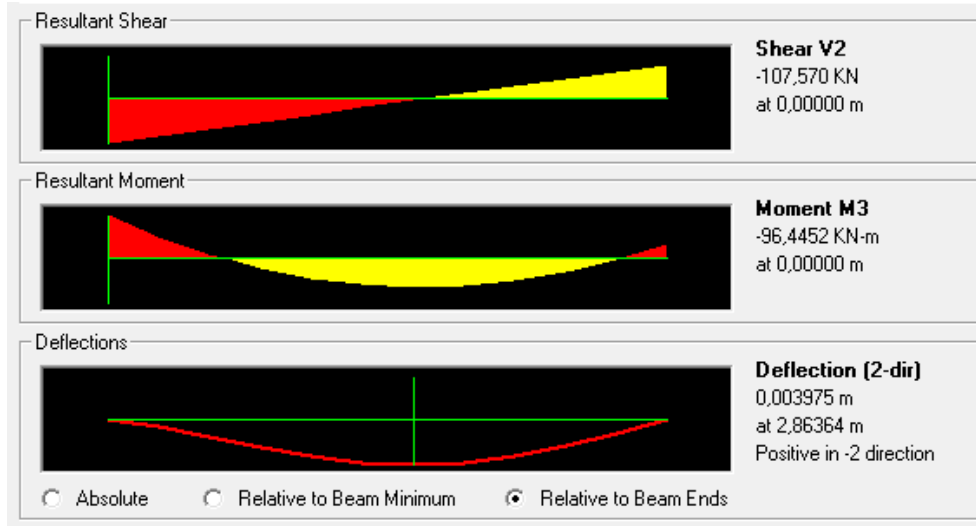


Imagen 34. Pórtico 1 – FLECHA RELATIVA BARRA 9 ELStab

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{5,250m}{500} = 10,50mm > 3,98mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 2 - ELSqpu

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 2 para la combinación ELSqpu (Apariencia) y el diagrama de momentos flectores generado.

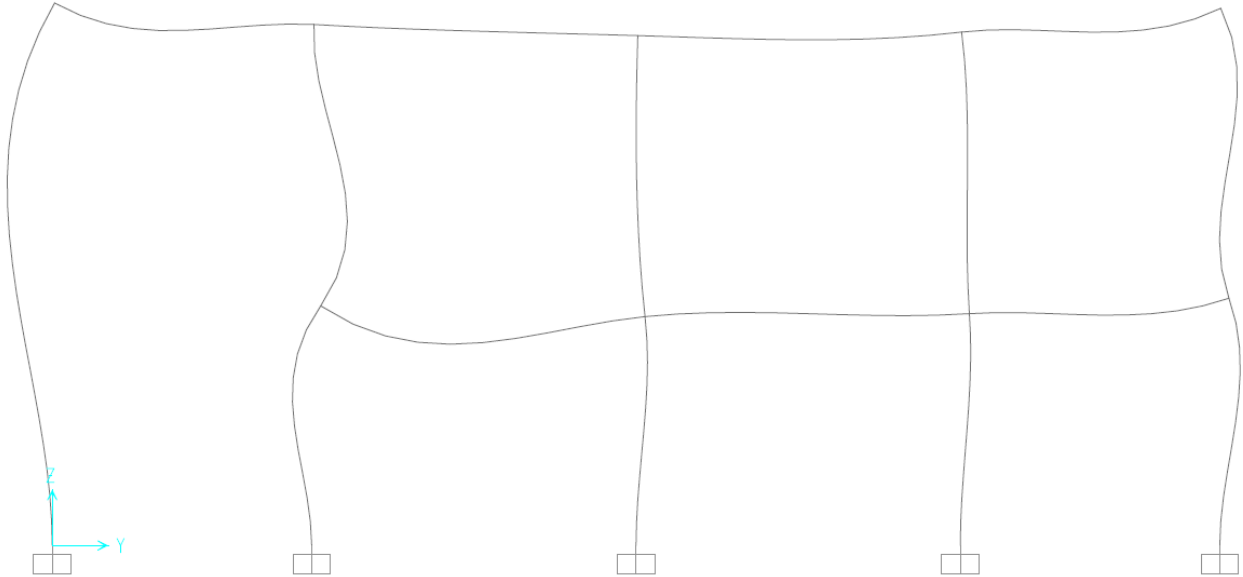


Imagen 35. PÓRTICO 2 – DEFORMADA ELSqpu

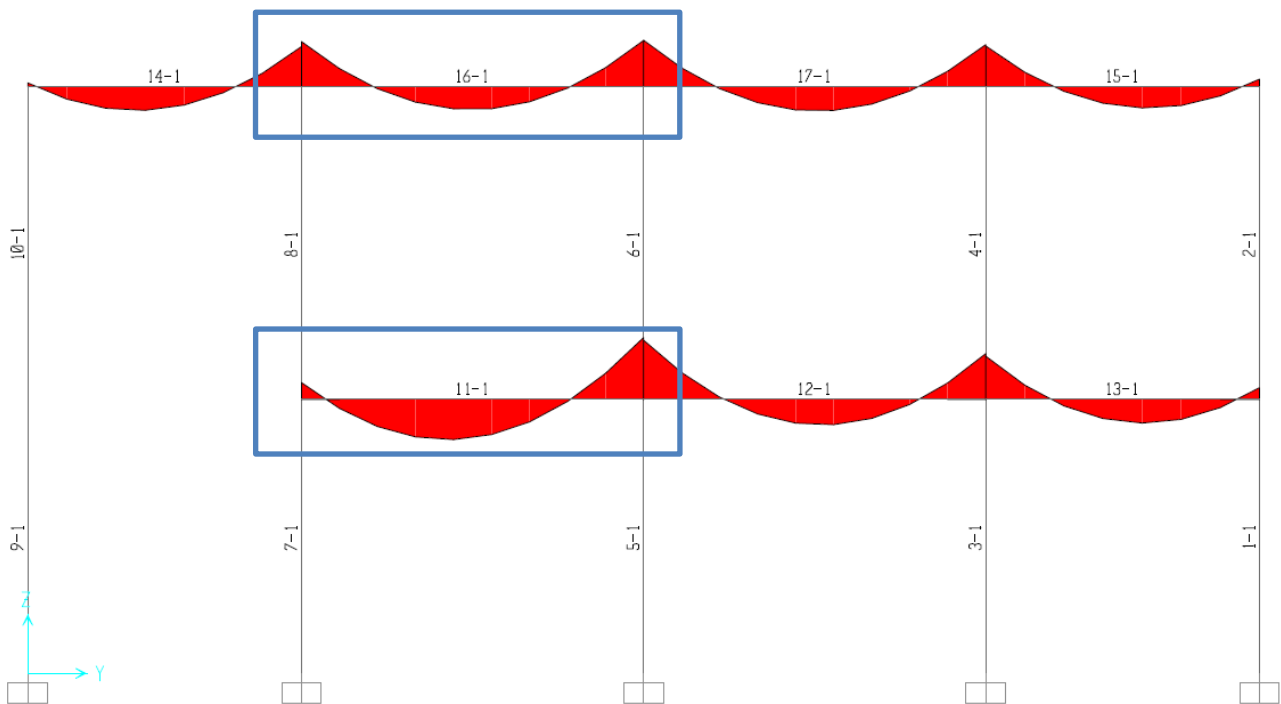


Imagen 36. PÓRTICO 2 – LEY DE MOMENTOS ELSqpu

Se procede a estudiar del pórtico 2 la barra 11 del primer forjado y la barra 16 del forjado segundo.

PÓRTICO 2 – BARRA 11

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

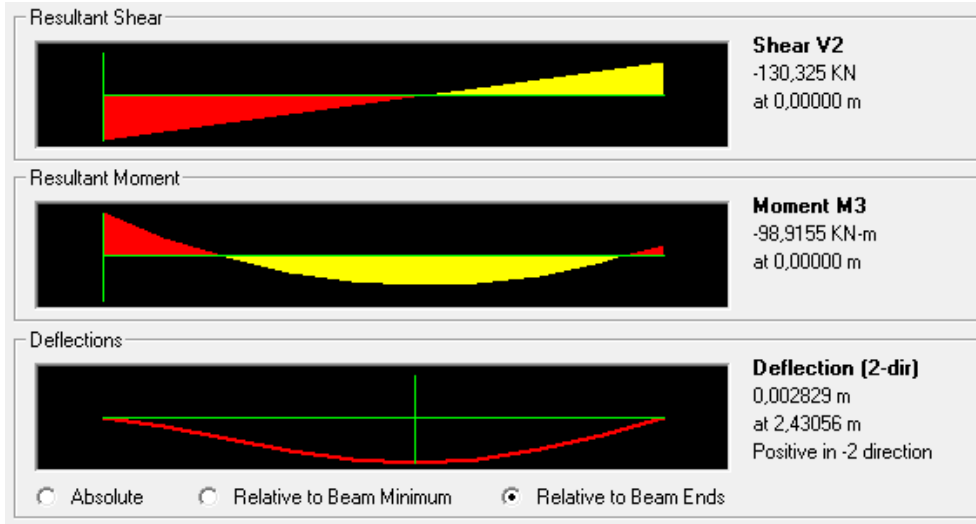


Imagen 37. Pórtico 2 – FLECHA RELATIVA BARRA 11 ELSqpu

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{4.375m}{300} = 14.59mm > 2.83mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 2 – BARRA 16

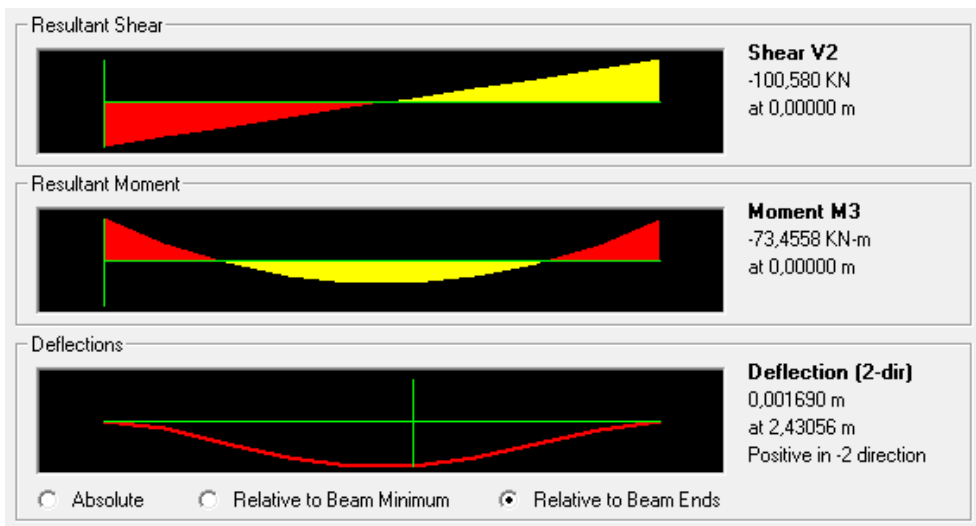


Imagen 38. Pórtico 2 – FLECHA RELATIVA BARRA 16 ELSqpu

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{4.375m}{300} = 14.59mm > 1.69mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 2 - ELStab

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 2 para la combinación ELStab (Integridad elementos constructivos) y el diagrama de momentos flectores generado.

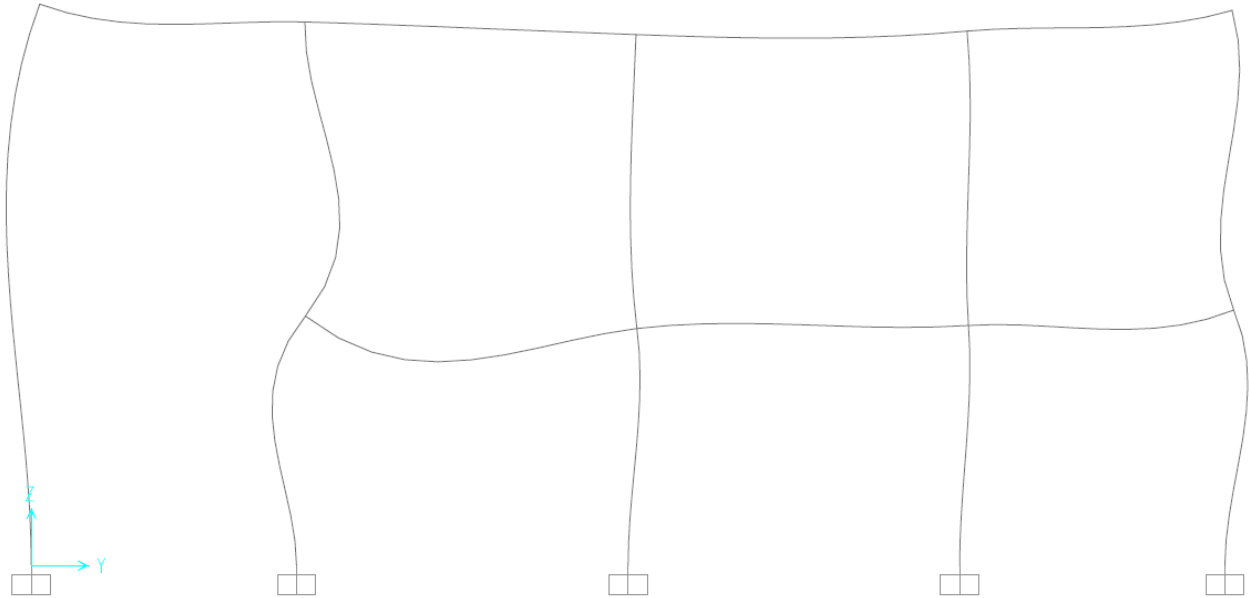


Imagen 39. PÓRTICO 2 – DEFORMADA ELStab

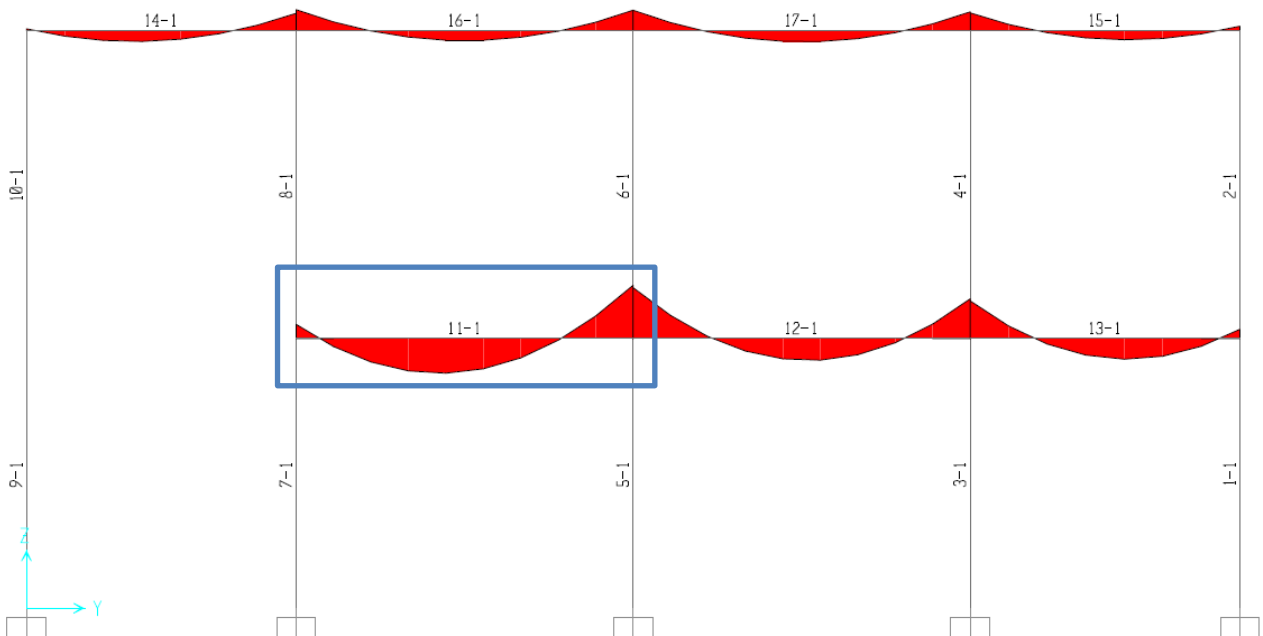


Imagen 40. PÓRTICO 2 – LEY DE MOMENTOS ELStab

Se procede a estudiar la barra 11 del pórtico 2, correspondiente al forjado de planta.

PÓRTICO 2 – BARRA 11

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

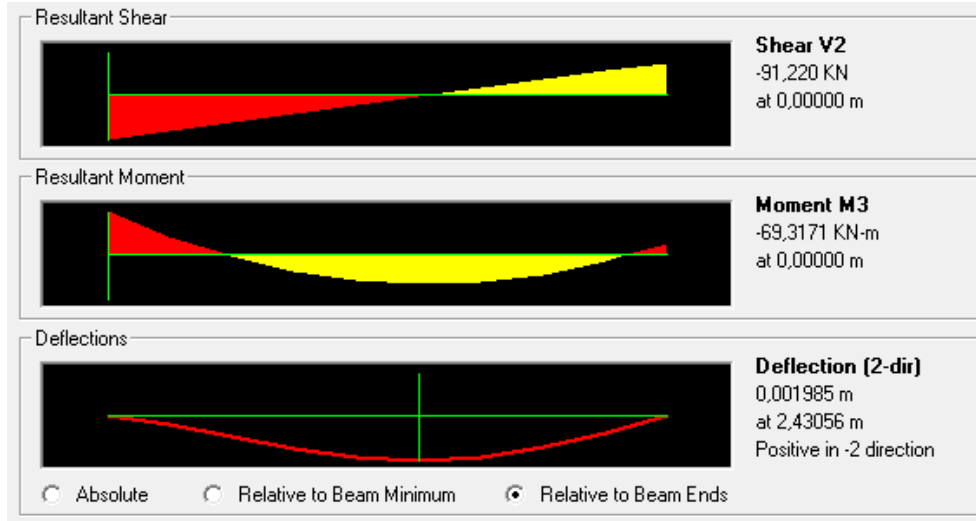


Imagen 41. Pórtico 2 – FLECHA RELATIVA BARRA 16 ELStab

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4.375m}{500} = 8.75mm > 1.99mm \quad \text{CUMPLE}$$

COMPROBACIÓN DESPLOME LATERAL

Para la comprobación frente al desplome lateral se va a emplear la combinación más desfavorable que tiene en cuenta las acciones del viento, debiendo verificarse que el desplome lateral por planta es inferior a $L/250$ y el total es inferior a $L/500$:

$$ELS_{v+} = 1 \cdot CMP + 1 \cdot DEAD + 1 \cdot SCV$$

PÓRTICO 1

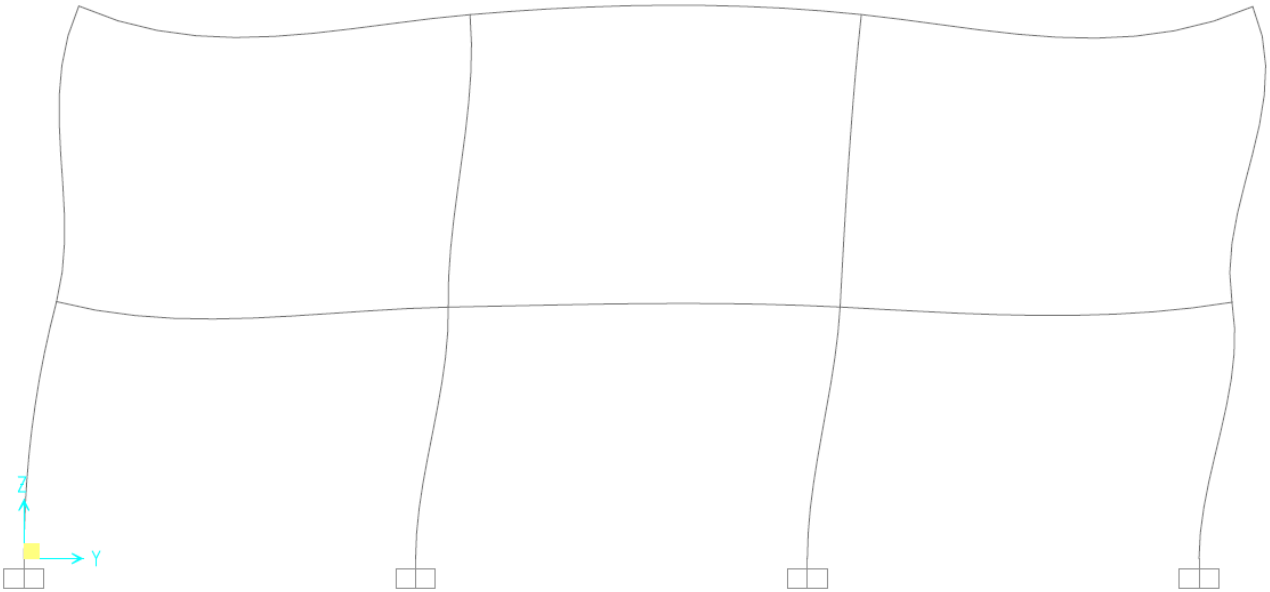


Imagen 42. PÓRTICO 1 – DEFORMADA ELSv+

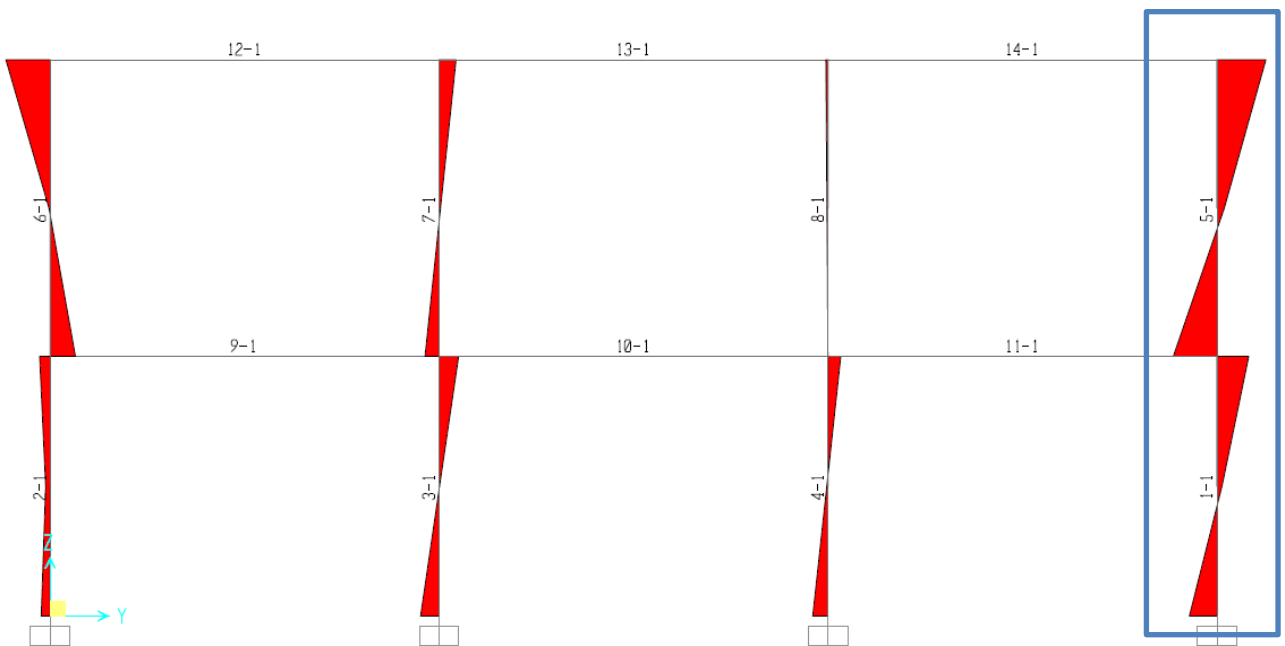


Imagen 43. PÓRTICO 1 – LEY DE MOMENTOS ELSv+

PÓRTICO 1 – BARRA 1

Se procede al cálculo de la barra 1, el soporte inferior más solicitado.

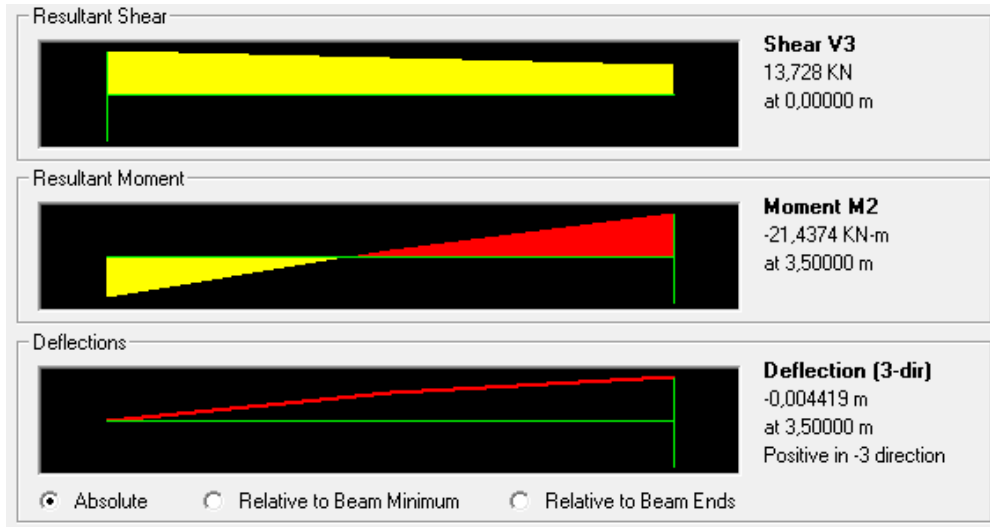


Imagen 44. PÓRTICO 1 – DESPLOME LATERAL BARRA 1 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14 \text{ mm} > 4.42\text{mm CUMPLE}$$

PÓRTICO 1 – BARRA 5

Se procede al cálculo de la barra 5, el soporte superior más solicitado.

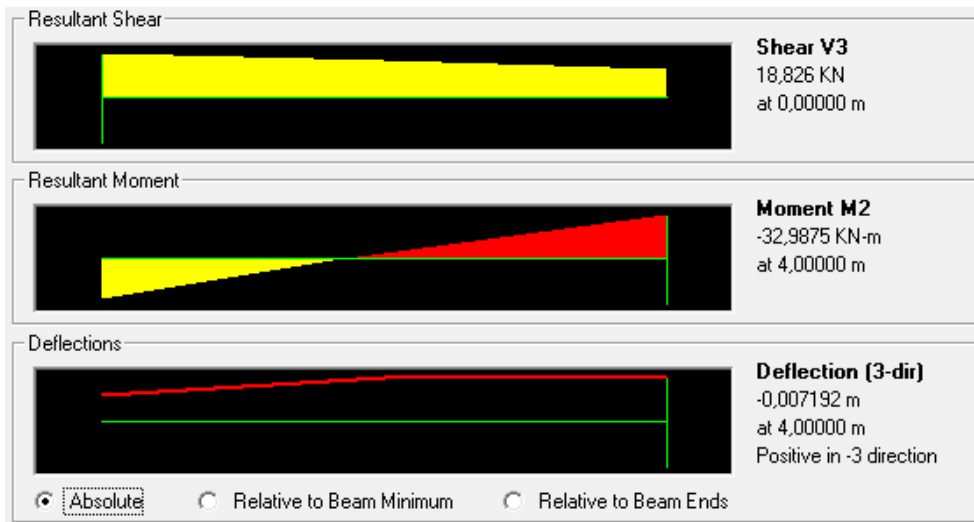


Imagen 45. PÓRTICO 1 – DESPLOME LATERAL BARRA 5 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm} > (7.20 - 4.42) = 2.28\text{mm CUMPLE}$$

PÓRTICO 1 – DESPLOME TOTAL

$$f_{desplome} = \frac{H}{500} = \frac{7500}{500} = 15 \text{ mm} > 7.20\text{mm CUMPLE}$$

PÓRTICO 2

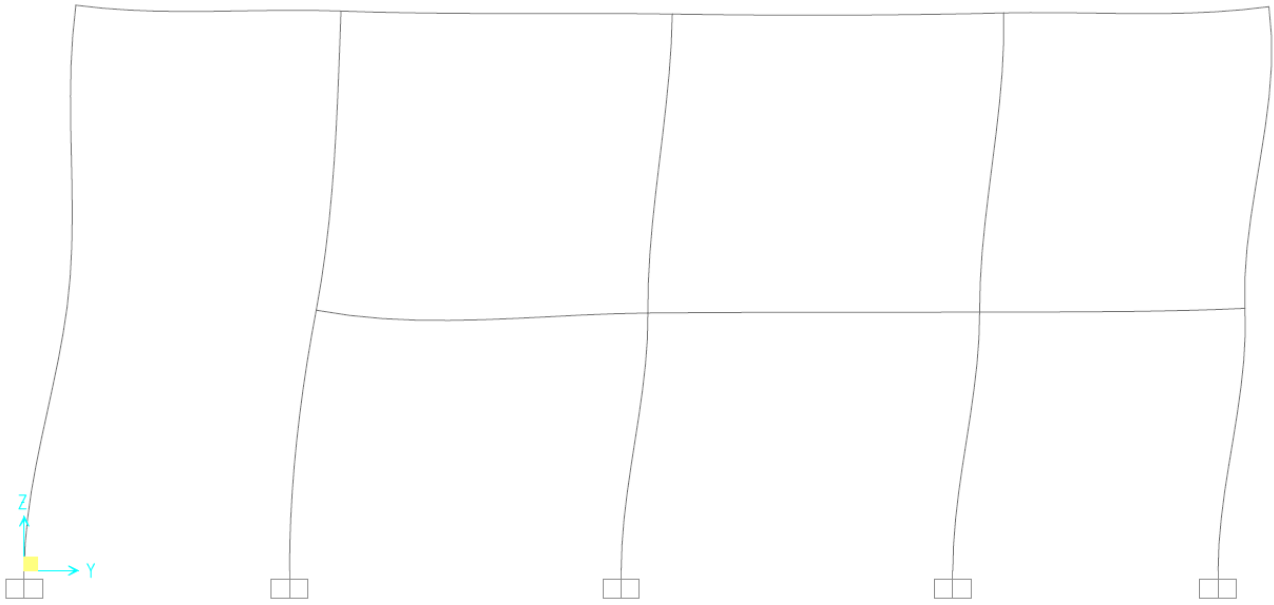


Imagen 46. PÓRTICO 2 – DEFORMADA ELSv+

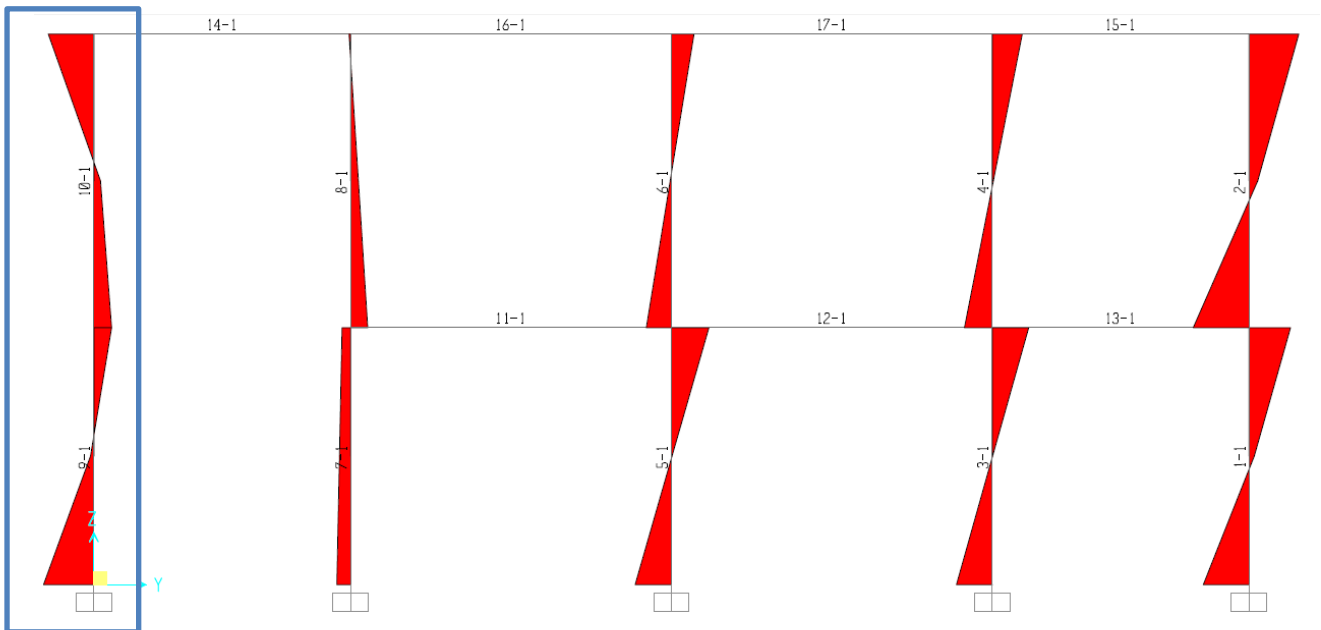


Imagen 47. PÓRTICO 2 – LEY DE MOMENTOS ELSv+

PÓRTICO 2 – BARRA 9

Se procede al cálculo de la barra 9, el soporte inferior más solicitado.

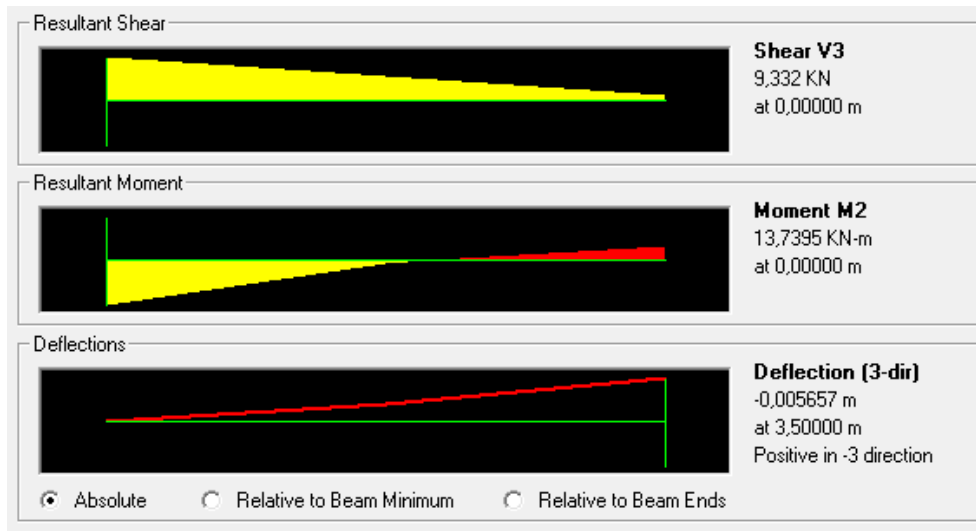


Imagen 48. PÓRTICO 2 – DESPLOME LATERAL BARRA 9 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14 \text{ mm} > 5.66\text{mm CUMPLE}$$

PÓRTICO 2 – BARRA 10

Se procede al cálculo de la barra 10, el soporte superior más solicitado.

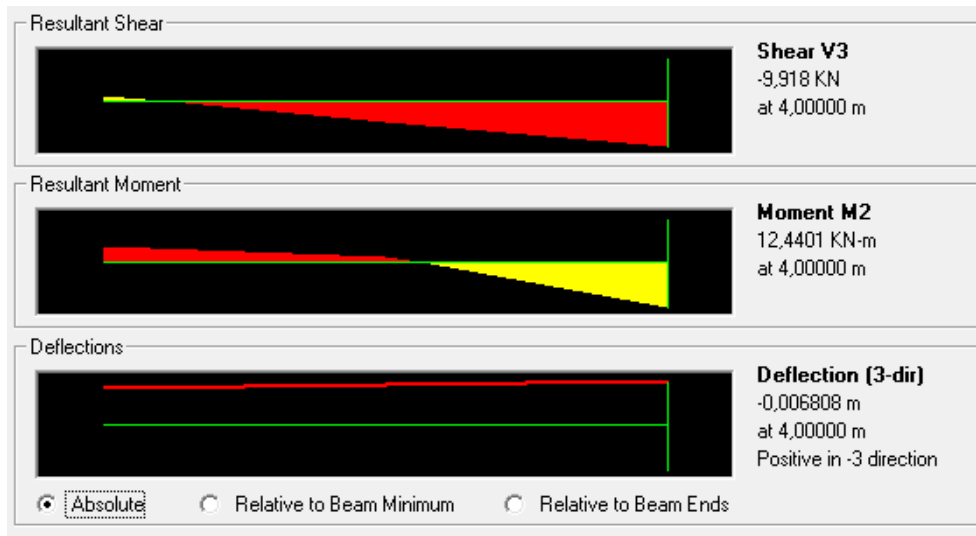


Imagen 49. PÓRTICO 2 – DESPLOME LATERAL BARRA 10 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm} > (6.80 - 5.66) = 1.14\text{mm CUMPLE}$$

PÓRTICO 2 – DESPLOME TOTAL

$$f_{desplome} = \frac{H}{500} = \frac{7500}{500} = 15 \text{ mm} > 6.80\text{mm CUMPLE}$$

PÓRTICOS 3 – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO

COMPROBACIÓN ELU

Para realizar la comprobación ELU se va a verificar que todas las barras del pórtico 3 superan el análisis realizado por SAP2000.

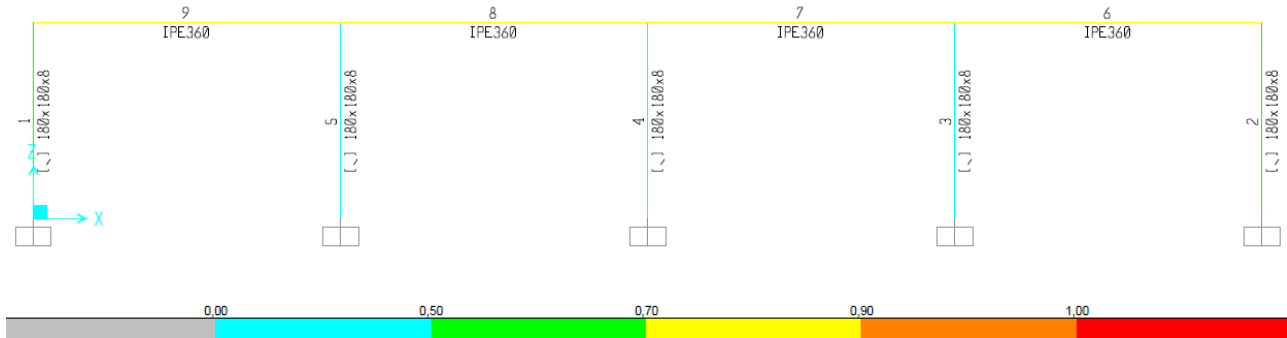


Imagen 50. PÓRTICO 3 – COMPROBACIÓN ELU

Como se aprecia en el gráfico adjunto todas las barras superan el análisis.

COMPROBACIÓN ELS

La comprobación ELS se va a realizar para la combinación de ELSqpu (Apariencia), la más desfavorable de las vistas en el cálculo de los pórticos 1 y 2. Además se realizará la comprobación de Integridad de elementos constructivos.

PÓRTICO 3 - ELSqpu

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 3 para la combinación ELSqpu (Apariencia) y el diagrama de momentos flectores generado.

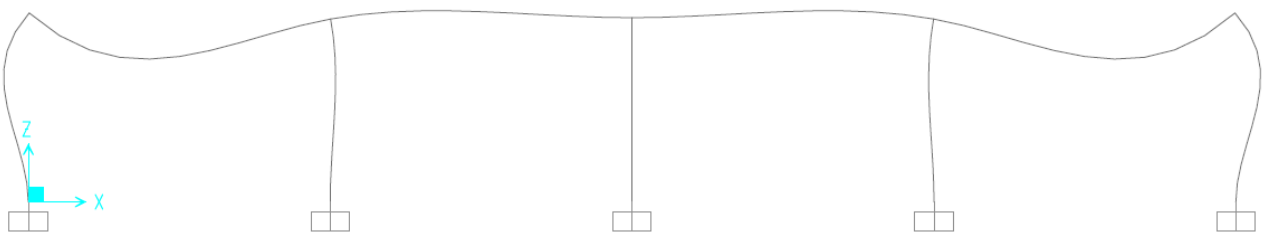


Imagen 51. PÓRTICO 3 – DEFORMADA ELSqpu

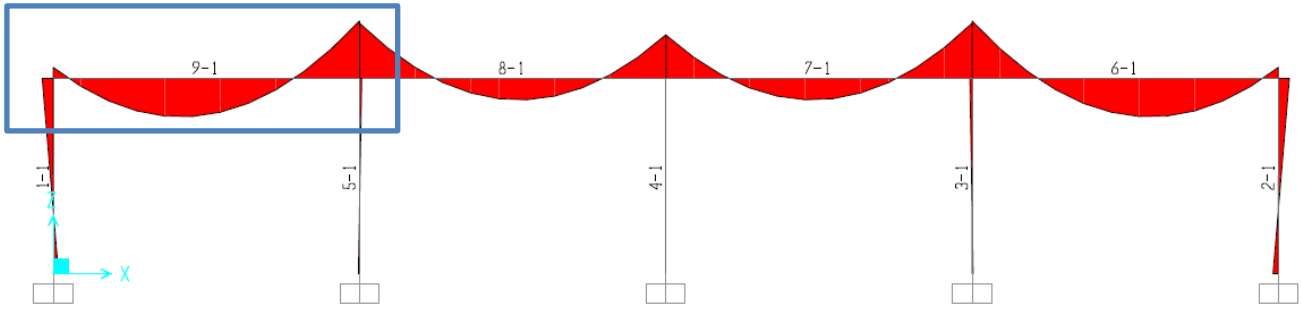


Imagen 52. PÓRTICO 3 – LEY DE MOMENTOS ELSqpu

Se procede a estudiar del pórtico 3 la barra 9, la más solicitada de todo el forjado.

PÓRTICO 3 – BARRA 9

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

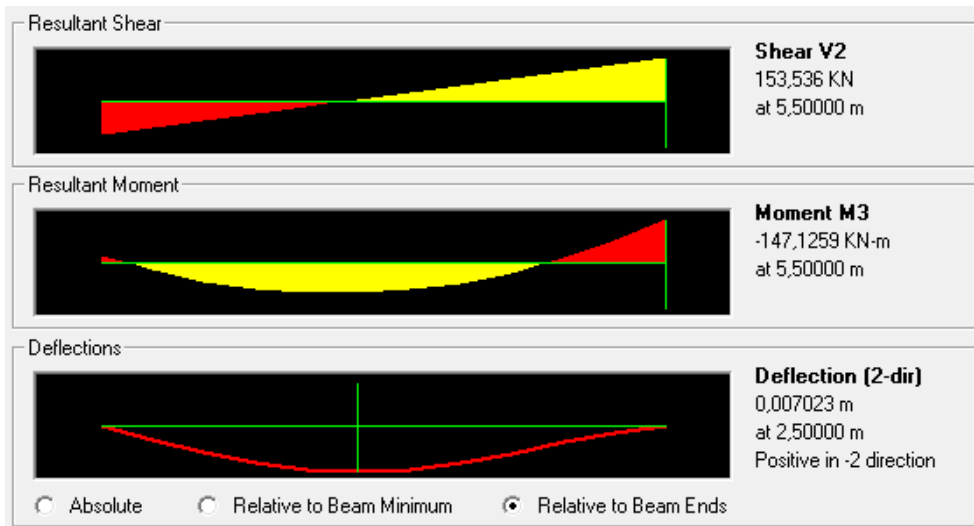


Imagen 53. PÓRTICO 3 – FLECHA RELATIVA BARRA 9 ELSqpu

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{5,500m}{300} = 18.33mm > 6.67mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 3 - ELStab

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 3 para la combinación ELStab (Integridad elementos constructivos) y el diagrama de momentos flectores generado.

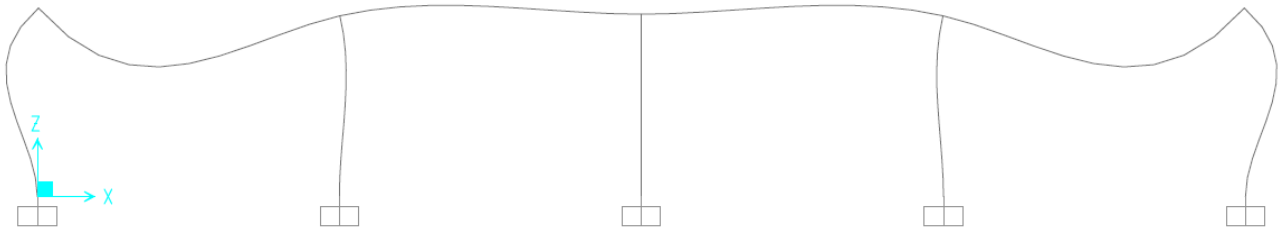


Imagen 54. PÓRTICO 3 – DEFORMADA ELStab

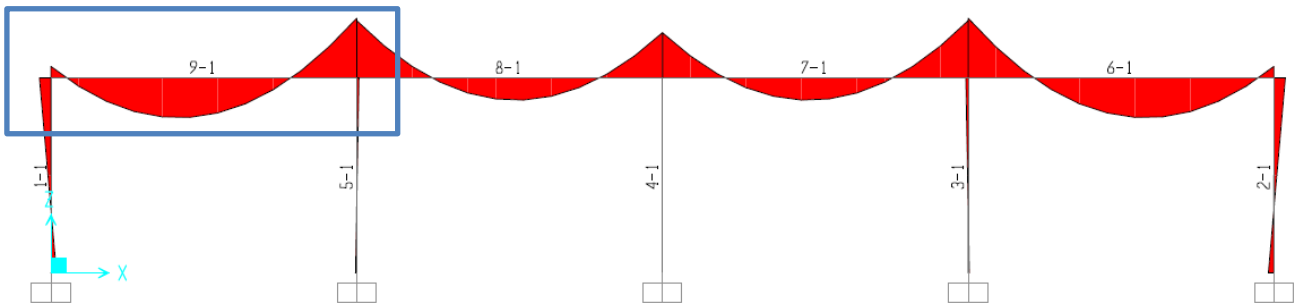


Imagen 55. PÓRTICO 3 – LEY DE MOMENTOS ELStab

Se procede a estudiar del pórtico 3 la barra 9, la más solicitada de todo el forjado.

PÓRTICO 3 – BARRA 9

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

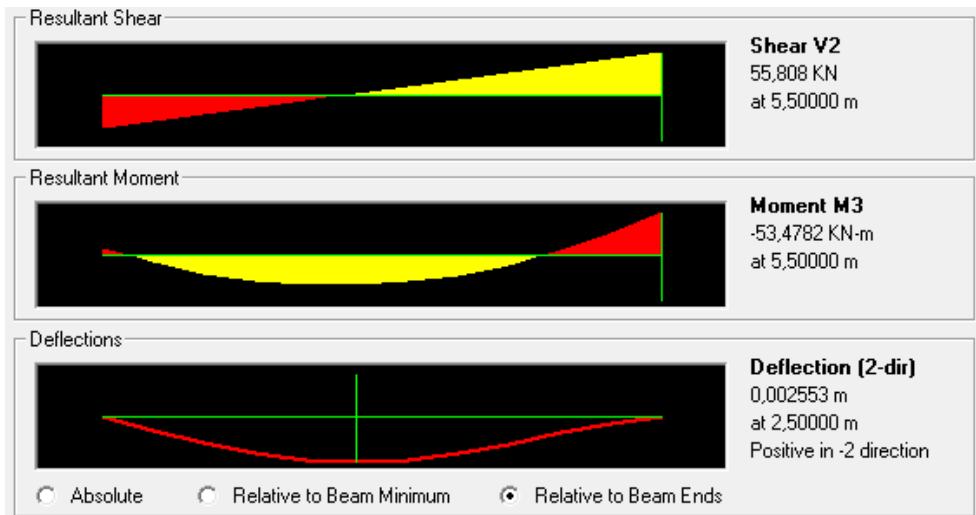


Imagen 56. PÓRTICO 3 – FLECHA RELATIVA BARRA 9 ELStab

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{5,500m}{300} = 18,33mm > 2,56mm \quad \text{CUMPLE}$$

COMPROBACIÓN DESPLOME LATERAL

Para la comprobación frente al desplome lateral se va a emplear la combinación vista anteriormente (ELSV+), debiendo verificarse que el desplome lateral por planta es inferior a L/250 y el total es inferior a L/500.

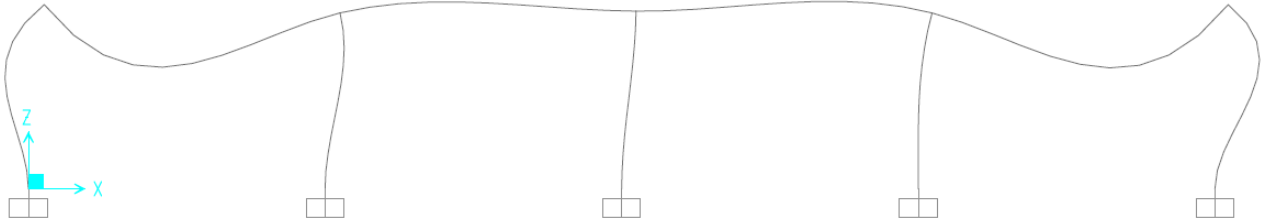


Imagen 57. PÓRTICO 3 – DEFORMADA ELSv+

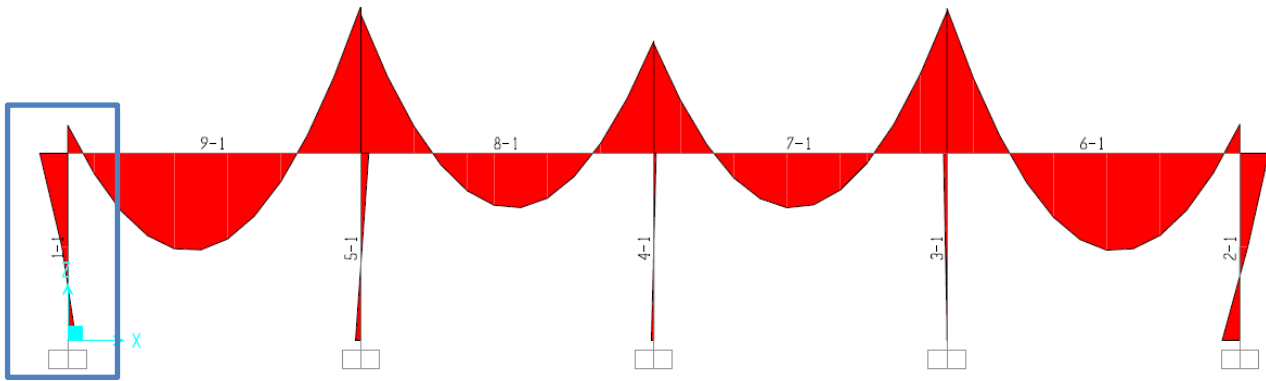


Imagen 58. PÓRTICO 3 – LEY DE MOMENTOS ELSv+

PÓRTICO 3 – BARRA 1

Se procede al cálculo de la barra 1, el soporte más solicitado de todo el conjunto.

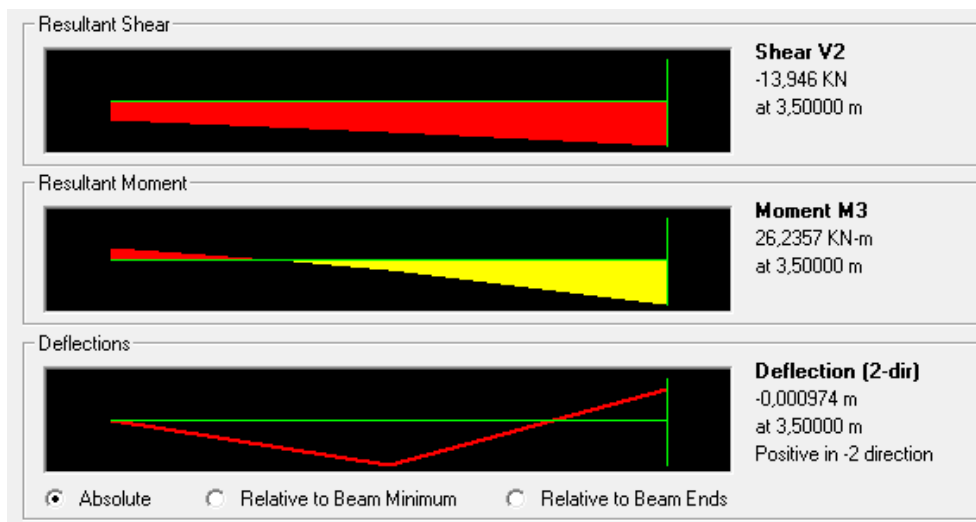


Imagen 59. PÓRTICO 3 – DESPLOME LATERAL BARRA 1 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{500} = \frac{3500}{500} = 7mm > 0.98mm \text{ CUMPLE}$$

PÓRTICOS 4 – PABELLÓN CUBIERTO

COMPROBACIÓN ELU

Para realizar la comprobación ELU se va a verificar que todas las barras del pórtico 4 superan el análisis realizado por SAP2000.

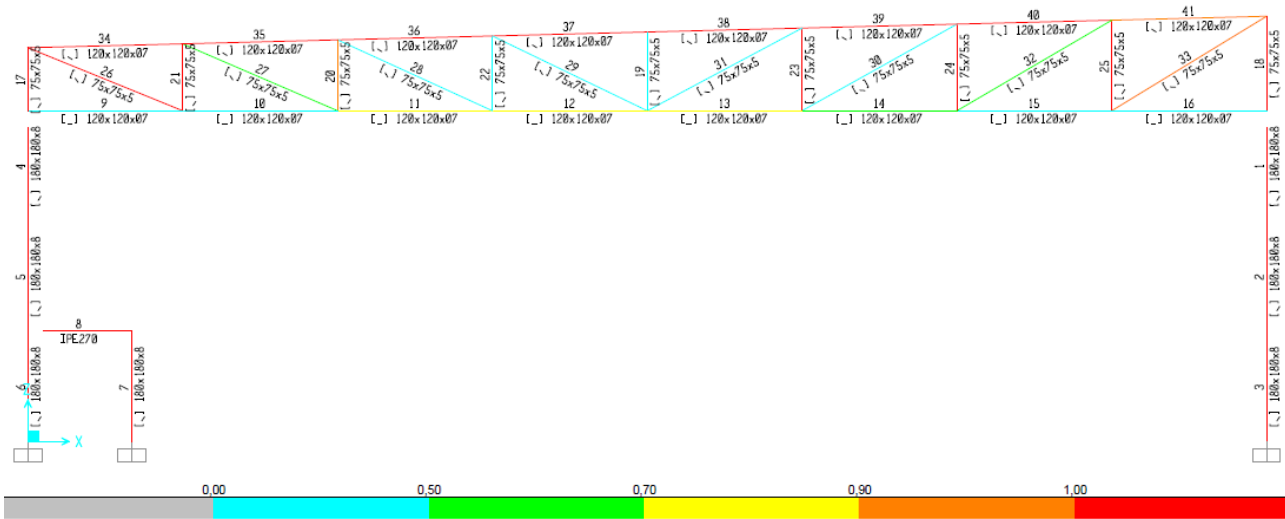


Imagen 60. PÓRTICO 4 – COMPROBACIÓN ELU

Como se aprecia en el gráfico adjunto múltiples barras no superan el análisis por lo que, antes de continuar, se debe realizar un redimensionado para subsanar los errores.

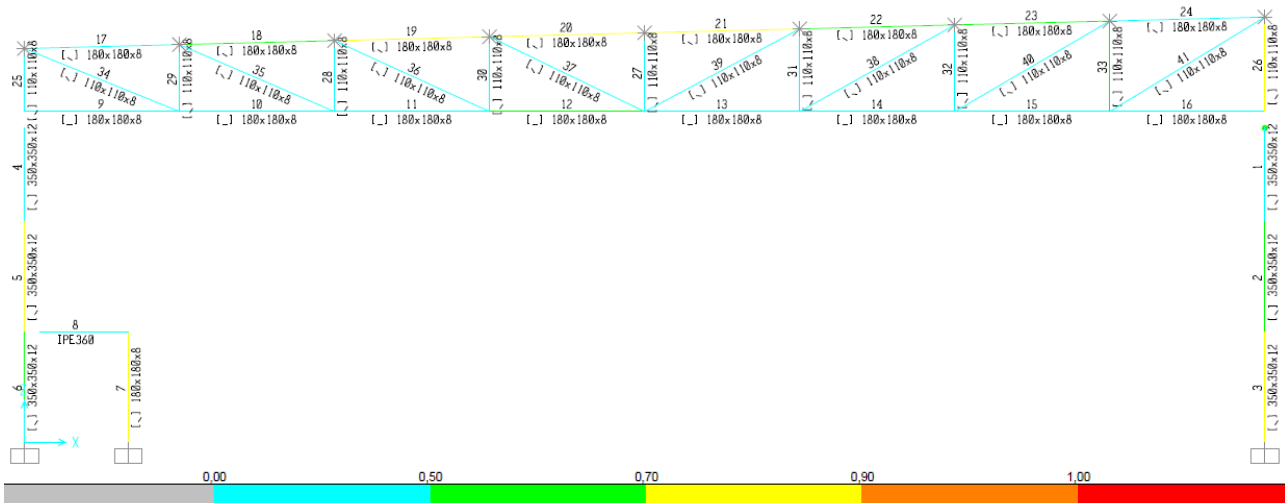


Imagen 61. PÓRTICO 4 – RECOMPROBACIÓN ELU

Tras realizar las correcciones pertinentes todas las barras del pórtico cumplen por lo que se puede dar por válido el nuevo predimensionado. A continuación se detallan los cambios realizados.

ELEMENTO	PERFIL PREVIO	PERFIL ADOPTADO
VIGAS	IPE 270	IPE 360
CERCHA – C. SUPERIOR	□ 120·7	□ 180·8
CERCHA – C. INFERIOR	□ 120·7	□ 180·8
CERCHA – DIAGONALES	□ 75·5	□ 110·8
CERCHA – MONTANTES	□ 75·5	□ 110·8
SOPORTES EXT. (10.5m)	□ 180·8	□ 350·12
SOPORTES INT. (3.5m)	□ 180·8	□ 180·8

Tabla 19. PÓRTICO 4 – REDIMENSIONADO COMPROBACIÓN ELU

COMPROBACIÓN ELS

La comprobación ELS se va a realizar para la combinación de ELS_{qpu} (Apariencia), la más desfavorable de las vistas en el cálculo de los pórticos 1 y 2. Además se realizará la comprobación de Integridad de elementos constructivos al tratarse todo el pórtico de un forjado de cubierta.

PÓRTICO 4 - ELS_{qpu}

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 4 para la combinación ELS_{qpu} (Apariencia) y el diagrama de momentos flectores generado.

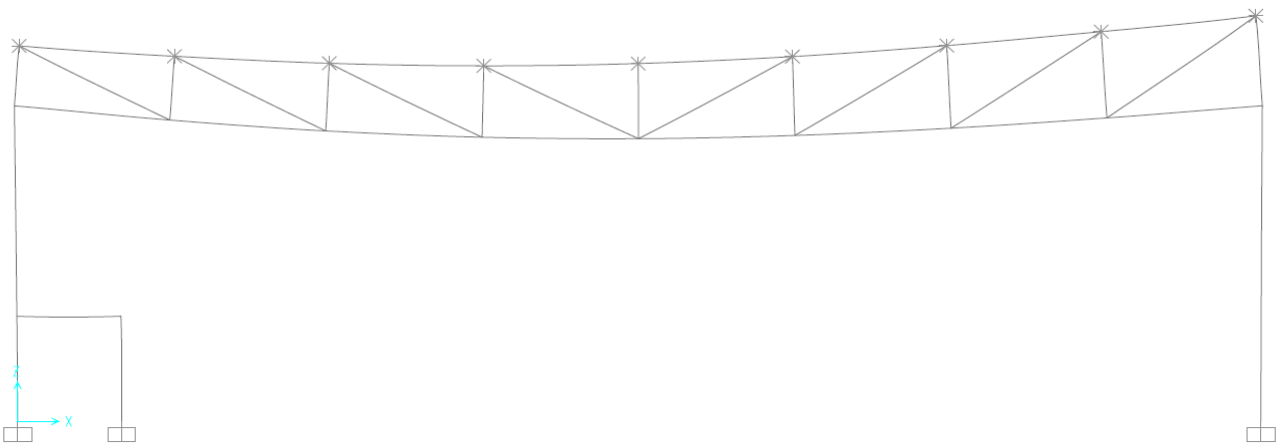


Imagen 62. PÓRTICO 4 – DEFORMADA ELS_{qpu}

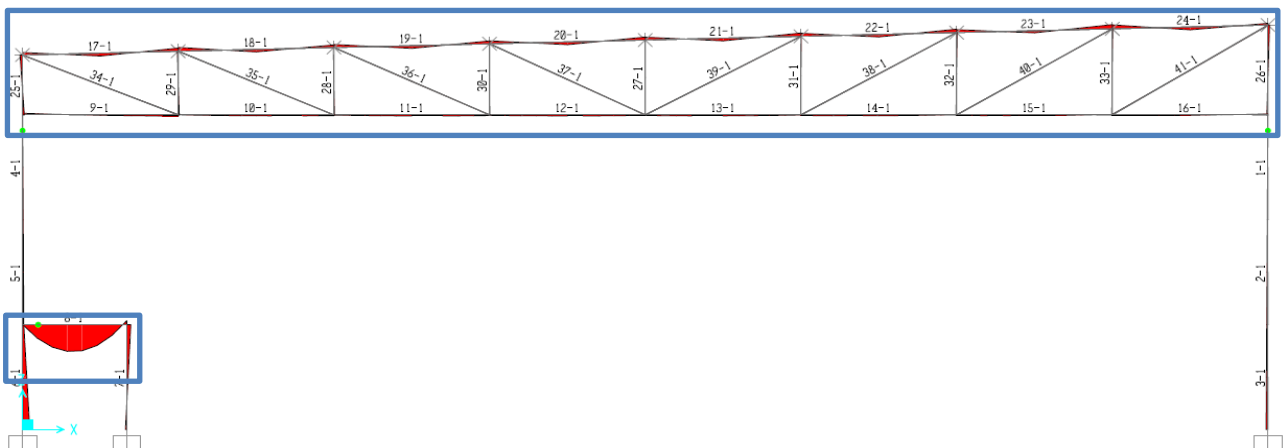


Imagen 63. PÓRTICO 4 – LEY DE MOMENTOS ELS_{qpu}

Se procede a estudiar del pórtico 4 la barra 8, la más solicitada de todo el forjado y la cercha superior.

PÓRTICO 4 – BARRA 8

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

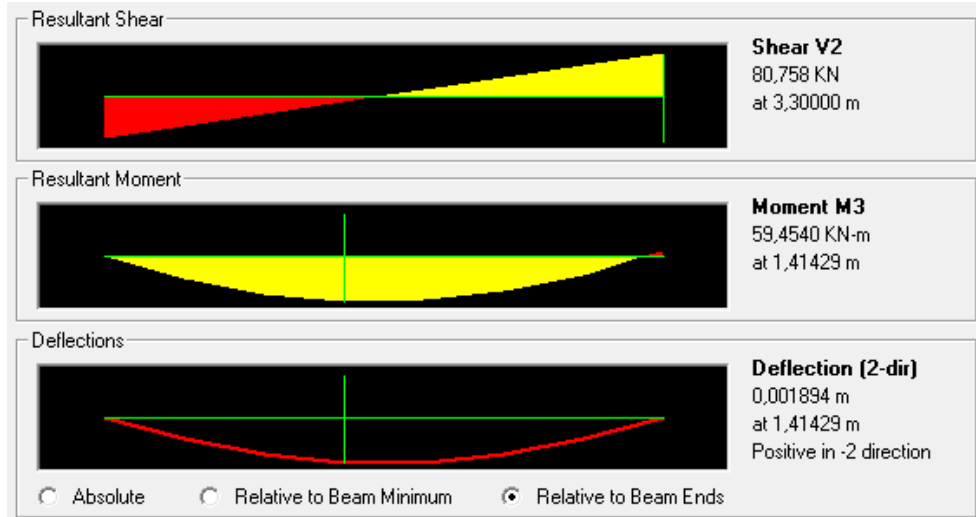


Imagen 64. PÓRTICO 4 – FLECHA RELATIVA BARRA 8 ELSqpu

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3.300m}{300} = 11.00mm > 1.90mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 – CERCHA

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación la comparativa de los desplazamientos de los puntos inicial – final – central del cordón superior de la cercha.

Joint Object 5		Joint Element 5		
	1	2	3	
Trans	-0,00509	0,00000	-6,312E-04	
Rotn	0,00000	0,00447	0,00000	

Joint Object 1		Joint Element 1		
	1	2	3	
Trans	0,00221	0,00000	-5,710E-04	
Rotn	0,00000	-0,00395	0,00000	

Joint Object 14		Joint Element 14		
	1	2	3	
Trans	-0,00112	0,00000	-0,05528	
Rotn	0,00000	-3,059E-04	0,00000	

Imagen 65. PÓRTICO 4 – DESPLAZAMIENTOS NUDOS C.I. CERCHA ELSqpu

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{39.500m}{300} = 131.67mm > 55.28 - \frac{6,31 \cdot 10^{-4} - 5,7 \cdot 10^{-4}}{2} \approx 55.28mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 - ELStab

Se muestra a continuación la deformada del pórtico 4 para la combinación ELStab (Integridad elementos constructivos) y el diagrama de momentos flectores generado.

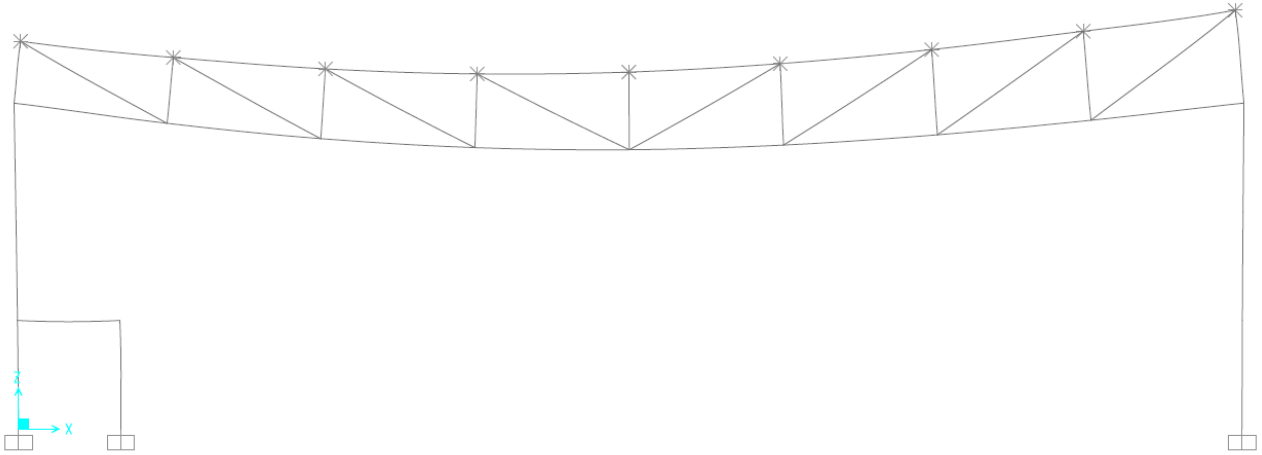


Imagen 66. PÓRTICO 4 – DEFORMADA ELStab

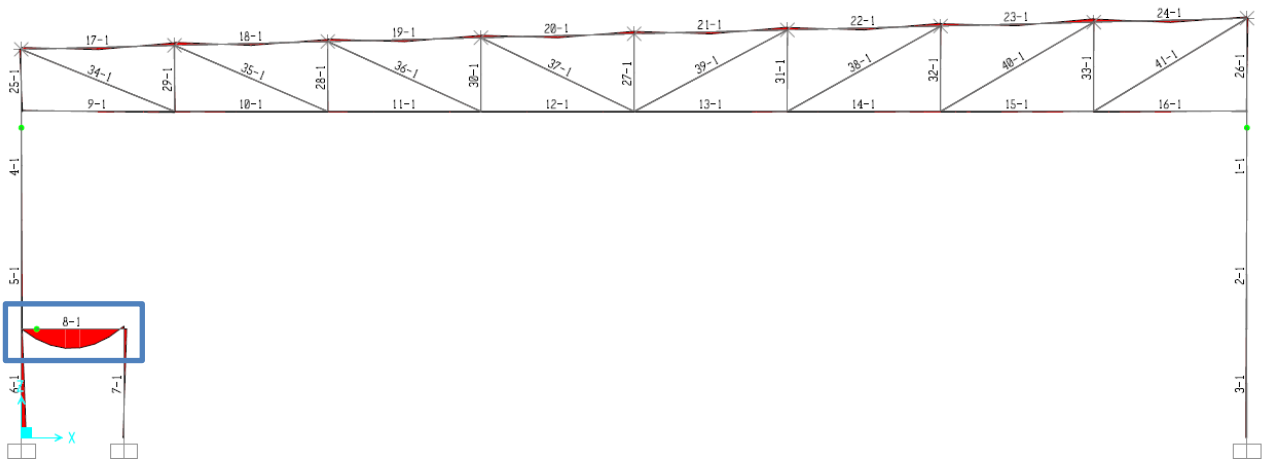


Imagen 67. PÓRTICO 4 – LEY DE MOMENTOS ELStab

Se procede a estudiar la barra 8 del pórtico 4.

PÓRTICO 4 – BARRA 8

Como el valor a comparar con la flecha máxima es la flecha relativa de la viga, se muestra a continuación el gráfico con las leyes características de ésta.

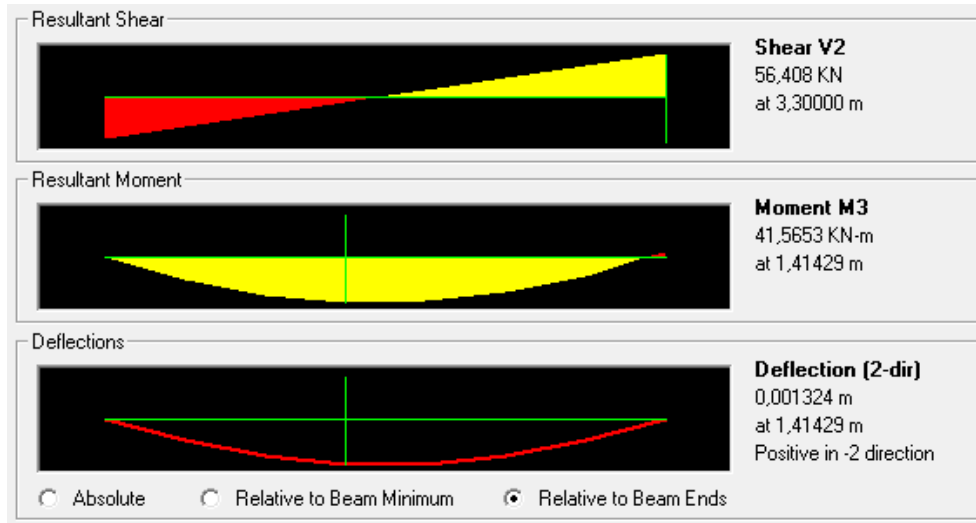


Imagen 68. PÓRTICO 4 – FLECHA RELATIVA BARRA 8 ELStab

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{3.300m}{500} = 6.67mm > 1.33mm \quad \text{CUMPLE}$$

COMPROBACIÓN DESPLOME LATERAL

Para la comprobación frente al desplome lateral se va a emplear la combinación vista en el primero de los pórticos comprobados (ELSV+), debiendo verificarse que el desplome lateral por planta es inferior a $L/250$ y el total es inferior a $L/500$.

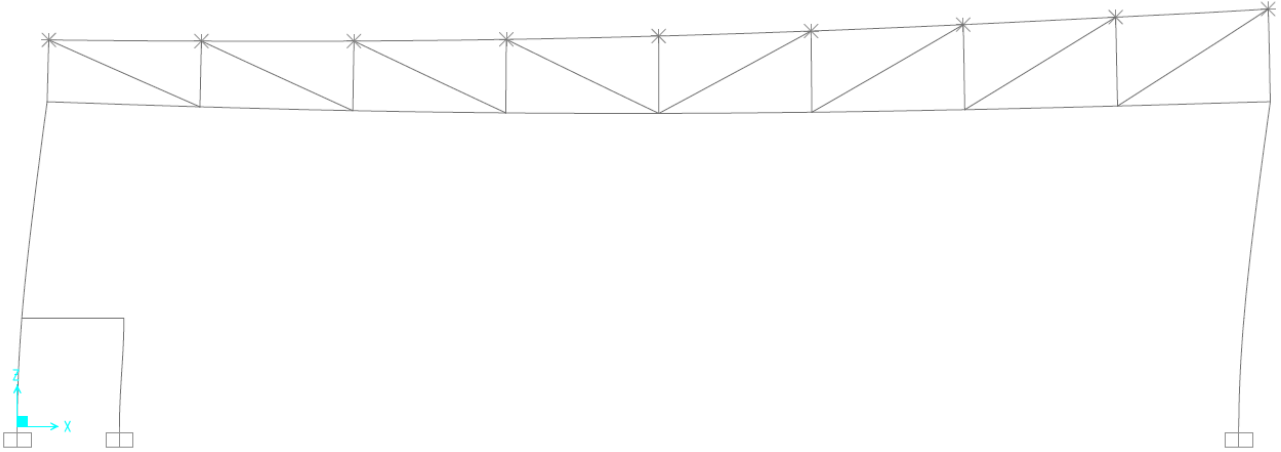


Imagen 69. PÓRTICO 4 – DEFORMADA ELSv+

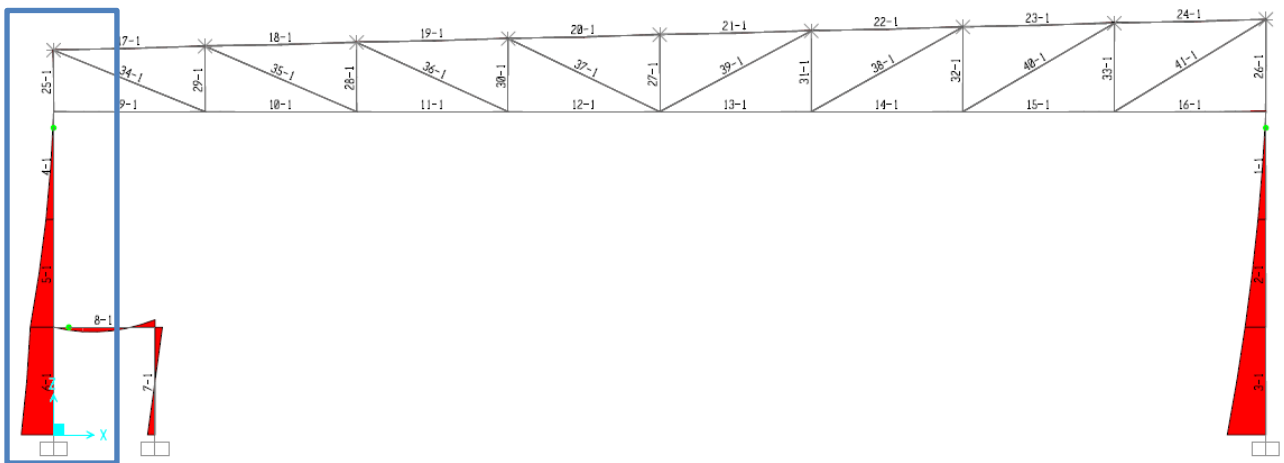


Imagen 70. PÓRTICO 4 – LEY DE MOMENTOS ELSv+

PÓRTICO 4 – BARRA 6

Se procede al cálculo de la barra 6, tramo inferior del soporte más solicitado de todo el conjunto.

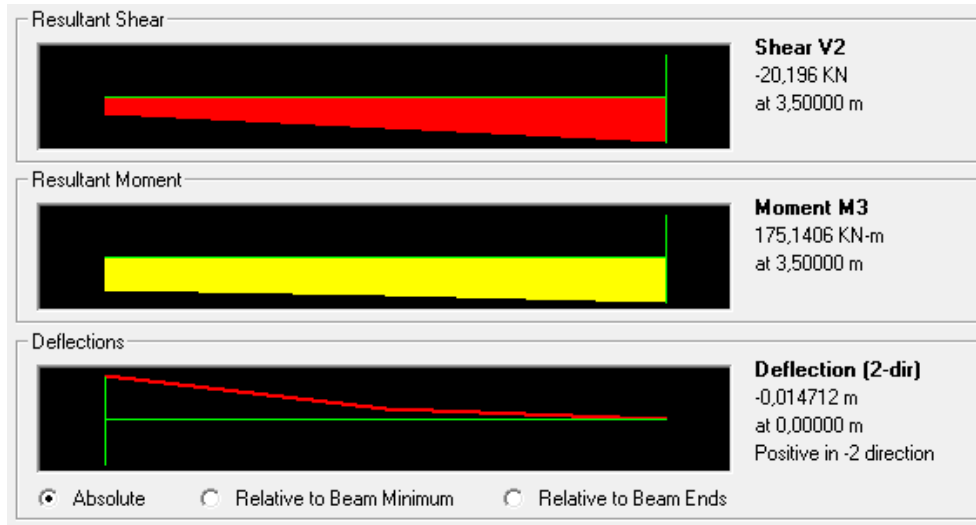


Imagen 71. PÓRTICO 4 – DESPLOME LATERAL BARRA 6 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14mm < 14.72mm \text{ NO CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 – BARRA 5

Se procede al cálculo de la barra 5, tramo intermedio del soporte más solicitado de todo el conjunto.

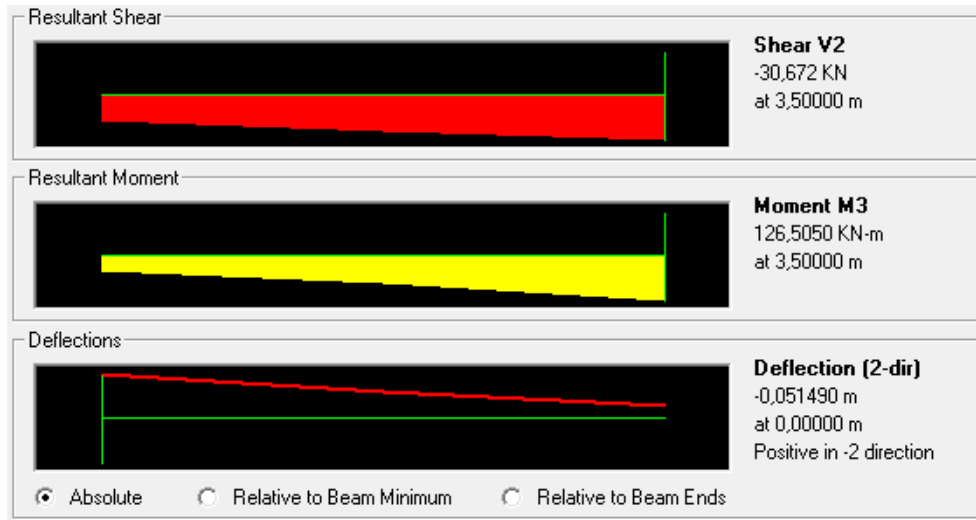


Imagen 72. PÓRTICO 4 – DESPLOME LATERAL BARRA 5 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14mm < (51.49 - 14.72) = 36.77mm \text{ NO CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 – BARRA 4

Se procede al cálculo de la barra 4, tramo superior del soporte más solicitado de todo el conjunto.

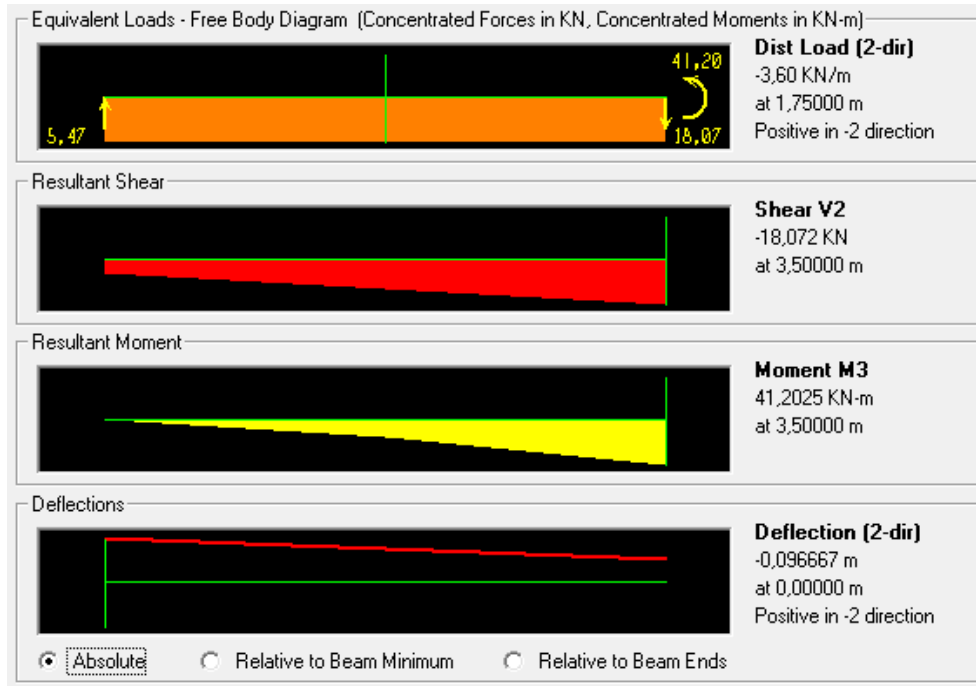


Imagen 73. PÓRTICO 4 – DESPLOME LATERAL BARRA 4 ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14mm < (96.67 - 51.49) = 45.18mm \quad \text{NO CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 – DESPLOME TOTAL

$$f_{desplome} = \frac{H}{500} = \frac{10.500}{500} = 21mm < 96.67 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Dado que no cumple se va a recalcular la estructura para cumplir con la restricción del desplome vertical.

DESPLOME LATERAL TRAS REDIMENSIONADO

Se sustituyen los soportes $\square 350 \cdot 12$ por $\square 500 \cdot 24$.

PÓRTICO 4 – BARRA 6

Se procede al cálculo de la barra 6, tramo inferior del soporte más solicitado de todo el conjunto.

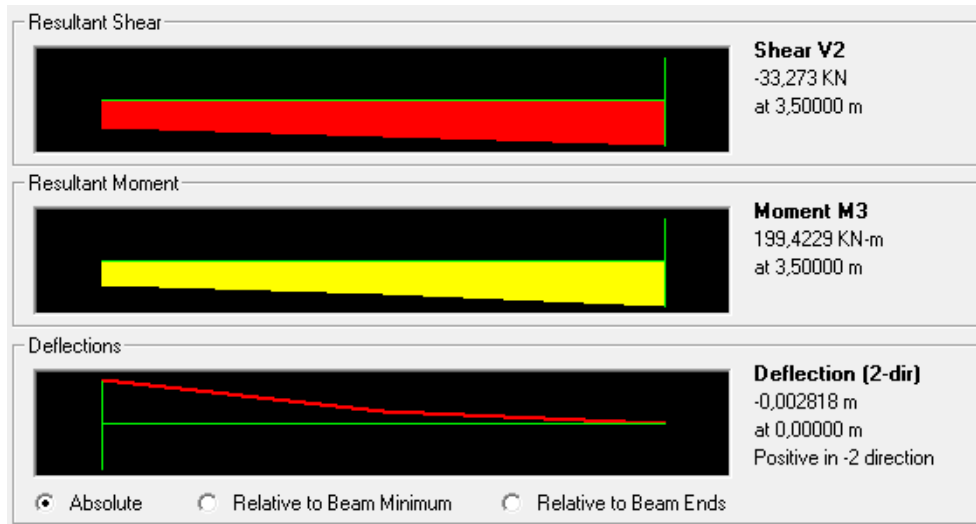


Imagen 74. PÓRTICO 4 – DESPLOME LATERAL BARRA 6R ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14mm > 2.82mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 – BARRA 5

Se procede al cálculo de la barra 5, tramo intermedio del soporte más solicitado de todo el conjunto.

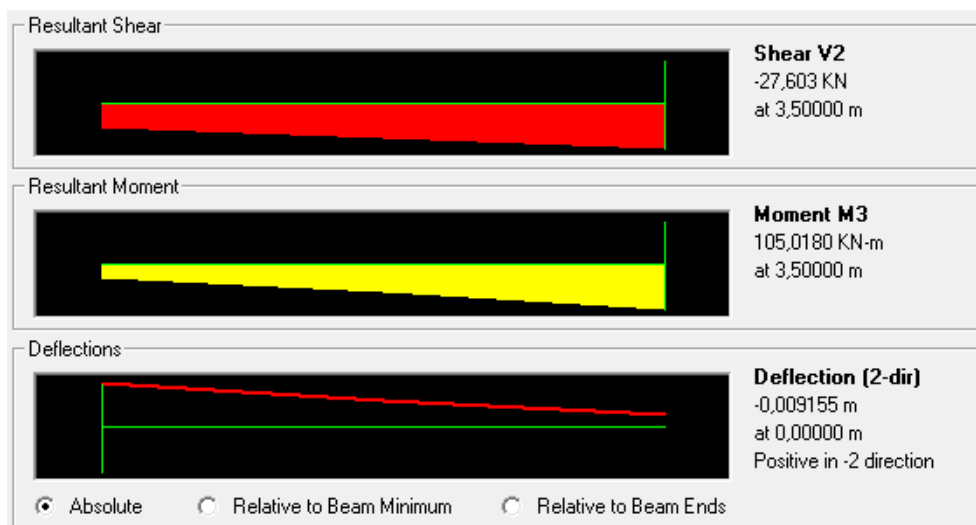


Imagen 75. PÓRTICO 4 – DESPLOME LATERAL BARRA 5R ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14mm > (9.16 - 2.82) = 6.34mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 – BARRA 4

Se procede al cálculo de la barra 4, tramo superior del soporte más solicitado de todo el conjunto.

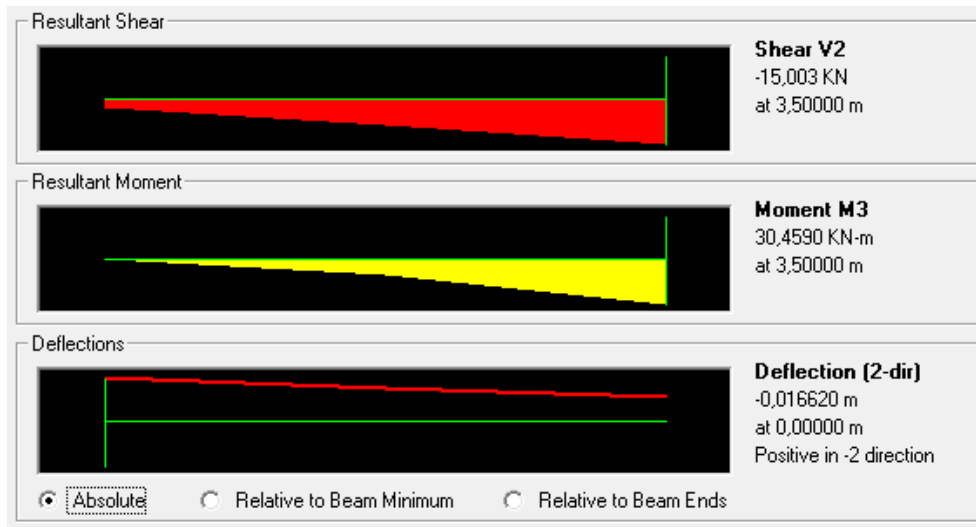


Imagen 76. PÓRTICO 4 – DESPLOME LATERAL BARRA 4R ELSv+

$$f_{desplome} = \frac{H}{250} = \frac{3500}{250} = 14mm > (16.62 - 9.16) = 7.46mm \quad \text{CUMPLE}$$

PÓRTICO 4 – DESPLOME TOTAL

$$f_{desplome} = \frac{H}{500} = \frac{10.500}{500} = 21mm > 16.62mm \quad \text{CUMPLE}$$

RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE II

ELEMENTO	PRED. FASE I	ELU	ELS	DESPLOME	PREDIM. FASE II
PÓRTICOS 1 Y 2					
VIGAS P1	IPE 360	-	-	-	IPE 360
VIGAS CUBIERTA	IPE 330	-	-	-	IPE 330
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 180·8	-	-	-	□ 180·8
SOPORTES P2 (4.0m)	□ 180·8	-	-	-	□ 180·8
ZUNCHOS P1	IPE 360	-	-	-	IPE 360
ZUNCHOS CUBIERTA	IPE 330	-	-	-	IPE 330
PÓRTICO 3					
VIGAS P1	IPE 360	-	-	-	IPE 360
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 180·8	-	-	-	□ 180·8
ZUNCHOS P1	IPE 360	-	-	-	IPE 360
PÓRTICO 4					
VIGAS	IPE 270	IPE 360	-	-	IPE 360
CERCHA – C. SUPERIOR	□ 120·7	□ 180·8	-	-	□ 180·8
CERCHA – C. INFERIOR	□ 120·7	□ 180·8	-	-	□ 180·8
CERCHA – DIAGONALES	□ 75·5	□ 110·8	-	-	□ 110·8
CERCHA – MONTANTES	□ 75·5	□ 110·8	-	-	□ 110·8
SOPORTES EXT. (10.5m)	□ 180·8	□ 350·12	-	□ 500·24	□ 500·24
SOPORTES INT. (3.5m)	□ 180·8	□ 180·8	-	-	□ 180·8
ZUNCHOS GRADERÍO	IPE 270	-	-	IPE 360	IPE 360
ZUNCHOS CERCHA	-	-	-	-	□ 180·8
DINTELES FACHADA	-	-	-	□ 180·8	IPE 360
CONTRAVIENTOS	-	-	-	-	□ 110·8

Tabla 20. RESUMEN PREDIMENSIONADO FASE II

DIMENSIONADO EN SAP2000

BLOQUE I – HALL Y VESTUARIOS EXTERIORES

VISTA EXTRUIDA

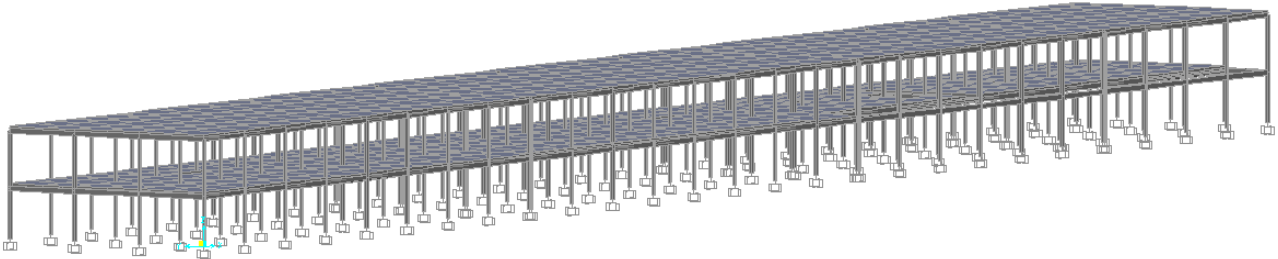


Imagen 77. BLOQUE I – VISTA EXTRUIDA COMPLETA

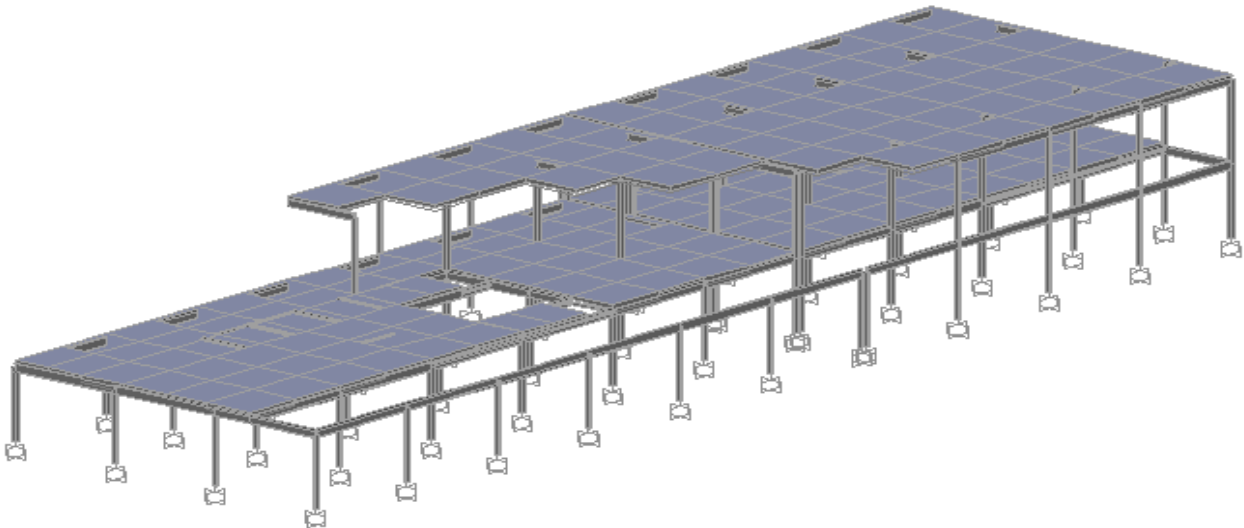


Imagen 78. BLOQUE I – VISTA EXTRUIDA VESTÍBULO

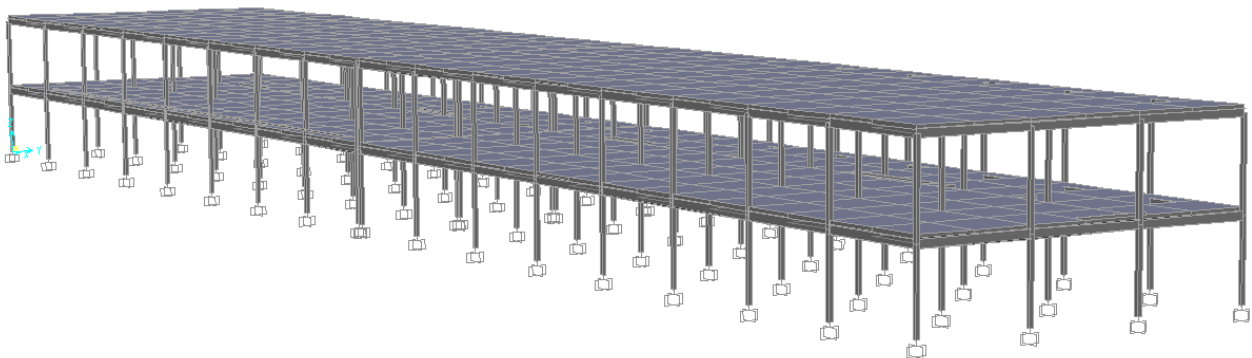


Imagen 79. BLOQUE I – VISTA EXTRUIDA VESTUARIOS Y OFICINAS

COMPROBACIÓN ELU

Como se muestra en la imagen adjunta, se verifica que la estructura cumple en Estado Limite Último (ELU). Esta verificación es suficiente ya que la totalidad de los elementos finitos son metálicos y estos los comprueba de manera directa de SAP2000.

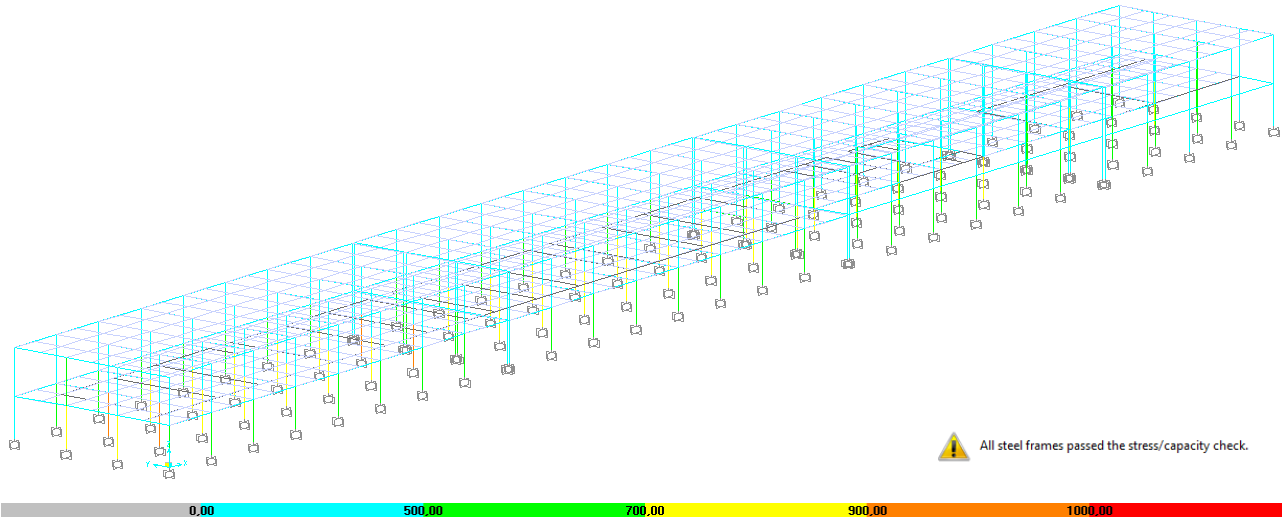


Imagen 80. BLOQUE I – VERIFICACIÓN ELU

Se muestra a continuación los diagramas de cortantes y flectores en ELUunv+. Dado el tamaño del bloque se muestran en dos sub-bloques, la zona del vestíbulo y la zona de los vestuarios y las oficinas.

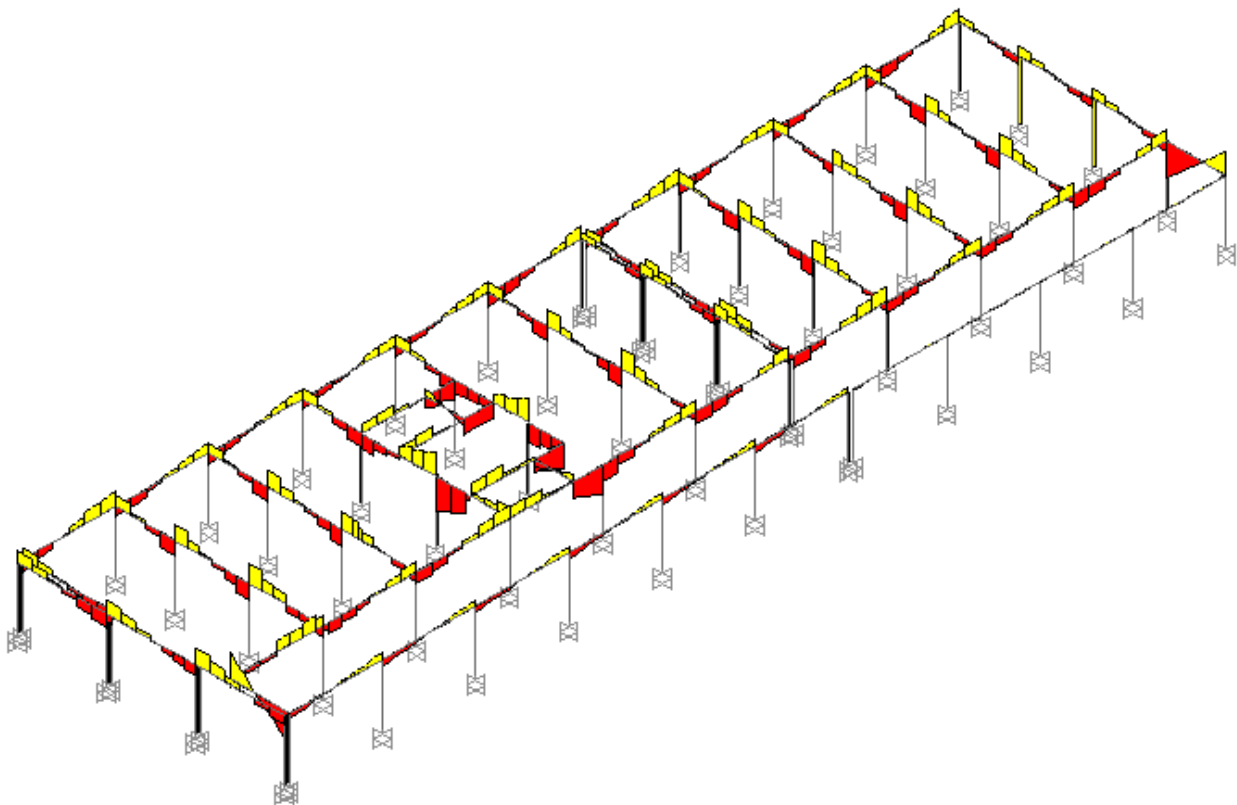


Imagen 81. BLOQUE I – CORTANTES VESTÍBULO P1 (ELUunv+)

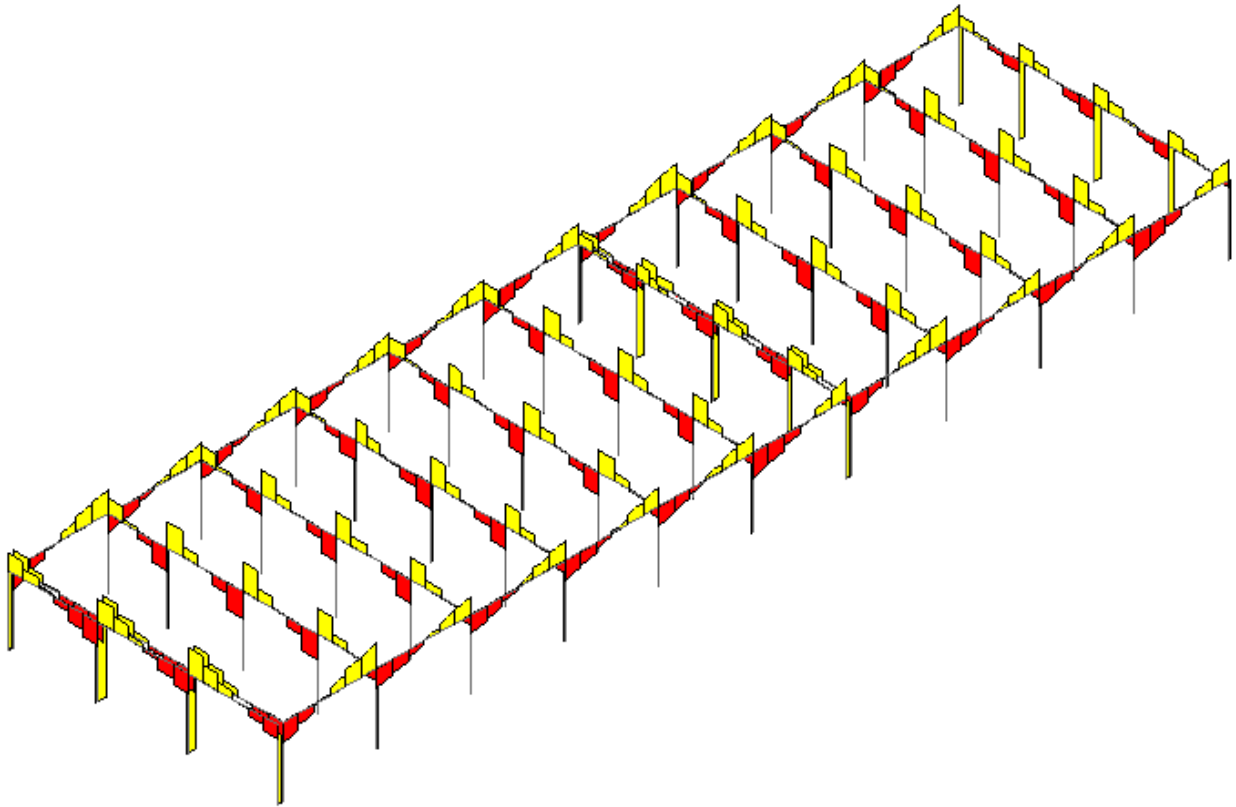


Imagen 82. BLOQUE I – CORTANTES VESTÍBULO P2 (ELUunv+)

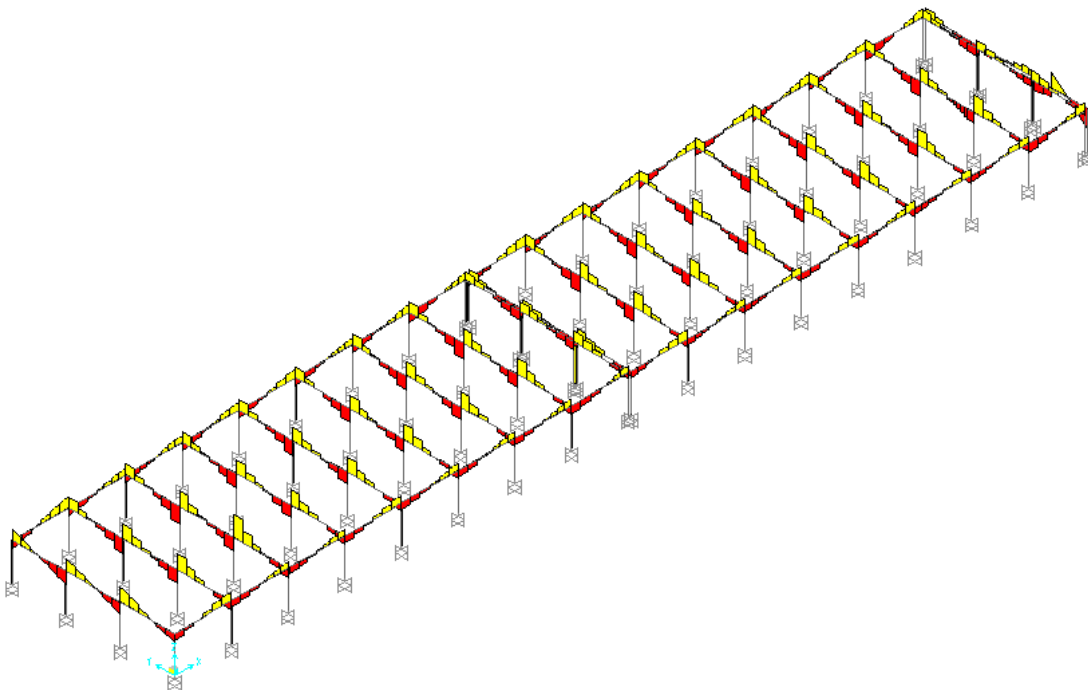


Imagen 83. BLOQUE I – CORTANTES VESTUARIOS Y OFICINAS P1(ELUunv+)

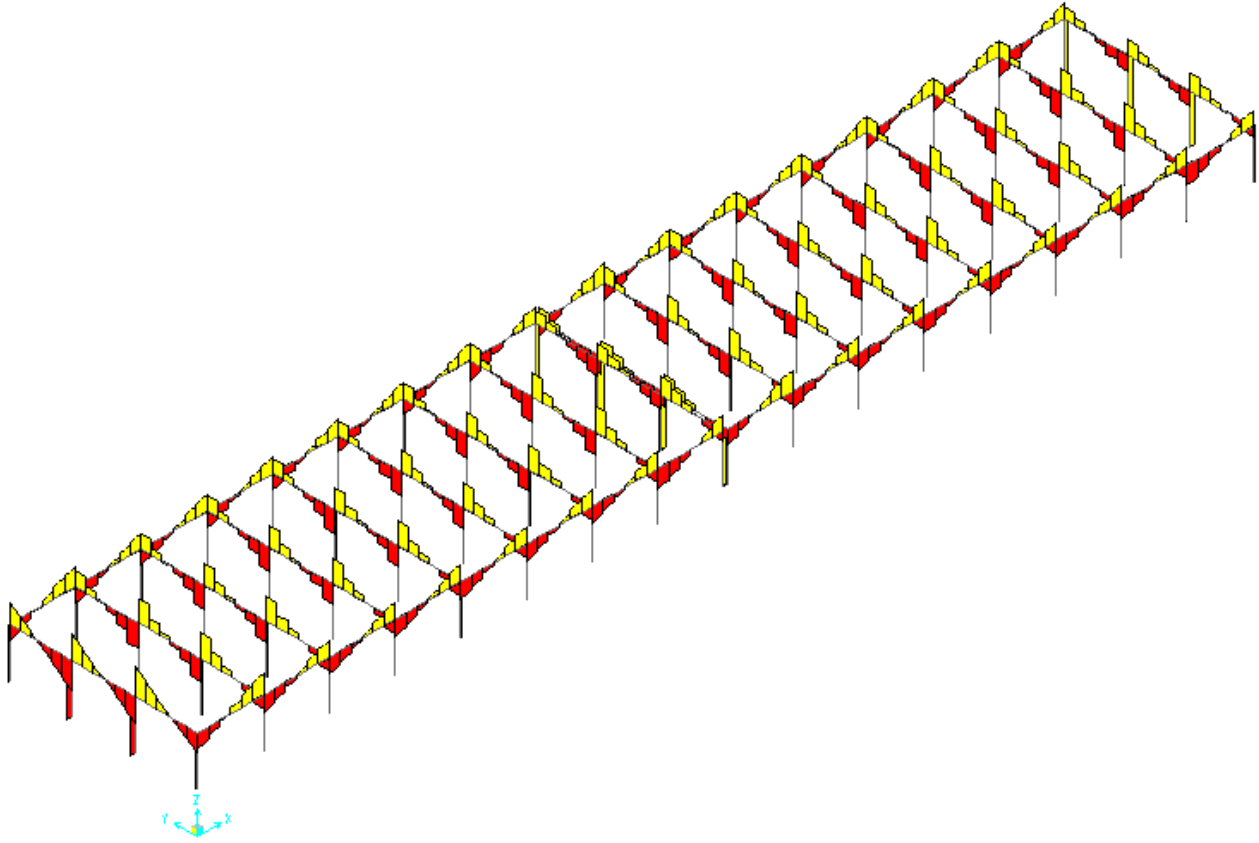


Imagen 84. BLOQUE I – CORTANTES VESTUARIOS Y OFICINAS P2(ELUunv+)

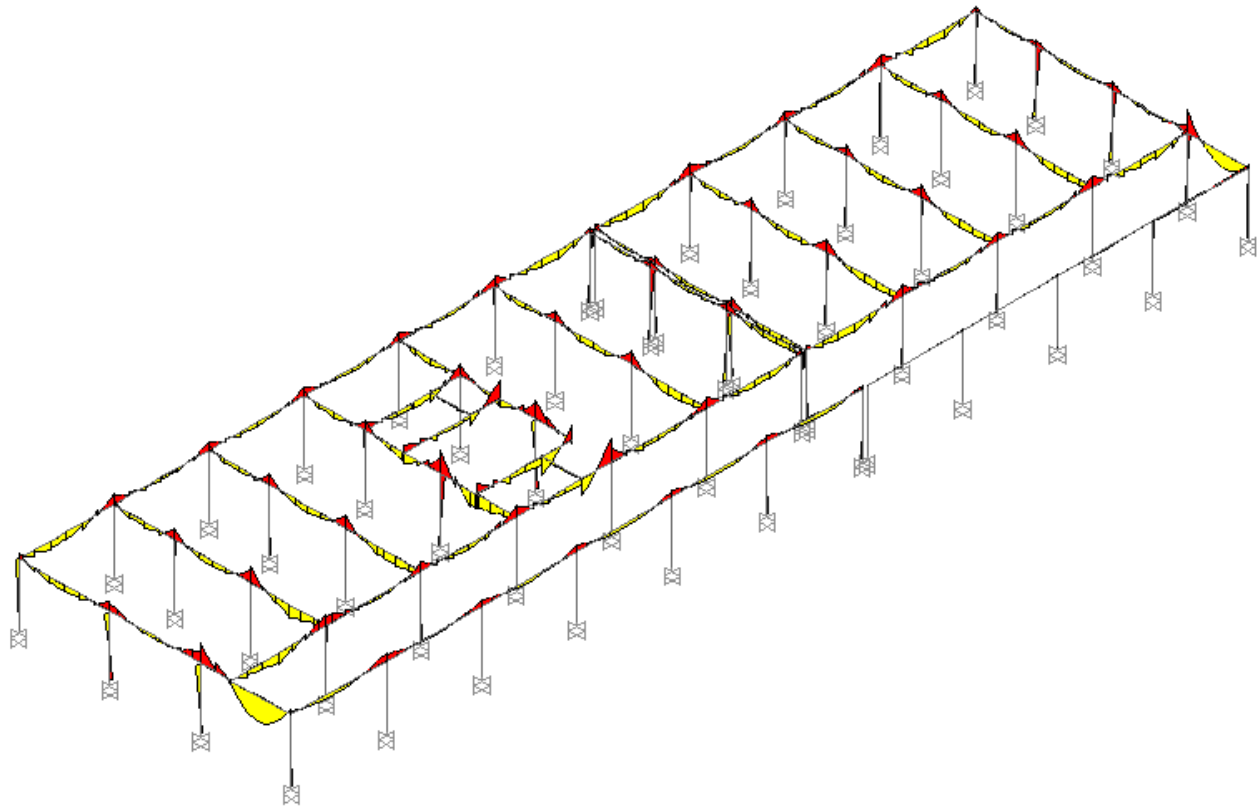


Imagen 85. BLOQUE I – FLECTORES VESTÍBULO P1(ELUunv+)

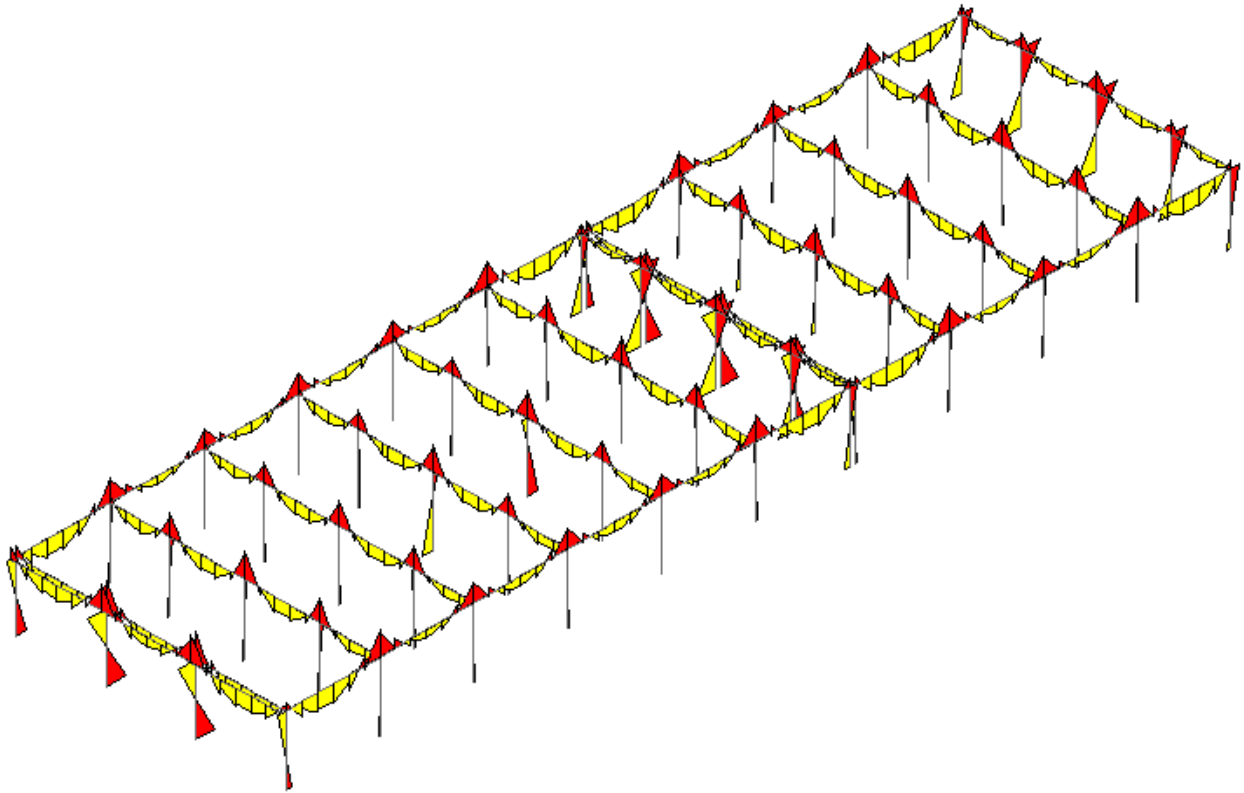


Imagen 86. BLOQUE I – FLECTORES VESTÍBULO P2 (ELUunv+)

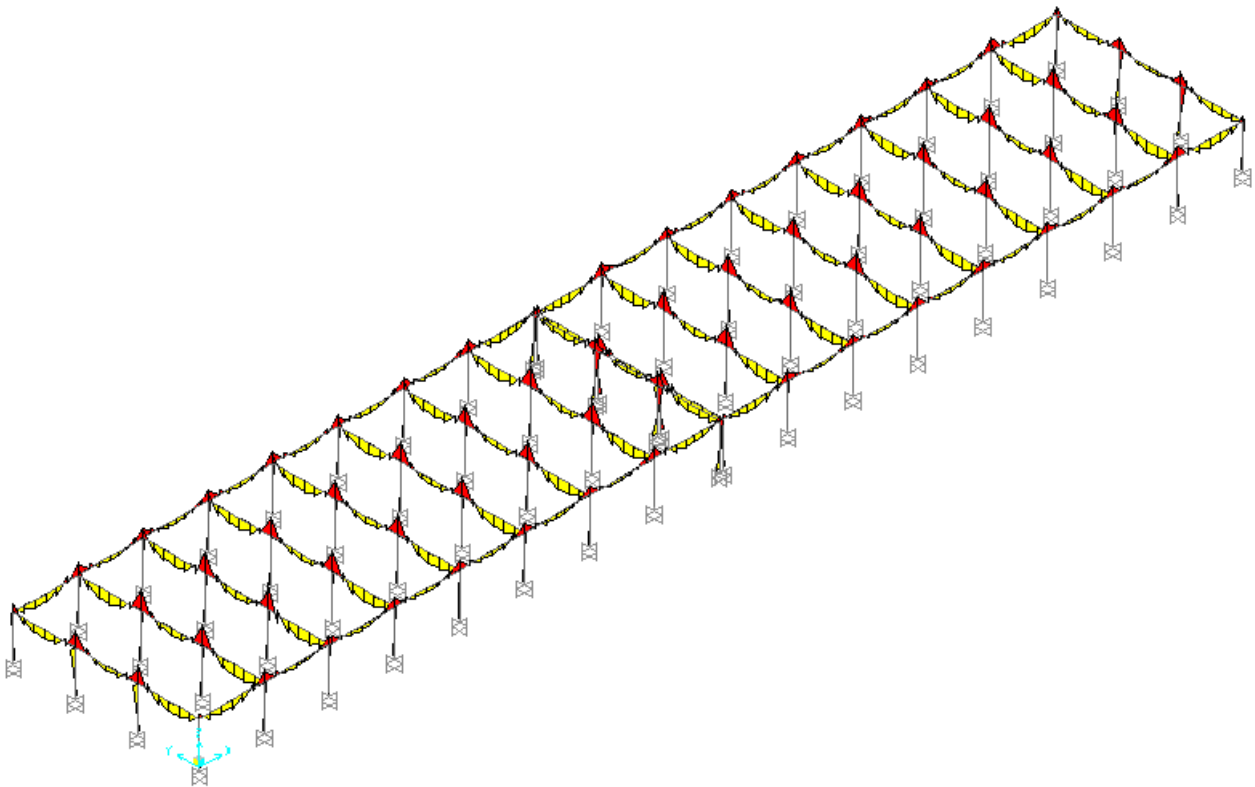


Imagen 87. BLOQUE I – FLECTORES VESTUARIOS Y OFICINAS P1 (ELUunv+)

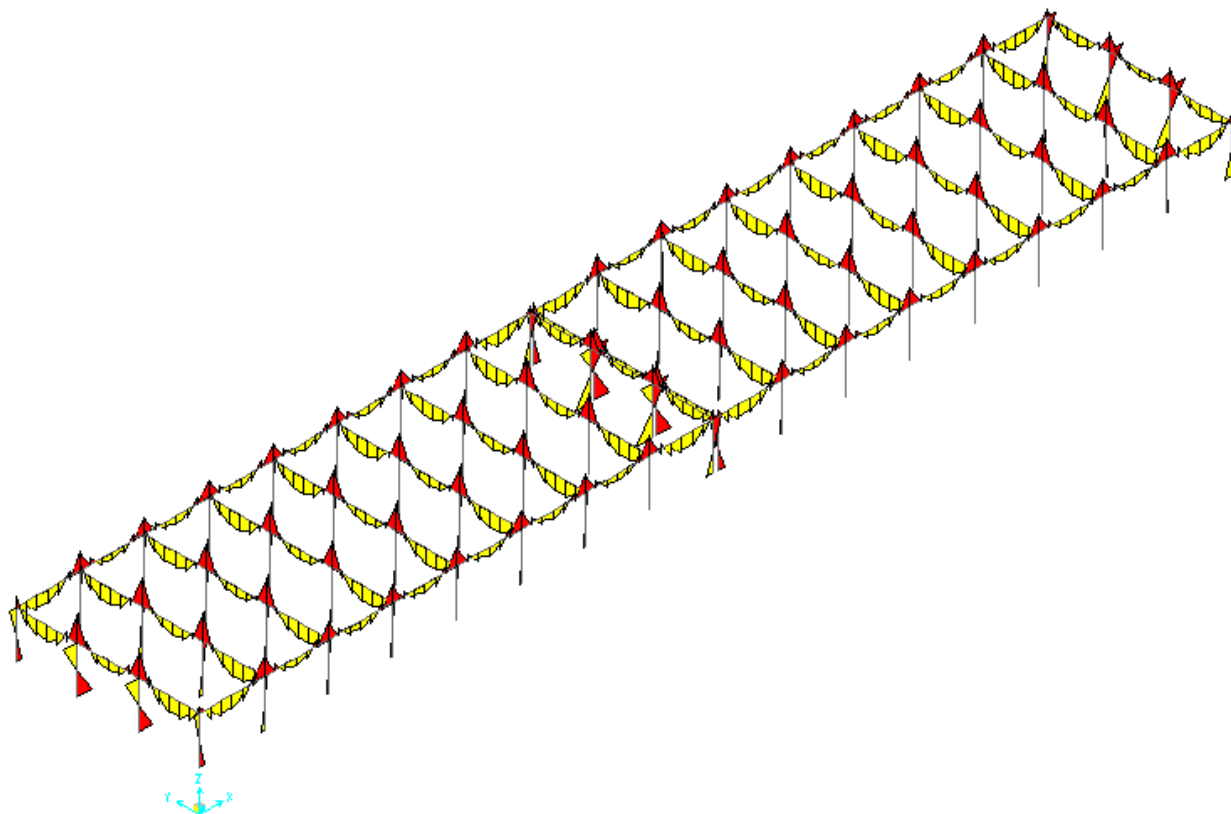


Imagen 88. BLOQUE I – FLECTORES VESTUARIOS Y OFICINAS P2 (ELUunv+)

COMPROBACIÓN ELS

Para la comprobación ELS y como se ha explicado en la fase de predimensionado en SAP2000 se va a verificar que la estructura cumple las condiciones siguientes:

Integridad Elementos Constructivos

Su comprobación se realiza a partir de la combinación ELS_{tab} :

$$ELS_{tab} = \alpha(DEAD + CMP) + 1 \cdot SCU + 0.5 \cdot SCN$$

Combinación característica donde α es el % que representan los falsos techos respecto del total (único elemento constructivo aplicado después de la tabiquería), es decir FT/CMP, que se va a tomar un 25% como simplificación; y 0.5 es el valor de ψ_0 según la tabla 4.2 Coeficientes de Simultaneidad del CTE DB – SE para la nieve a cotas inferiores a 1000m.

Deberá cumplir L/300 (para forjados de cubierta) y L/500 (para forjados de planta).

Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación ELStab, tanto para todo el conjunto como por plantas.

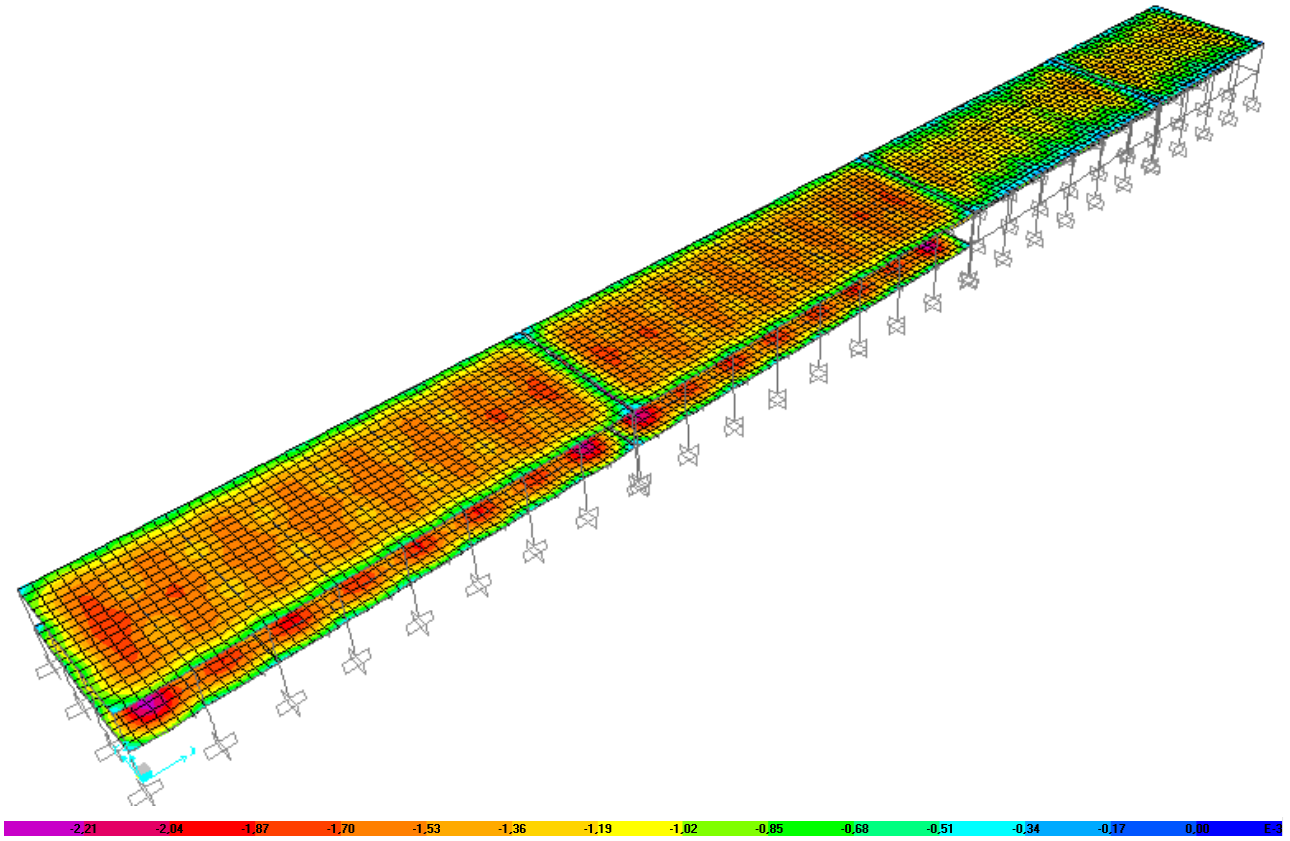


Imagen 89. BLOQUE I – DEFORMADA BLOQUE COMPLETO (ELStab) x200

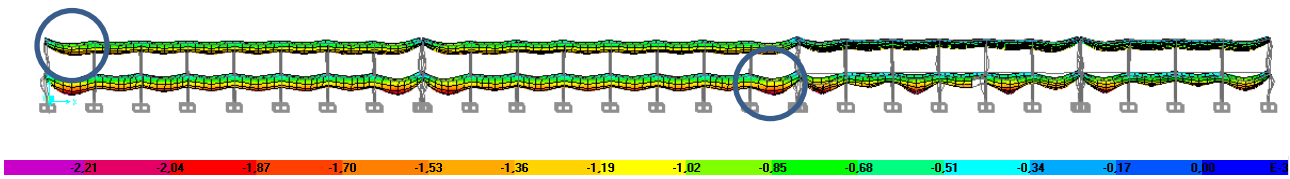


Imagen 90. BLOQUE I – DEFORMADA VISTA LATERAL (ELStab) x1200

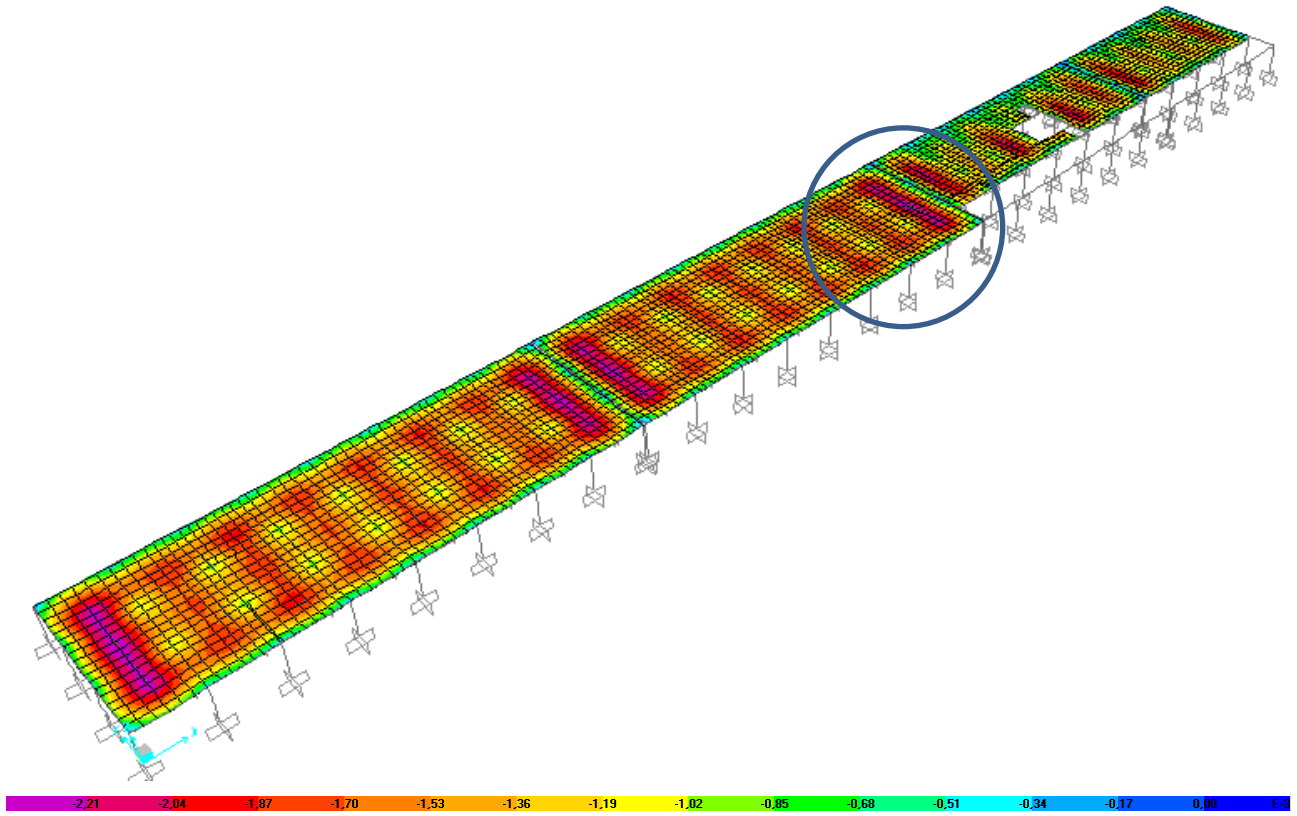


Imagen 91. BLOQUE I – DEFORMADA PLANTA INFERIOR (ELStab) x200

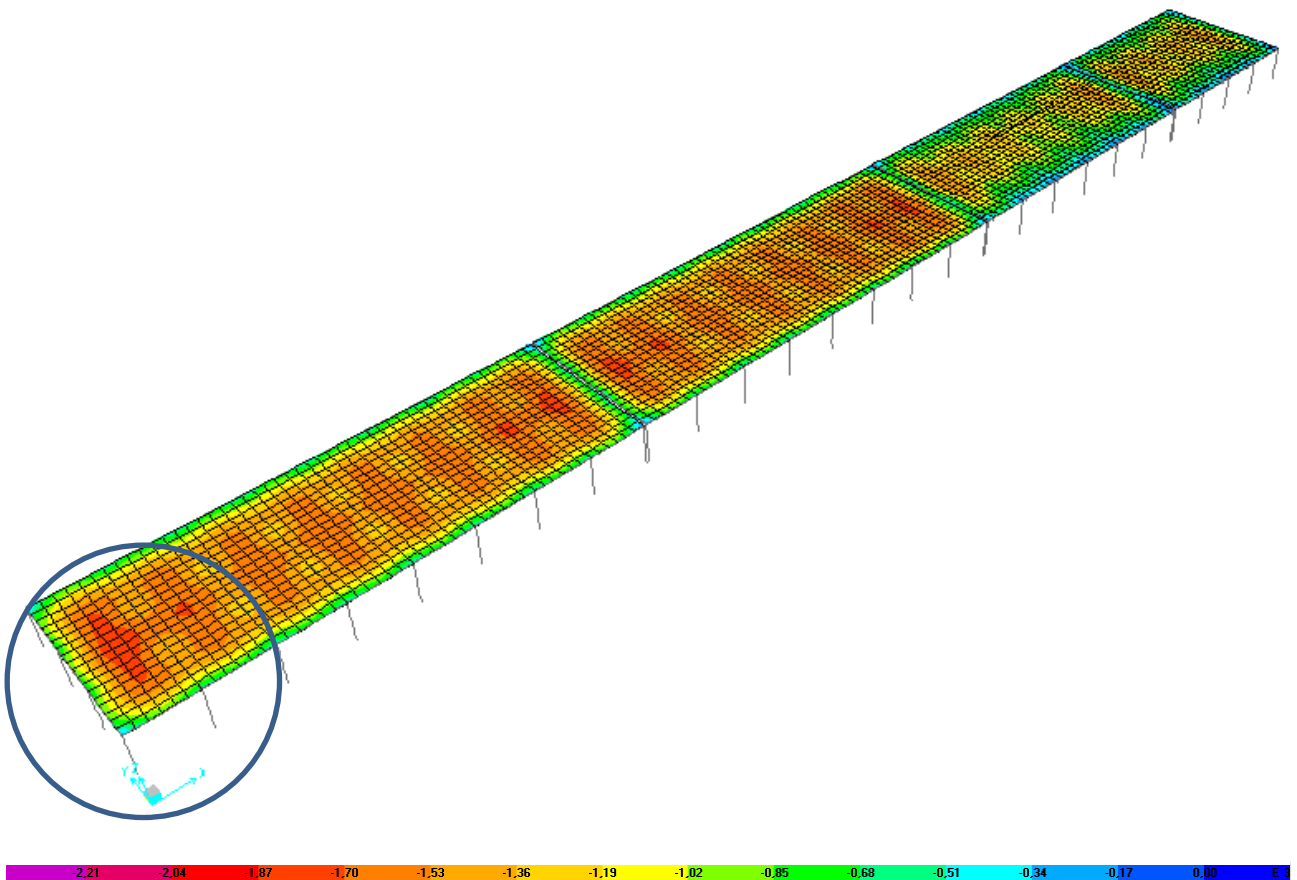


Imagen 92. BLOQUE I – DEFORMADA PLANTA SUPERIOR (ELStab) x200

Comprobación Planta Inferior

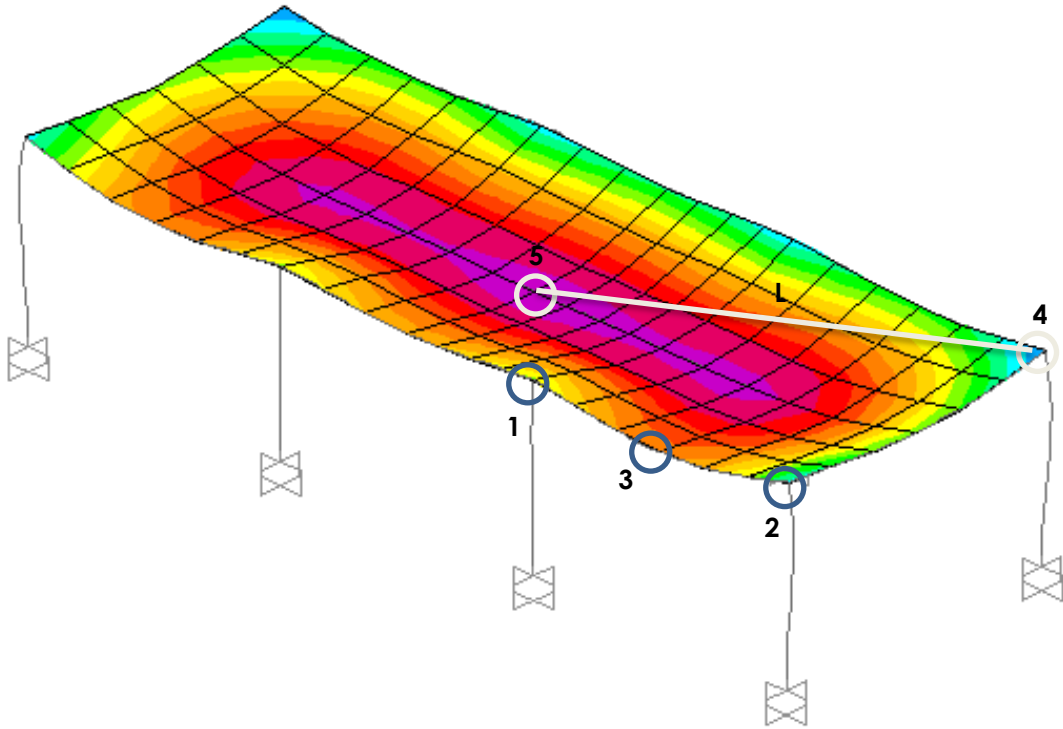


Imagen 93. BLOQUE I – MÁXIMA DEFORMADA PLANTA INFERIOR (ELStab) x200

Joint Object	132	Joint Element			132
	1	2	3		
Trans	-6.418E-06	1.737E-05	-9.819E-04		
Rotn	5.721E-05	1.108E-04	1.638E-05		

P1

Joint Object	130	Joint Element			130
	1	2	3		
Trans	8.131E-06	-1.383E-04	-4.211E-04		
Rotn	-6.088E-04	6.866E-05	4.129E-06		

P2

Joint Object	552	Joint Element			552
	1	2	3		
Trans	-4.468E-06	-1.552E-05	-0.00162		
Rotn	-6.429E-05	1.050E-04	-4.105E-06		

P3

Imagen 94. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA PLANTA INFERIOR (ELStab)

$$f_{viga} = \frac{L}{500} = \frac{5.250m}{500} = 10.5mm > 1.62 - \frac{0.99+0.42}{2} = 0.91mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	138	Joint Element			138
	1	2	3		
Trans	9.855E-05	-7.096E-05	-1.628E-04		
Rotn	-3.191E-04	-3.602E-04	0.00000		

P4

Joint Object	563	Joint Element			563
	1	2	3		
Trans	2.884E-05	6.846E-06	-0.00234		
Rotn	1.490E-05	-4.822E-06	0.00000		

P5

Imagen 95. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO PLANTA INFERIOR (ELStab)

$$L = \sqrt{(5.25 \cdot 1.5m)^2 + (2.75m)^2} = 8.350m$$

$$f_{forjado} = \frac{2L}{500} = \frac{2 \cdot 8.350m}{500} = 33.4mm > (2.34 - 0.16) = 2.18mm \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación Planta Superior

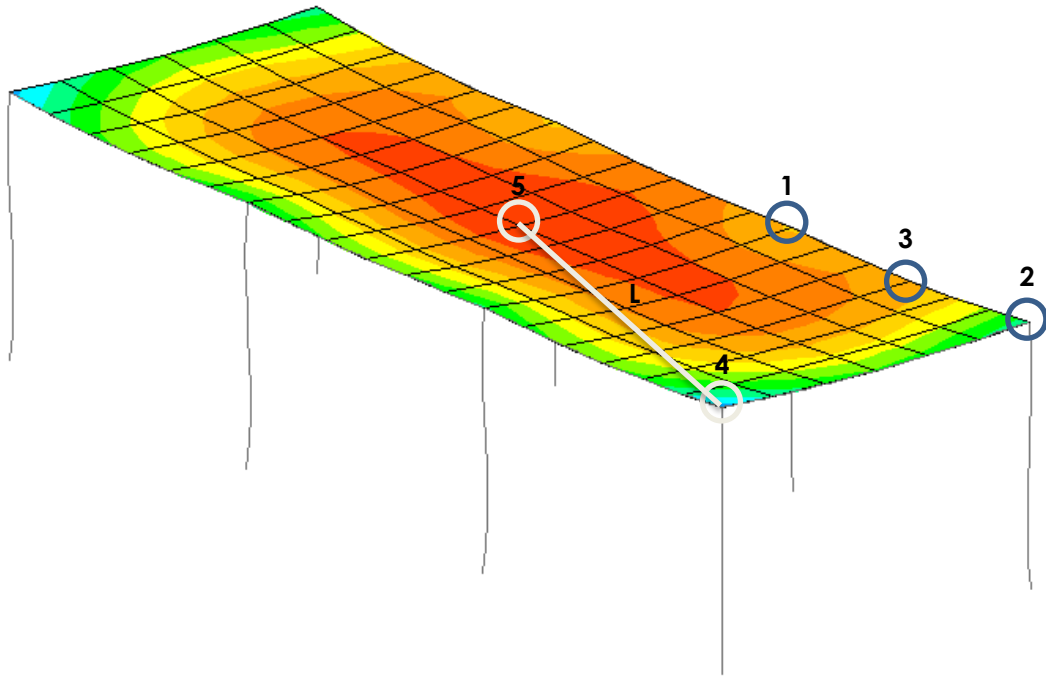


Imagen 96. BLOQUE I – MÁXIMA DEFORMADA PLANTA SUPERIOR (ELStab) x200

Joint Object	268	Joint Element		268	
	1	2	3		
Trans	-4,959E-05	3,612E-06	-0,00133		P1
Rotn	-2,438E-05	-3,528E-05	0,00000		

Joint Object	267	Joint Element		267	
	1	2	3		
Trans	-5,330E-05	-7,755E-05	-5,797E-04		P2
Rotn	-4,190E-04	-2,940E-05	0,00000		

Joint Object	689	Joint Element		689	
	1	2	3		
Trans	-5,001E-05	-1,761E-05	-0,00145		P3
Rotn	-1,209E-04	-3,444E-05	0,00000		

Imagen 97. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA PLANTA SUPERIOR (ELStab)

$$f_{viga} = \frac{L}{300} = \frac{5,250m}{300} = 17,5mm > 1,45 - \frac{1,33+0,58}{2} = 0,49mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	263	Joint Element		263	
	1	2	3		
Trans	-1,092E-04	-4,743E-05	-2,755E-04		P4
Rotn	-2,983E-04	2,598E-04	-1,070E-06		

Joint Object	683	Joint Element		683	
	1	2	3		
Trans	-7,507E-05	9,397E-06	-0,00183		P5
Rotn	0,00000	8,120E-05	0,00000		

Imagen 98. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO PLANTA SUPERIOR (ELStab)

$$f_{forjado} = \frac{2L}{300} = \frac{2 \cdot 8,350m}{300} = 55,6mm > (1,83 - 0,28) = 1,55mm \quad \text{CUMPLE}$$

Confort

Su comprobación se realiza a partir de la sobrecarga de uso, SCU.

Deberá cumplir $L/350$ para forjados de planta y es innecesario su cálculo para forjados de cubierta. Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para las sobrecargas de uso SCU, tanto para todo el conjunto como por plantas.

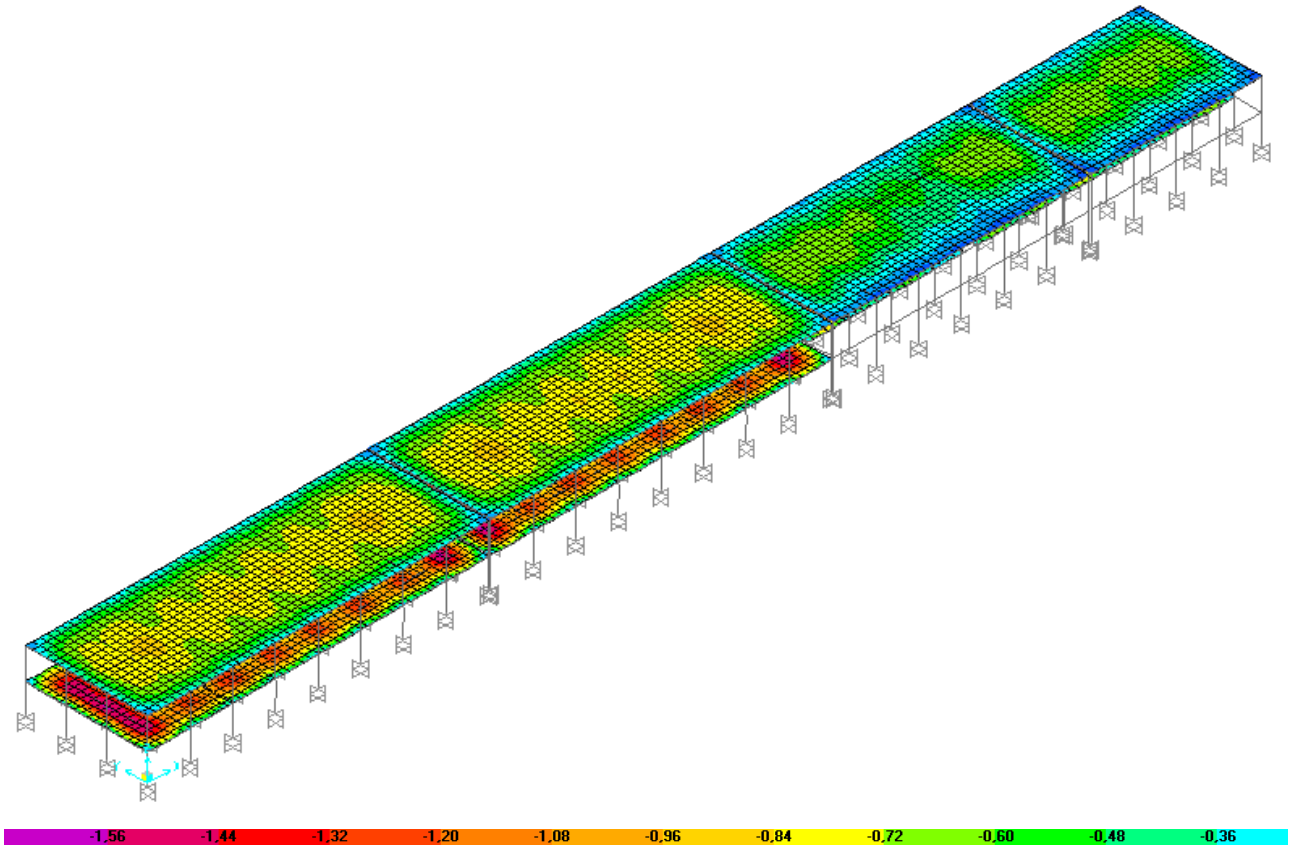


Imagen99. BLOQUE I – DEFORMADA BLOQUE COMPLETO (SCU) x200

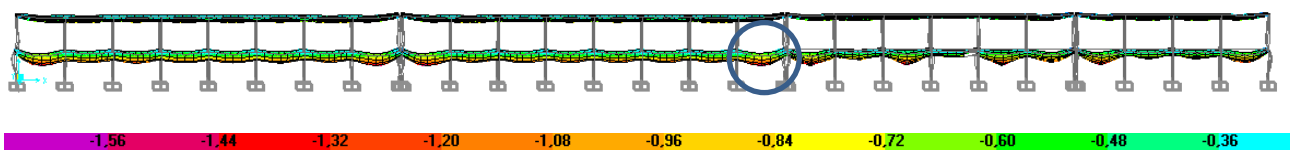


Imagen 100. BLOQUE I – DEFORMADA VISTA LATERAL (SCU) x1200

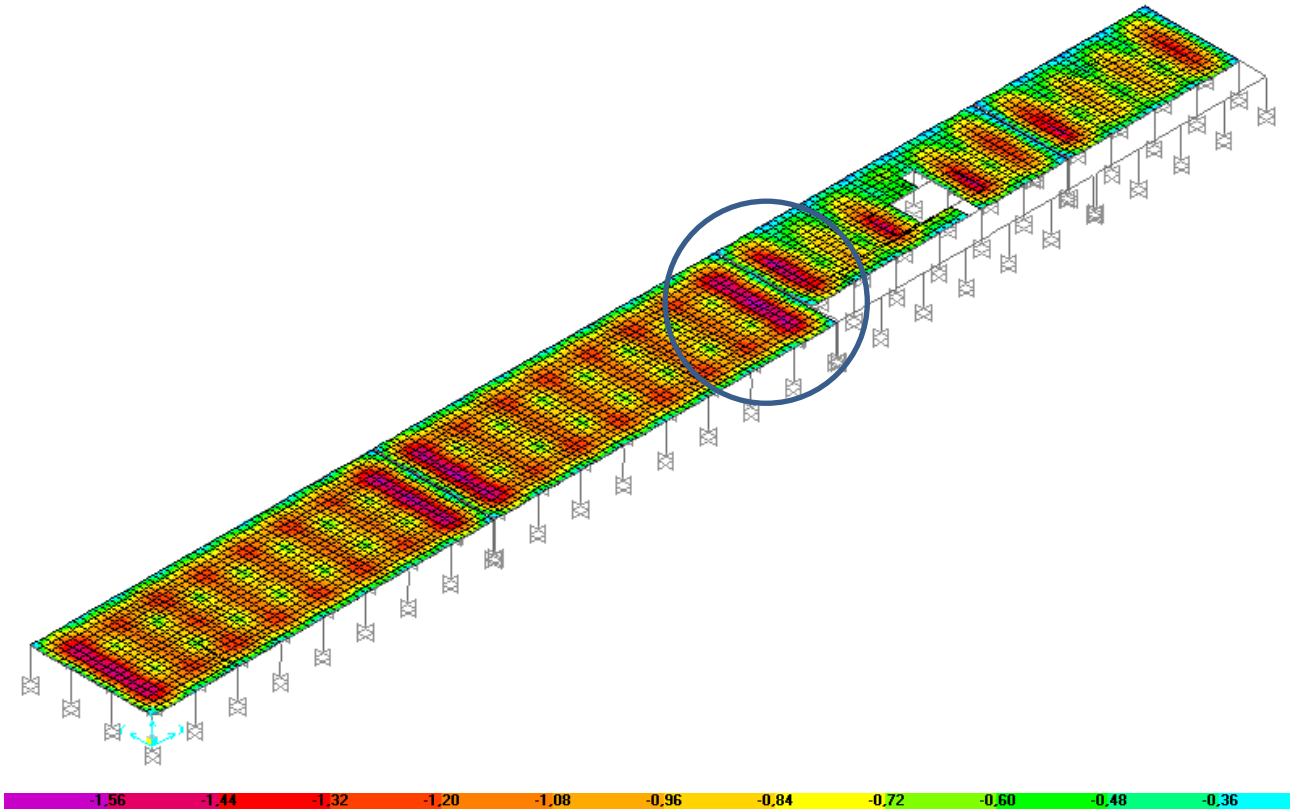


Imagen 101. BLOQUE I – DEFORMADA PLANTA INFERIOR (SCU) x200

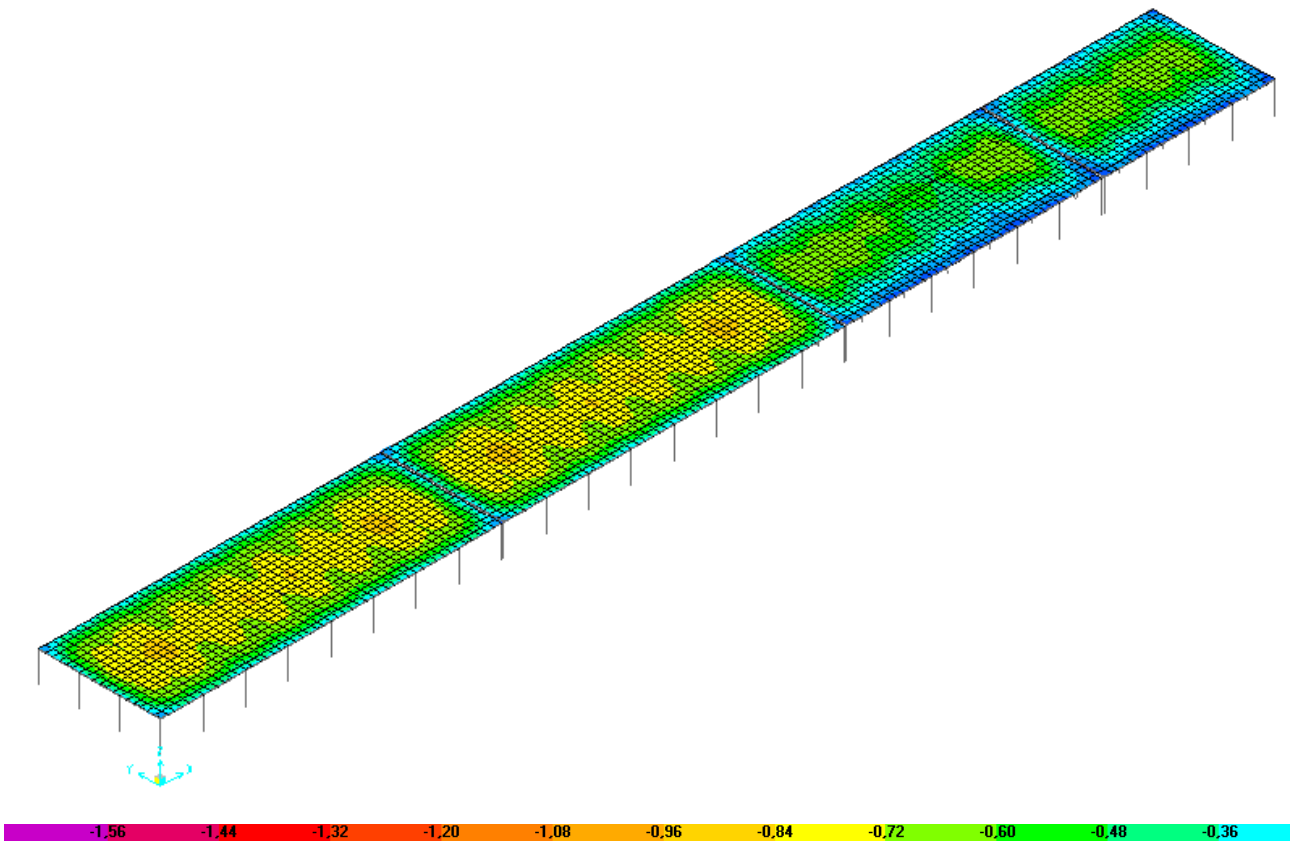


Imagen 102. BLOQUE I – DEFORMADA PLANTA SUPERIOR (SCU) x200

Comprobación Planta Inferior

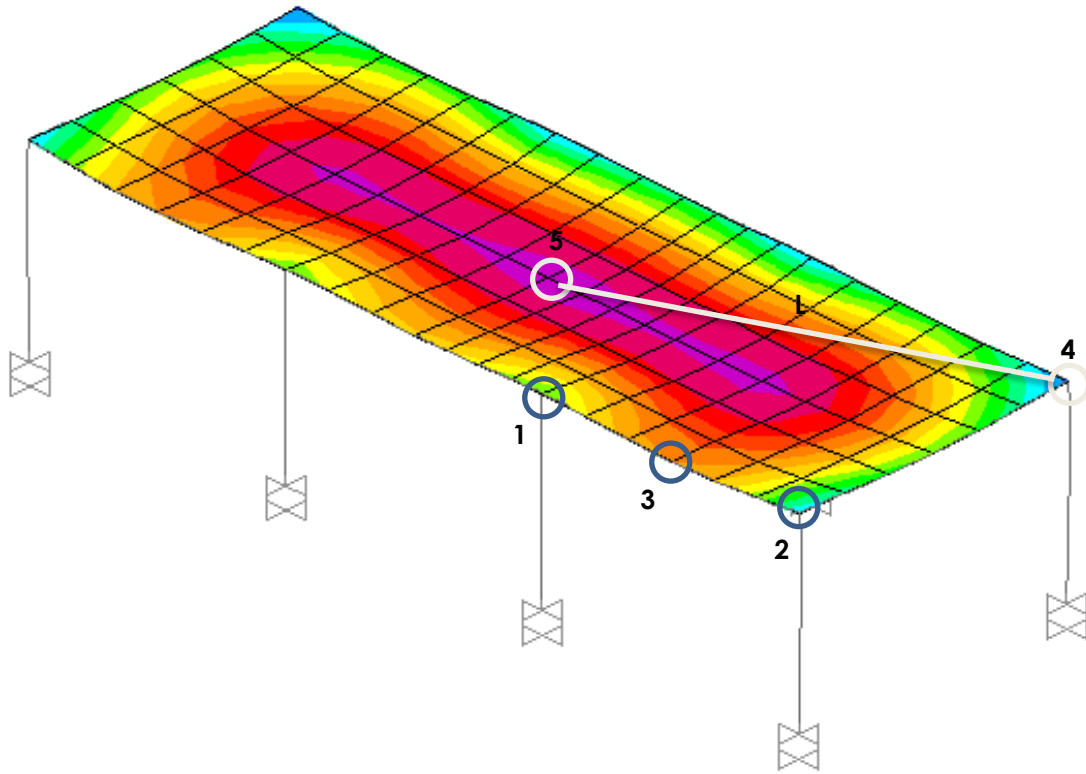


Imagen 103. BLOQUE I – MÁXIMA DEFORMADA PLANTA INFERIOR (SCU) x200

Joint Object	132			Joint Element	132		
	1	2	3		1	2	3
Trans	-7,623E-06	1,262E-05	-6,043E-04	P1	3,770E-06	-1,004E-04	-2,475E-04
Rotn	4,509E-05	8,562E-05	1,232E-05		Rotn	-4,392E-04	5,195E-05

Joint Object	552			Joint Element	552		
	1	2	3		1	2	3
Trans	-5,909E-06	-9,625E-06	-0,00110	P3	-5,909E-06	-9,625E-06	-0,00110
Rotn	-3,550E-05	8,042E-05	-3,084E-06		Rotn	-3,550E-05	8,042E-05

Imagen 104. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA PLANTA INFERIOR (SCU)

$$f_{viga} = \frac{L}{350} = \frac{5.250m}{350} = 15.0mm > 1.10 - \frac{0.61+0.25}{2} = 0.67mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	138			Joint Element	138		
	1	2	3		1	2	3
Trans	6,909E-05	-5,243E-05	-9,435E-05	P4	1,565E-05	4,083E-06	-0,00164
Rotn	-2,332E-04	-2,590E-04	0,00000		Rotn	1,082E-05	1,132E-05

Joint Object	563			Joint Element	563		
	1	2	3		1	2	3
Trans	1,565E-05	4,083E-06	-0,00164	P5	1,565E-05	4,083E-06	-0,00164
Rotn	1,082E-05	1,132E-05	0,00000		Rotn	1,082E-05	1,132E-05

Imagen 105. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO PLANTA INFERIOR (SCU)

$$f_{forjado} = \frac{2L}{350} = \frac{2 \cdot 8.350m}{350} = 47.72mm > (1.64 - 0.10) = 1.54mm \quad \text{CUMPLE}$$

Apariencia

Su comprobación se realiza a partir de la combinación ELS_{qpu} :

$$ELS_{qpu} = 1 \cdot DEAD + 1 \cdot CMP + 0.6 \cdot SCU$$

Combinación casi permanente donde 0.6 es el valor de ψ_2 según la tabla 4.2 Coeficientes de Simultaneidad del CTE DB – SE para zonas destinadas al público (Categoría C) para las sobrecargas superficiales de uso.

Deberá cumplir $L/300$ en cualquier situación. Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación ELS_{qpu} , tanto para todo el conjunto como por plantas.

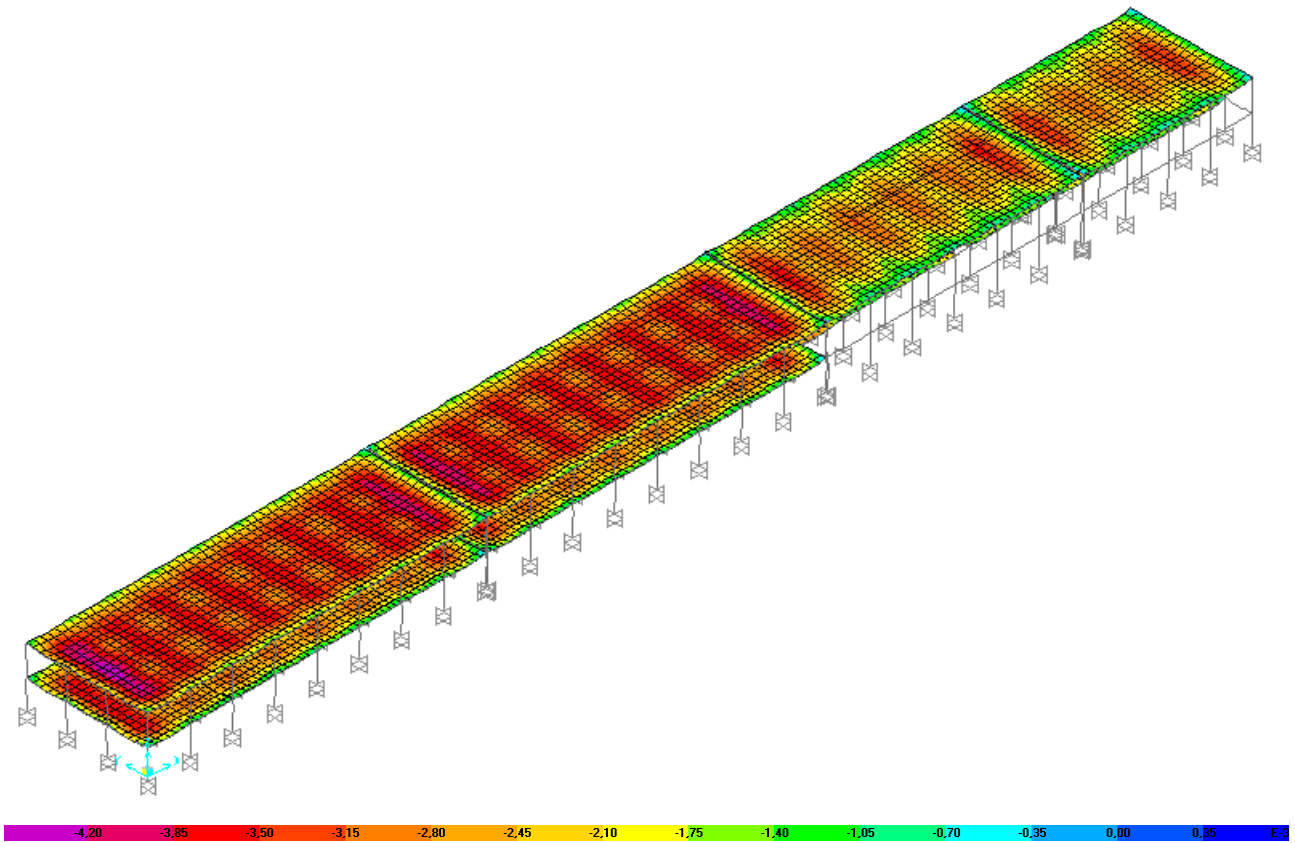


Imagen 106. BLOQUE I – DEFORMADA BLOQUE COMPLETO (ELS_{qpu}) x200

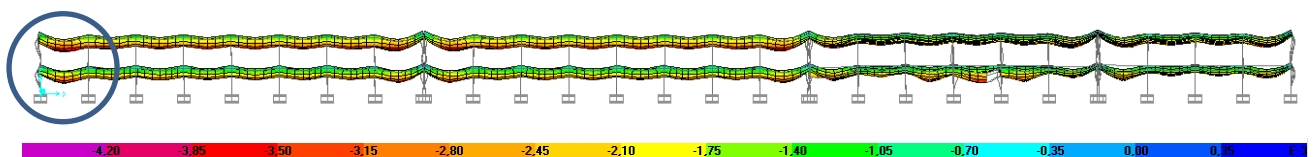


Imagen 107. BLOQUE I – DEFORMADA VISTA LATERAL (ELS_{qpu}) x600

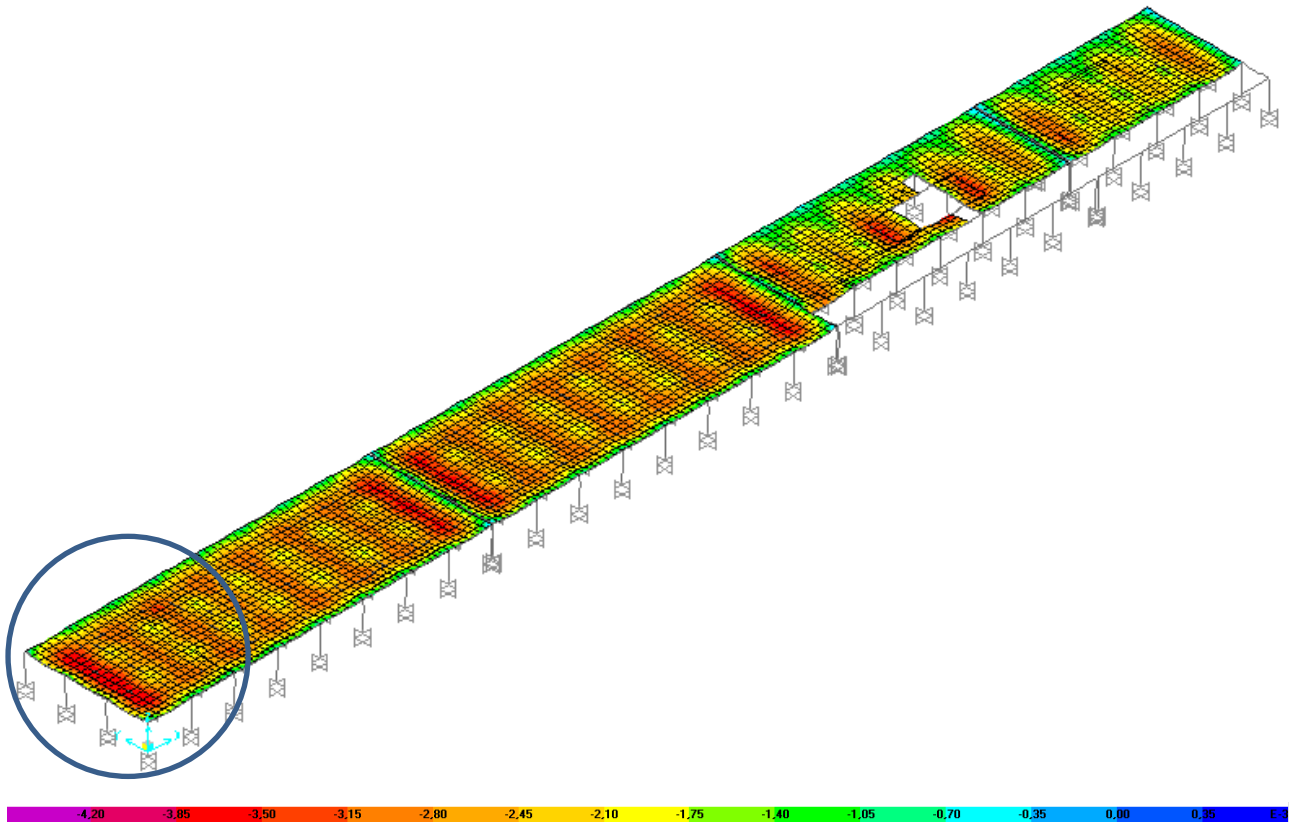


Imagen 108. BLOQUE I – DEFORMADA PLANTA INFERIOR (ELS_{qpu}) x200

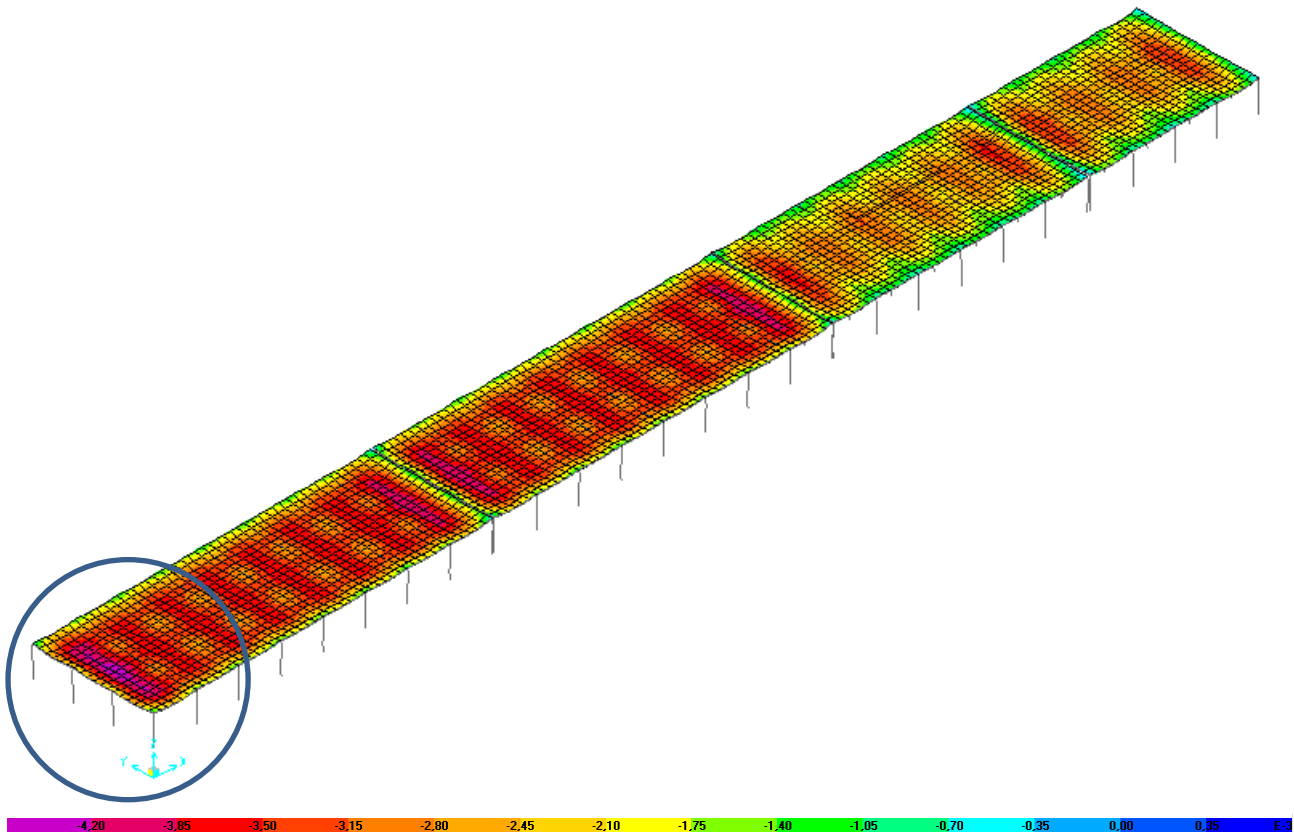


Imagen 109. BLOQUE I – DEFORMADA PLANTA SUPERIOR (ELS_{qpu}) x200

Comprobación Planta Inferior

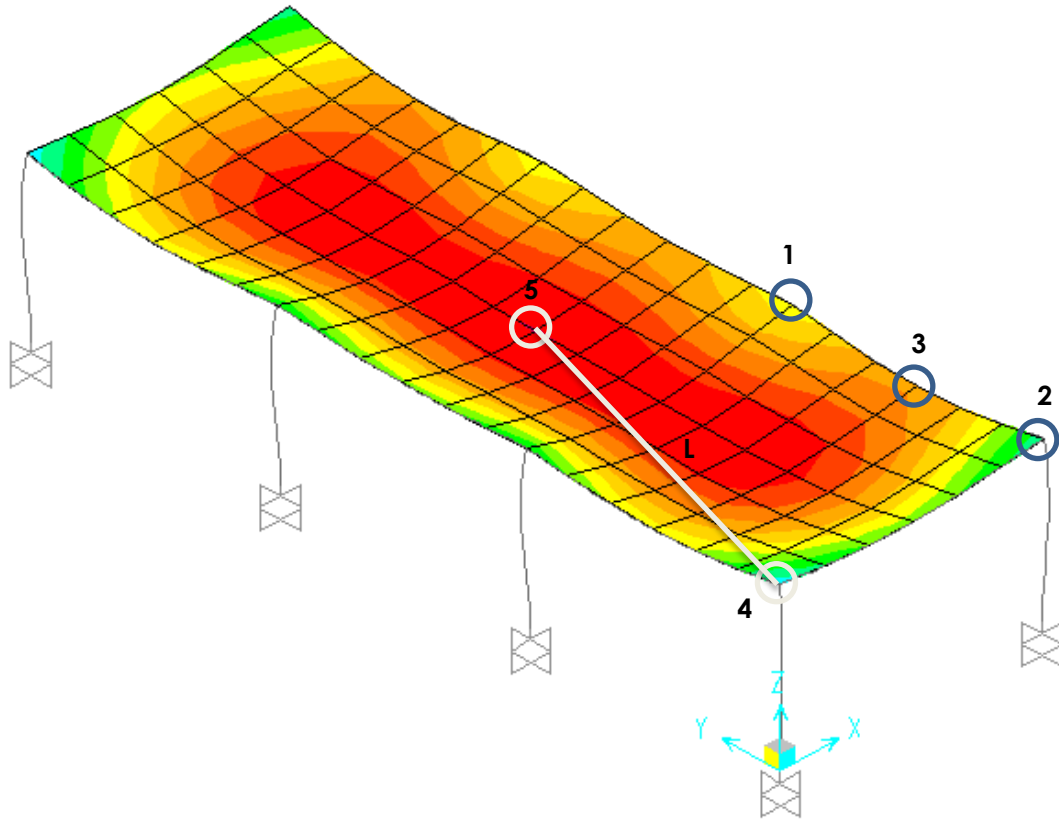


Imagen 110. BLOQUE I – MÁXIMA DEFORMADA PLANTA INFERIOR (ELSqpu) x200

Joint Object	12	Joint Element			12	10	Joint Element			10	
	1	2	3		1	2	3		1	2	3
Trans	-6,273E-06	2,259E-05	-0,00186	P1	-3,909E-05	-2,119E-04	-8,207E-04	P2	-1,448E-05	-2,886E-05	-0,00272
Rotn	6,653E-05	-1,992E-04	0,00000		-9,447E-04	-9,809E-05	-1,398E-06		-1,349E-04	-1,696E-04	-2,398E-06

Imagen 111. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA PLANTA INFERIOR (ELSqpu)

$$f_{viga} = \frac{L}{300} = \frac{5,250m}{300} = 17,5mm > 2,72 - \frac{1,86+0,83}{2} = 1,37mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	2	Joint Element			2	408	Joint Element			408	
	1	2	3		1	2	3		1	2	3
Trans	-1,756E-04	-1,424E-04	-4,518E-04	P4	-4,731E-05	1,010E-05	-0,00387	P5	2,908E-06	-3,818E-05	0,00000
Rotn	-7,221E-04	5,108E-04	-8,107E-06								

Imagen 112. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO PLANTA INFERIOR (ELSqpu)

$$f_{forjado} = \frac{2L}{300} = \frac{2 \cdot 8,350m}{300} = 55,66mm > (3,87 - 0,46) = 3,41mm \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación Planta Superior

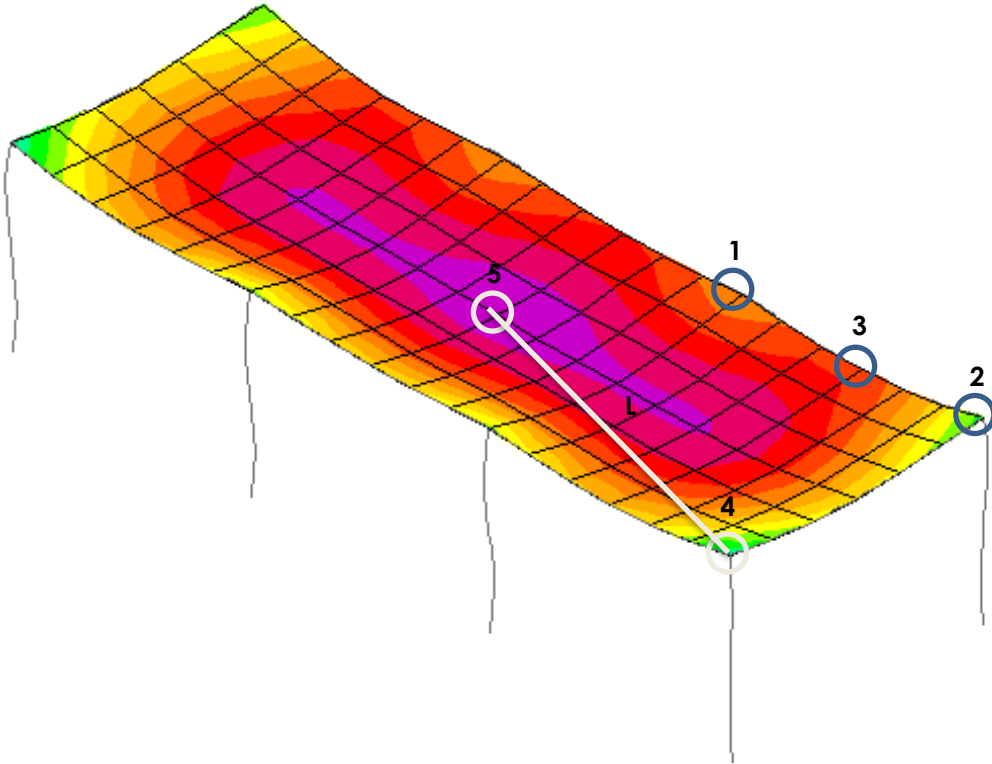


Imagen 113. BLOQUE I – MÁXIMA DEFORMADA PLANTA SUPERIOR (ELSqpu) x200

Joint Object 268			Joint Element 268			P1
	1	2	3			
Trans	-7.841E-05	2.615E-05	-0.00281			
Rotn	0.00000	-1.590E-04	0.00000			

Joint Object 267			Joint Element 267			P2
	1	2	3			
Trans	-9.579E-05	-1.938E-04	-0.00128			
Rotn	-0.00107	-1.099E-04	-2.154E-06			

Joint Object 689			Joint Element 689			P3
	1	2	3			
Trans	-8.178E-05	-2.333E-05	-0.00339			
Rotn	-2.210E-04	-1.456E-04	0.00000			

Imagen 114. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA PLANTA SUPERIOR (ELSqpu)

$$f_{viga} = \frac{L}{300} = \frac{5.250m}{300} = 17.5mm > 3.39 - \frac{2.81+1.28}{2} = 1.34mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object 263			Joint Element 263			P4
	1	2	3			
Trans	-2.537E-04	-1.382E-04	-7.029E-04			
Rotn	-8.837E-04	7.016E-04	-5.637E-06			

Joint Object 683			Joint Element 683			P5
	1	2	3			
Trans	-1.290E-04	2.798E-05	-0.00443			
Rotn	0.00000	7.125E-05	0.00000			

Imagen 115. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO PLANTA SUPERIOR (ELSqpu)

$$f_{forjado} = \frac{2L}{300} = \frac{2 \cdot 8.350m}{300} = 55.6mm > (4.43 - 0.70) = 3.73mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome Lateral

Para la comprobación frente al desplome lateral se va a emplear la combinación más desfavorable que tiene en cuenta las acciones del viento, debiendo verificarse que el desplome lateral por planta es inferior a $L/250$ y el total es inferior a $L/500$:

$$ELS_{v+} = 1 \cdot CMP + 1 \cdot DEAD + 1 \cdot SCV$$

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación ELS_{v+} , tanto para todo el conjunto como por plantas.

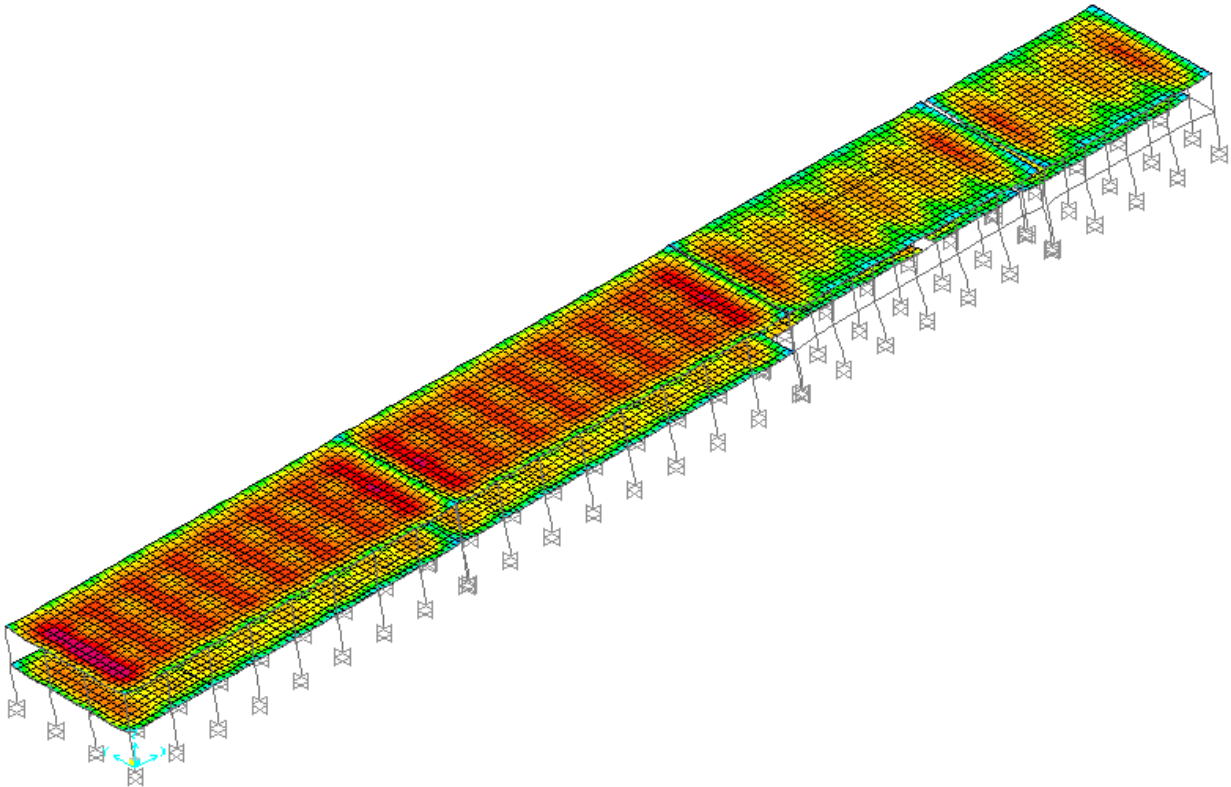


Imagen 116. BLOQUE I – DEFORMADA BLOQUE COMPLETO (ELS_{v+}) x200

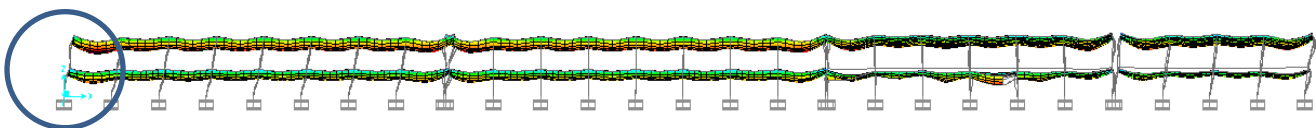


Imagen 117. BLOQUE I – DEFORMADA VISTA LATERAL (ELS_{v+}) x600

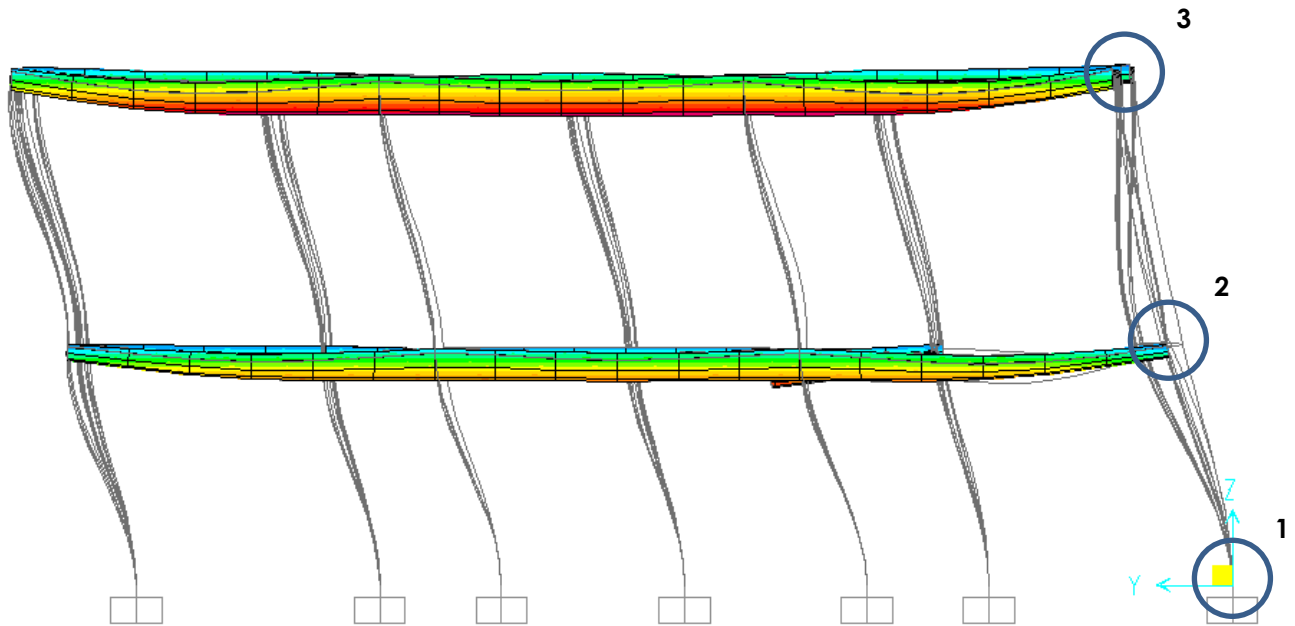


Imagen 118. BLOQUE I – DEFORMADA VISTA FRONTAL (ELSV+) x200

Joint Object 1	Joint Element 1			Joint Object 2	Joint Element 2		
	1	2	3		1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	0,00000	Trans	9,851E-04	0,00465	-3,666E-04
Rotn	0,00000	0,00000	0,00000	Rotn	-7,930E-04	4,001E-04	-2,255E-05
	P1				P2		

Joint Object 263	Joint Element 263		
	1	2	3
Trans	0,00186	0,00866	-5,976E-04
Rotn	-9,492E-04	6,721E-04	-1,104E-05
	P3		

Imagen 119. BLOQUE I – DESPLAZAMIENTO NUDOS SOPORTE MÁS SOLICITADO (ELSV+)

Desplome 1ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{3.500m}{250} = 14mm > \sqrt{(0.99^2 + 4.65^2)} = 4.76mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome 2ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{4.000m}{250} = 16mm > \sqrt{(1.86^2 + 8.66^2)} - \sqrt{(0.99^2 + 4.65^2)} = 4.10mm$$

CUMPLE

Desplome Total

$$d_{lateral} = \frac{h}{500} = \frac{7.500m}{500} = 15mm > \sqrt{(1.86^2 + 8.66^2)} = 8.86mm \quad \text{CUMPLE}$$

BLOQUE II – VESTUARIOS PABELLÓN CUBIERTO

VISTA EXTRUIDA

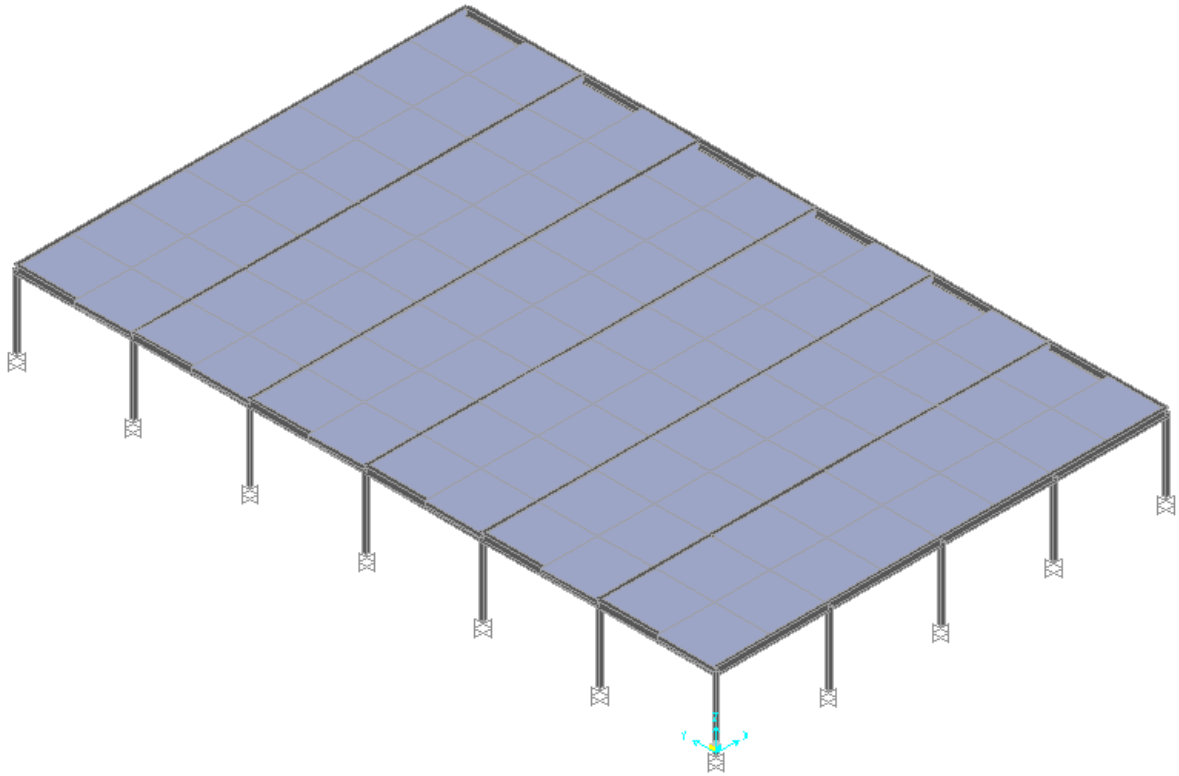


Imagen 120. BLOQUE II – VISTA EXTRUIDA SUPERIOR

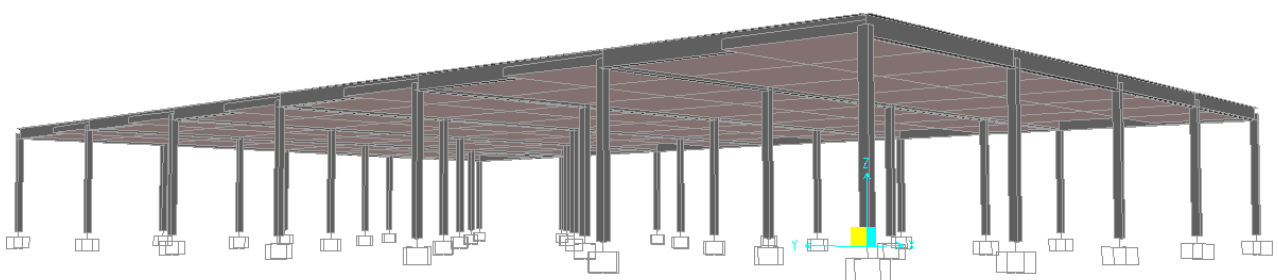


Imagen 121. BLOQUE II – VISTA EXTRUIDA INFERIOR

COMPROBACIÓN ELU

Como se muestra en la imagen adjunta, se verifica que la estructura cumple en Estado Limite Último (ELU). Esta verificación es suficiente ya que la totalidad de los elementos finitos son metálicos y estos los comprueba de manera directa de SAP2000.

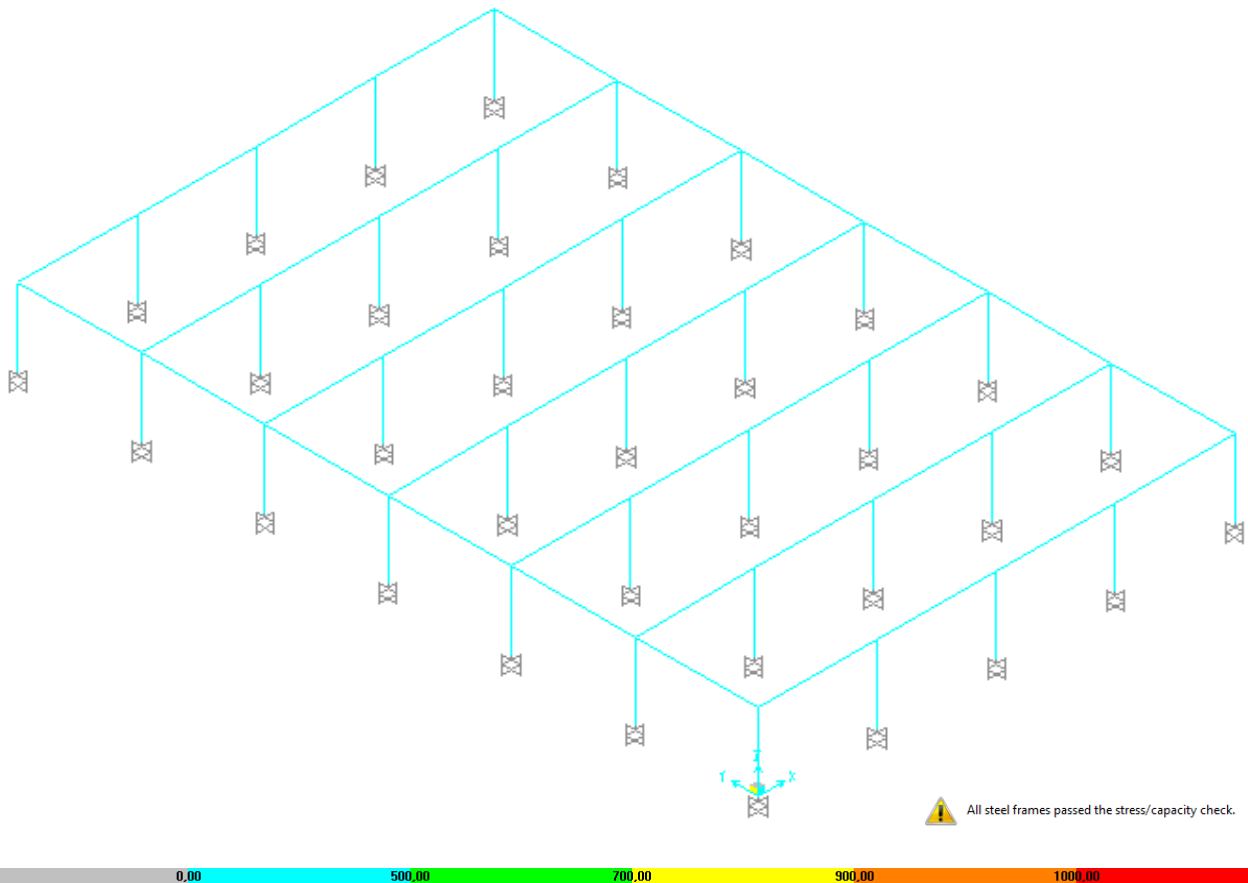


Imagen 122. BLOQUE II – VERIFICACIÓN ELU

Se muestra a continuación los diagramas de cortantes y flectores en ELUunv+.

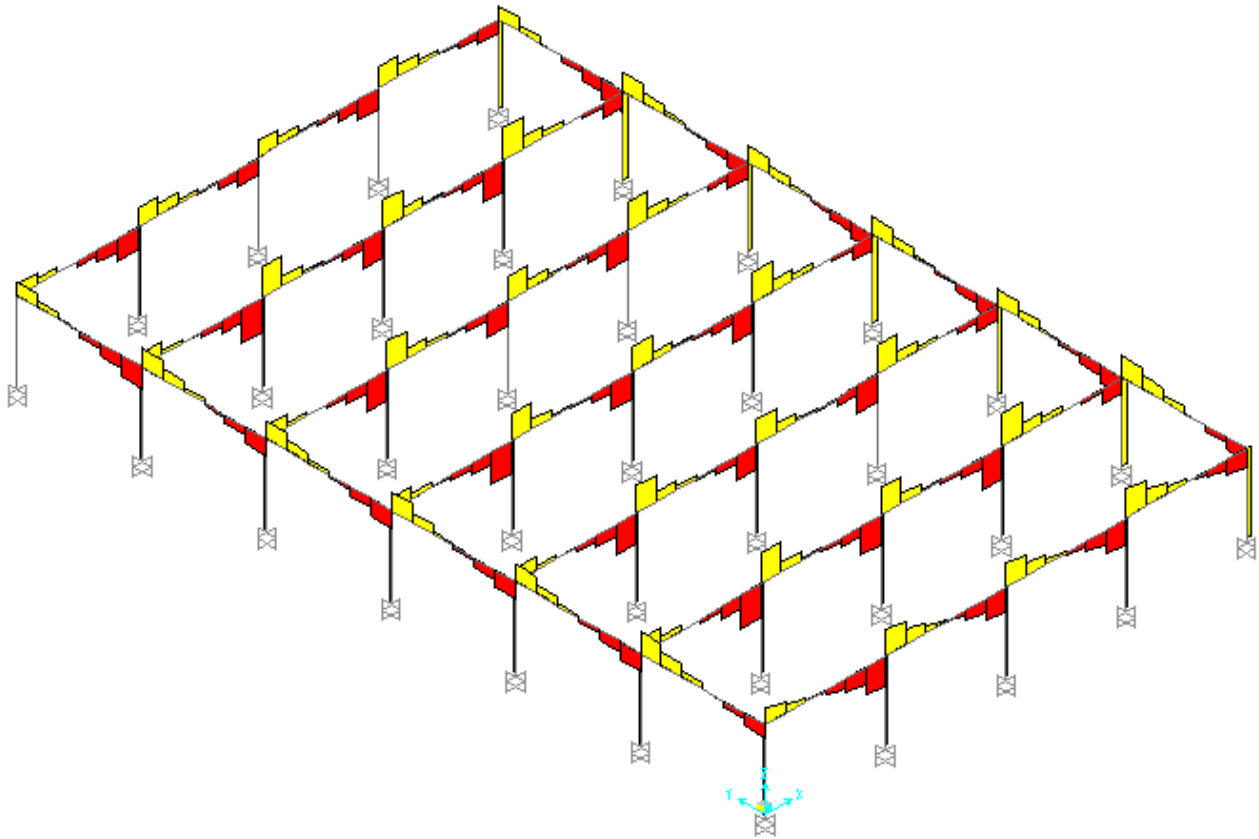


Imagen 123. BLOQUE II – CORTANTES (ELUunv+)

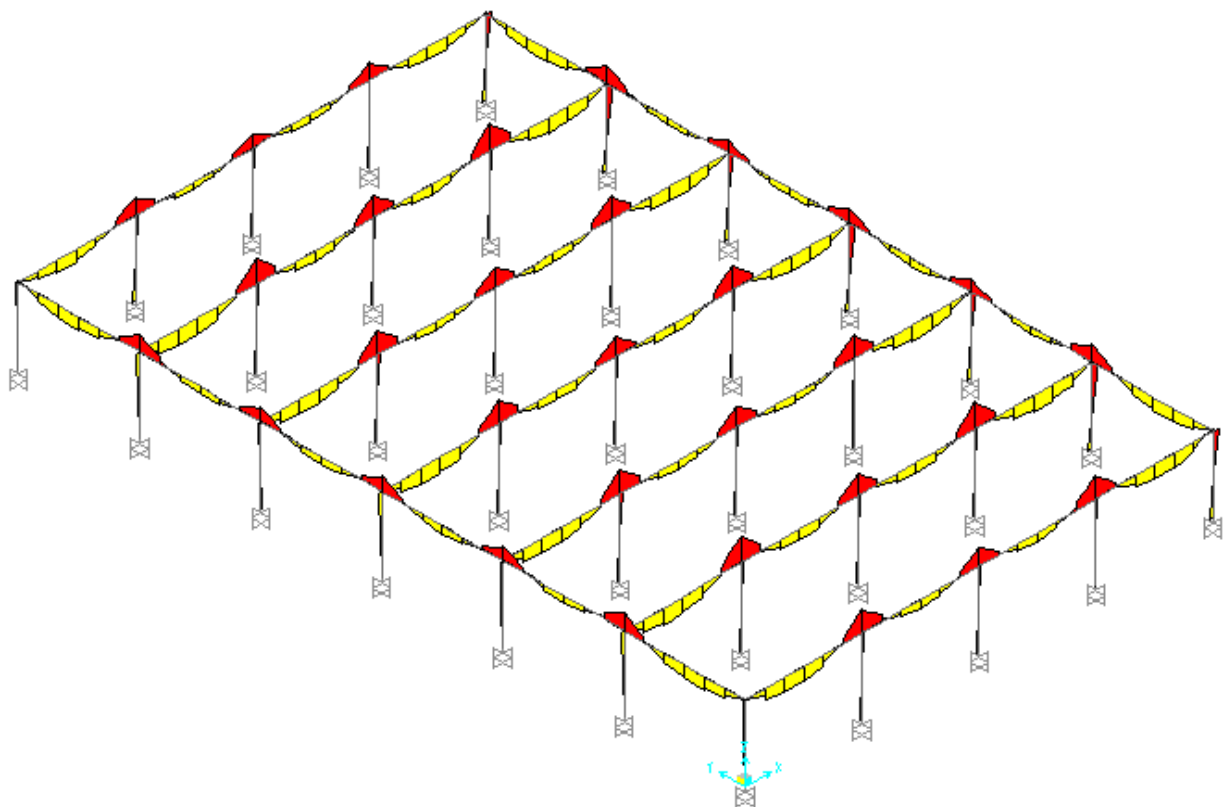


Imagen 124. BLOQUE II – FLECTORES (ELUunv+)

COMPROBACIÓN ELS

Para la comprobación ELS y como se ha explicado en la fase de predimensionado en SAP2000 se va a verificar que la estructura cumple las condiciones siguientes:

Integridad Elementos Constructivos

Su comprobación se realiza tal y como se ha realizado para el bloque I, empleando la combinación ELStab, de la cual se presenta a continuación la deformada.

Deberá cumplir $L/300$ (para forjados de cubierta) y $L/500$ (para forjados de planta). Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

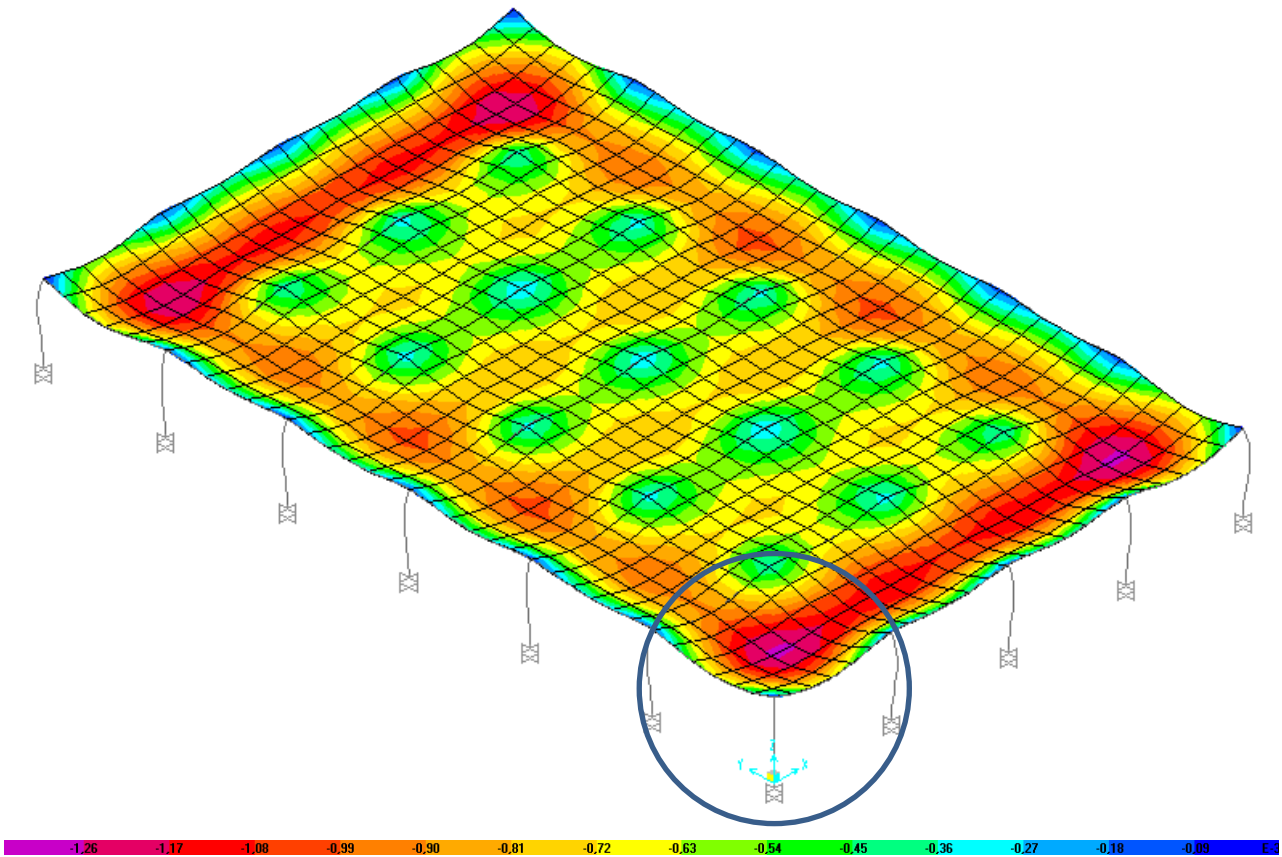


Imagen 125. BLOQUE II – DEFORMADA (ELStab) x900

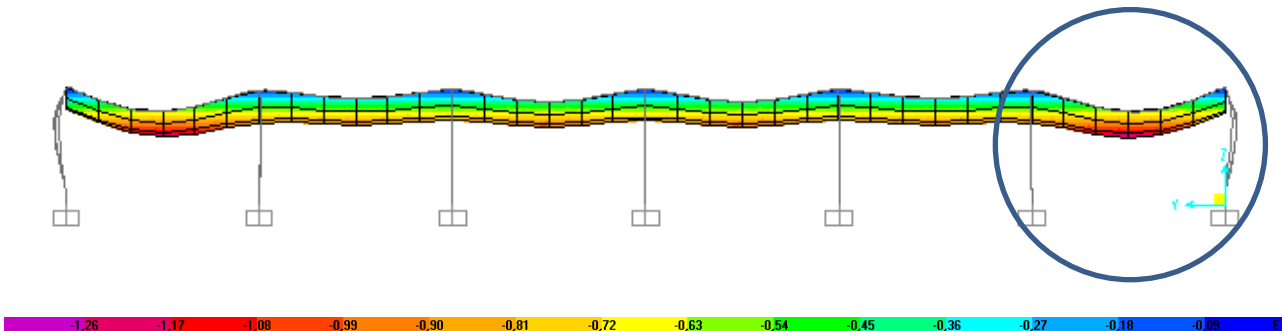


Imagen 126. BLOQUE II – DEFORMADA VISTA LATERAL (ELStab) x1200

Confort

Su comprobación se realiza a partir de la sobrecarga de uso, SCU.

Deberá cumplir $L/350$ para forjados de planta y **es innecesario su cálculo para forjados de cubierta**. Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. **No se realiza la comprobación al tratarse un forjado de cubierta.**

Apariencia

Su comprobación se realiza a partir de la combinación ELS_{qpu} como se ha visto en la comprobación del bloque I. Deberá cumplir $L/300$ en cualquier situación. Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación ELS_{qpu} .

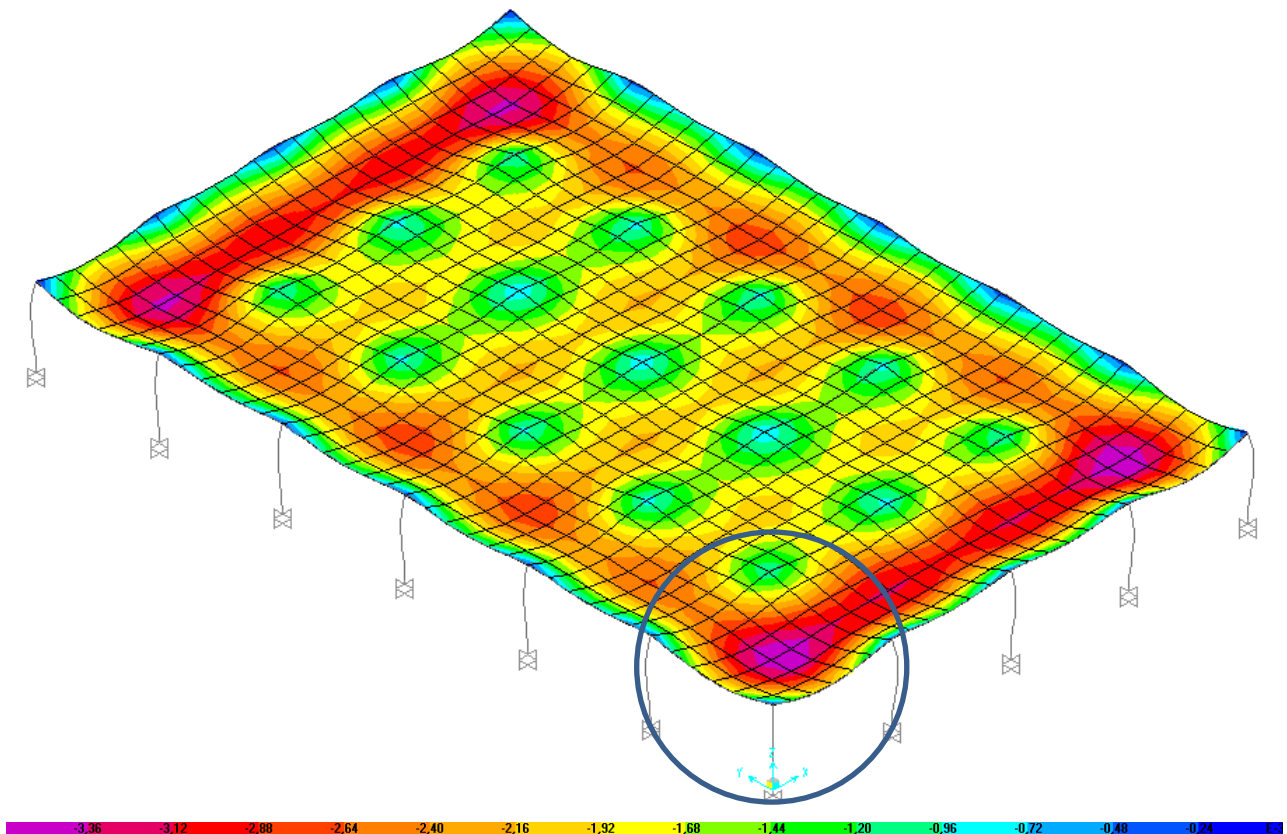


Imagen 130. BLOQUE II – DEFORMADA (ELS_{qpu}) x300

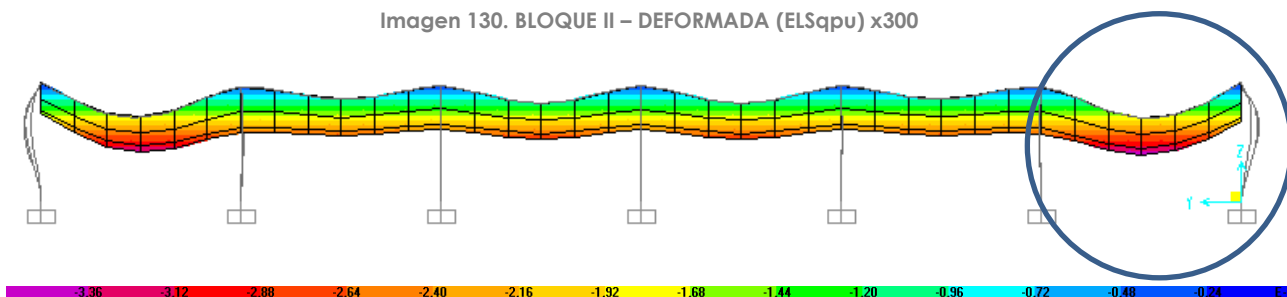


Imagen 131. BLOQUE II – DEFORMADA VISTA LATERAL (ELS_{qpu}) x600

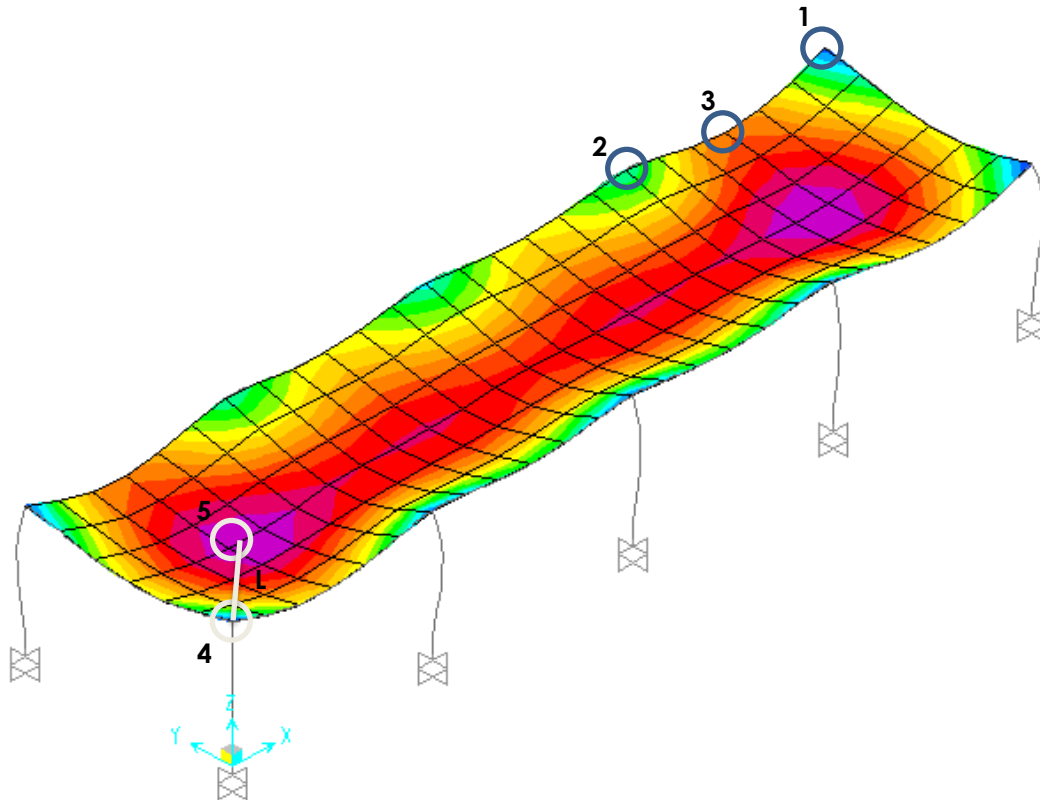


Imagen 132 BLOQUE II – MÁXIMA DEFORMADA (ELS_{qpu}) x900

Joint Object	20		
	1	2	3
Trans	-1.434E-06	5.660E-06	-3.711E-04
Rotn	1.969E-04	-0.00129	0.00000

P1

Joint Object	18		
	1	2	3
Trans	0.00000	5.856E-06	-9.535E-04
Rotn	2.458E-04	1.710E-04	0.00000

P2

Joint Object	86		
	1	2	3
Trans	0.00000	5.880E-06	-0.00257
Rotn	2.209E-04	5.098E-05	0.00000

P3

Imagen 133. BLOQUE II – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA (ELS_{qpu})

$$f_{viga} = \frac{L}{300} = \frac{5.500m}{300} = 18.34mm > 2.57 - \frac{0.96+0.37}{2} = 1.90mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	2		
	1	2	3
Trans	1.877E-06	6.717E-06	-1.785E-04
Rotn	-9.017E-04	0.00104	0.00000

P4

Joint Object	72		
	1	2	3
Trans	0.00000	6.154E-06	-0.00357
Rotn	4.144E-05	1.400E-04	0.00000

P5

Imagen 134. BLOQUE II – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO (ELS_{qpu})

$$f_{forjado} = \frac{2L}{300} = \frac{2 \cdot 3.960m}{300} = 26.4mm > (3.57 - 0.18) = 3.39mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome Lateral

Para la comprobación frente al desplome lateral se va a emplear la combinación más desfavorable que tiene en cuenta las acciones del viento, debiendo verificarse que el desplome lateral por planta es inferior a $L/250$ y el total es inferior a $L/500$:

$$ELSV+ = 1 \cdot CMP + 1 \cdot DEAD + 1 \cdot SCV$$

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación $ELSV+$, tanto para todo el conjunto como por plantas.

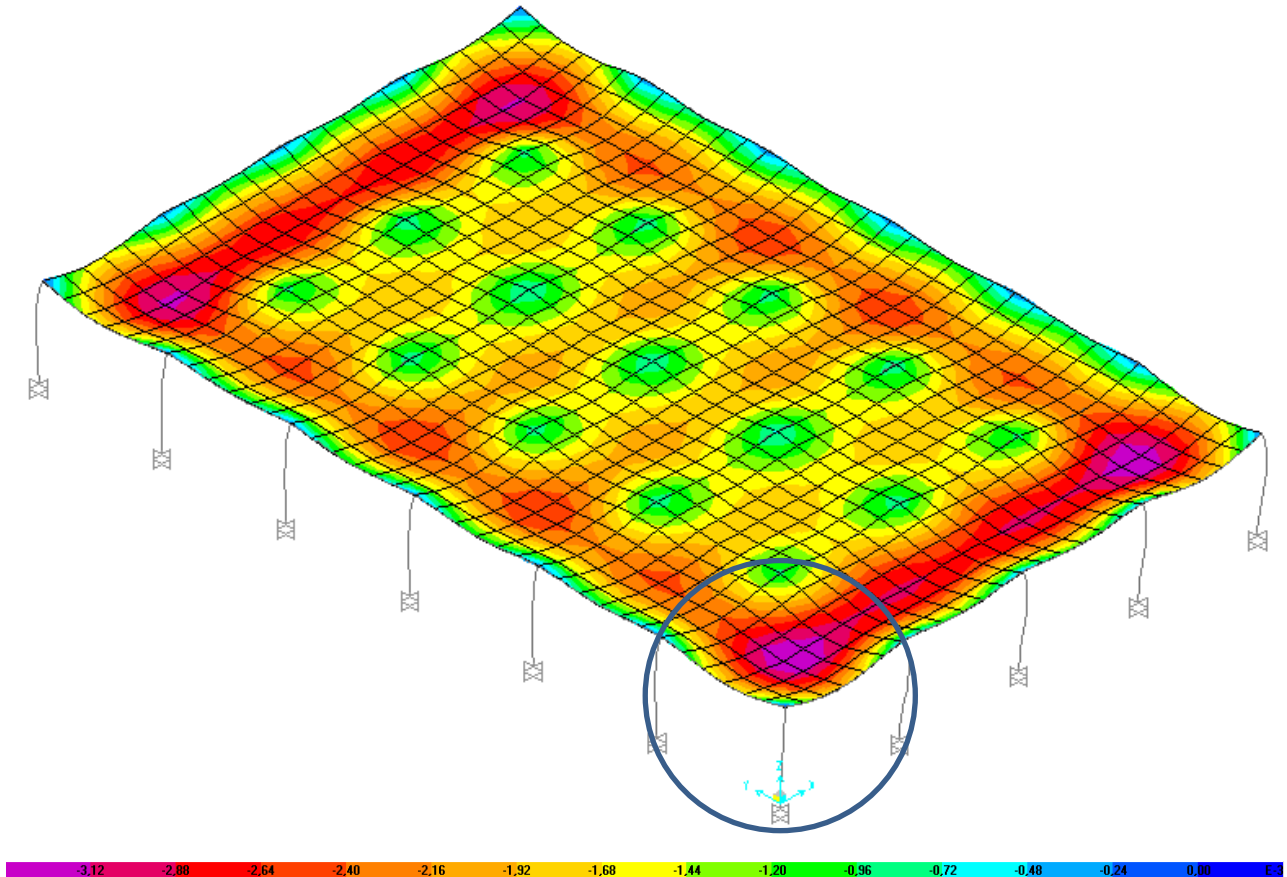


Imagen 135. BLOQUE II – DEFORMADA ($ELSV+$) x300

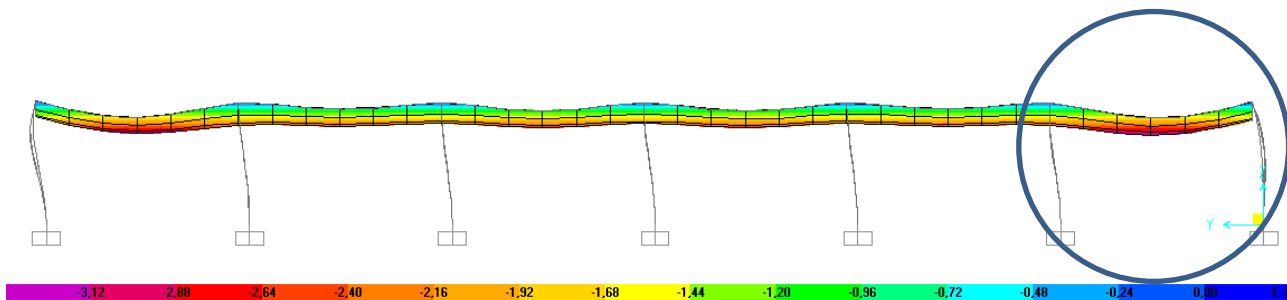


Imagen 136. BLOQUE II – DEFORMADA VISTA LATERAL ($ELSV+$) x300

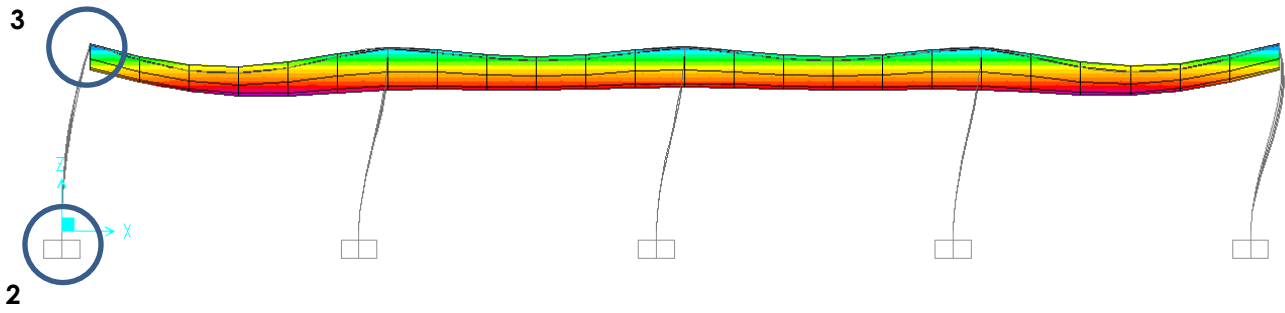


Imagen 137. BLOQUE II – DEFORMADA VISTA FRONTAL (ELSV+) x300

Joint Object 1	Joint Element 1			Joint Object 2	Joint Element 2		
	1	2	3		1	2	3
Trans	0,00000	0,00000	0,00000		0,00175	0,00105	-1,628E-04
Rotn	0,00000	0,00000	0,00000	P1	-8,954E-04	0,00107	0,00000

Imagen 138. BLOQUE II – DESPLAZAMIENTO NUDOS SOPORTE MÁS SOLICITADO (ELSV+)

Desplome Total

$$d_{lateral} = \frac{h}{500} = \frac{3.500m}{500} = 7mm > \sqrt{(1.75^2 + 1.05^2)} = 2.04mm \quad \text{CUMPLE}$$

BLOQUE III – PABELLÓN CUBIERTO

VISTA EXTRUIDA

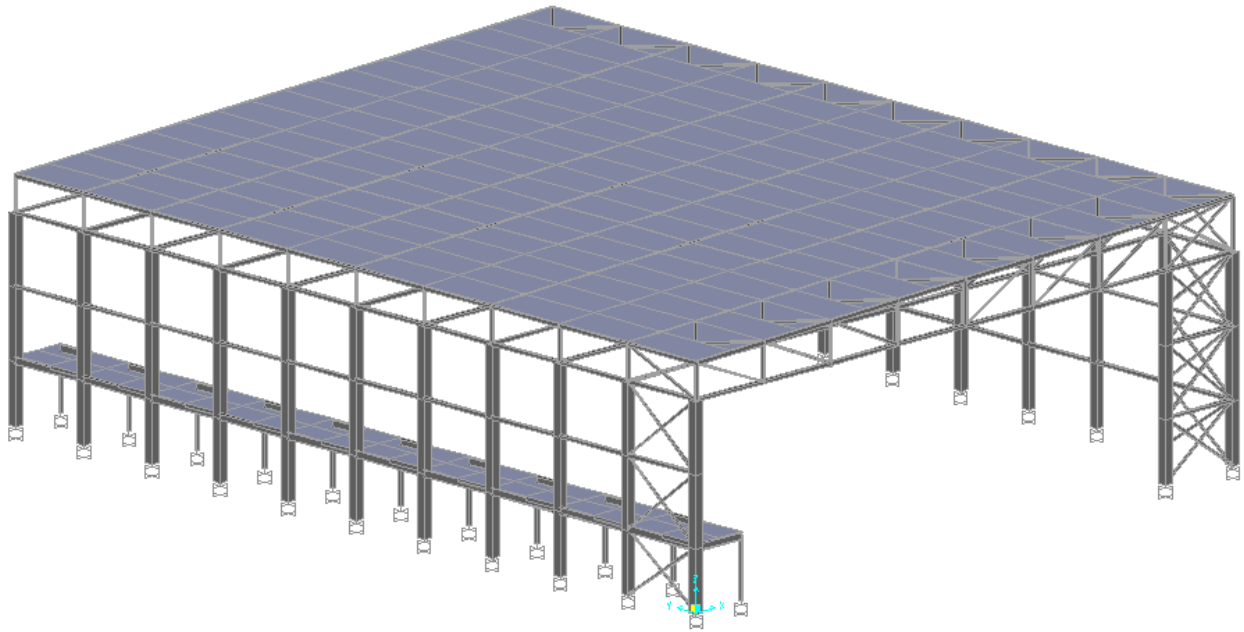


Imagen 139. BLOQUE III – VISTA EXTRUIDA SUPERIOR

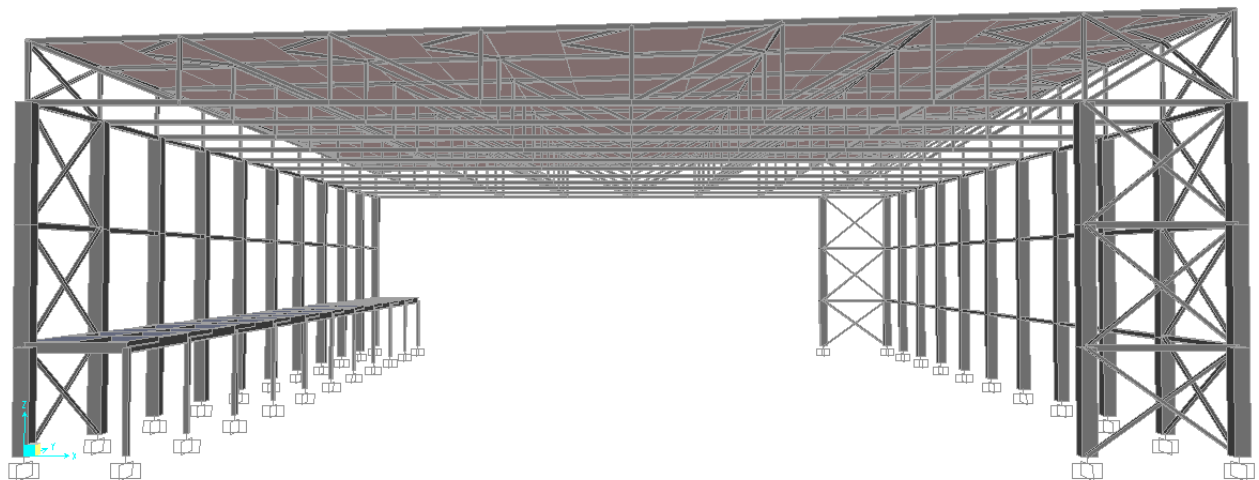


Imagen 140. BLOQUE III – VISTA EXTRUIDA INFERIOR

COMPROBACIÓN ELU

Como se muestra en la imagen adjunta, se verifica que la estructura cumple en Estado Limite Último (ELU). Esta verificación es suficiente ya que la totalidad de los elementos finitos son metálicos y estos los comprueba de manera directa de SAP2000.

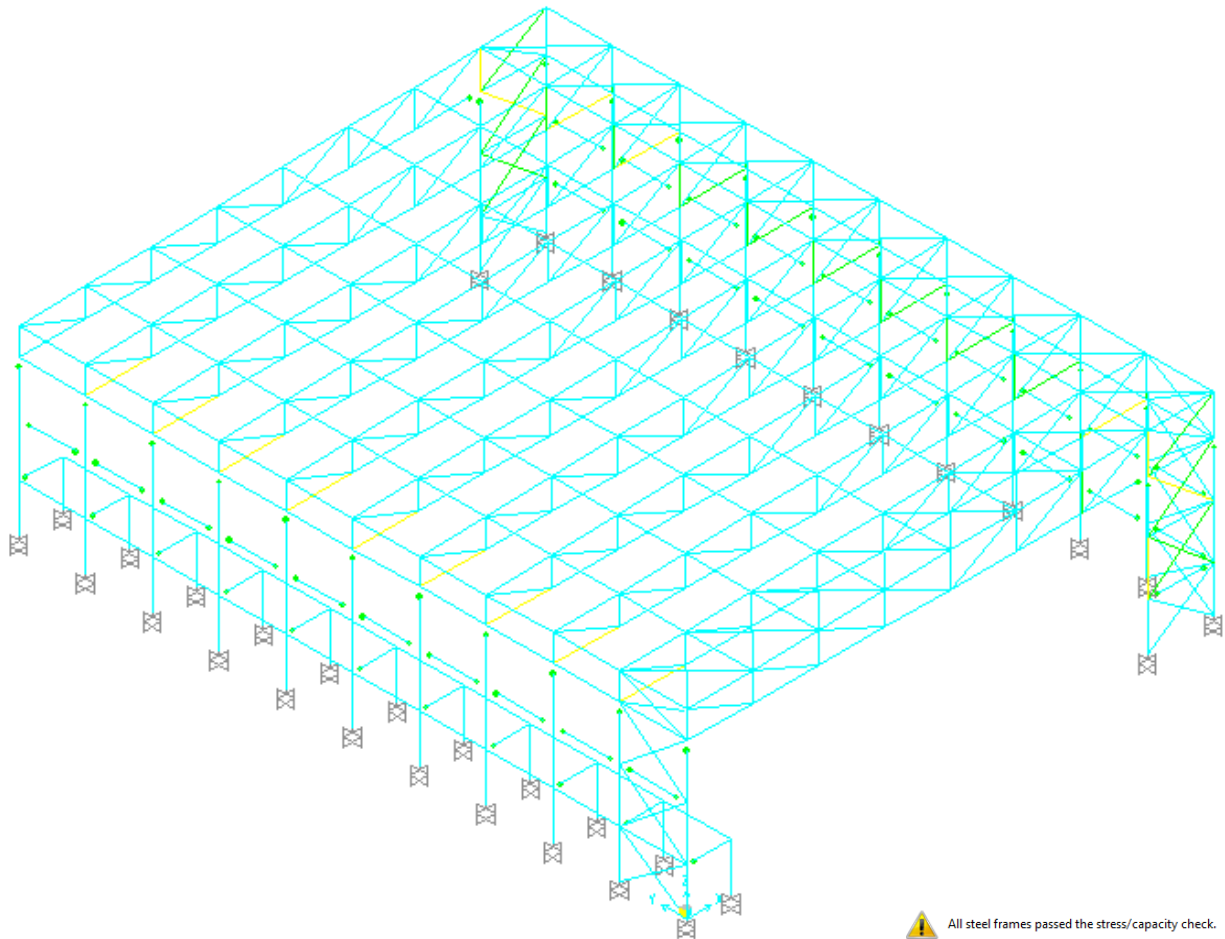


Imagen 141. BLOQUE III – VERIFICACIÓN ELU

Se muestra a continuación los diagramas de cortantes y flectores en ELUunv+.

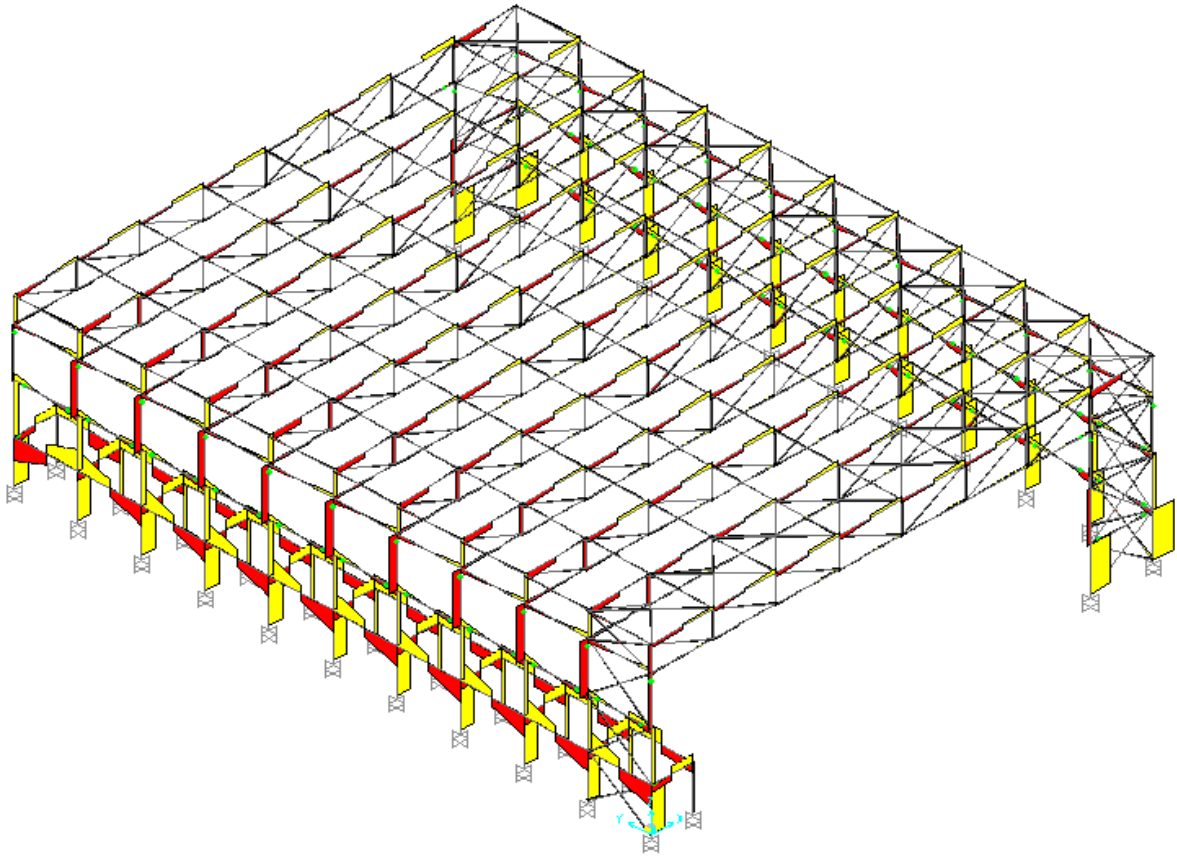


Imagen 142. BLOQUE II – CORTANTES (ELUunv+)

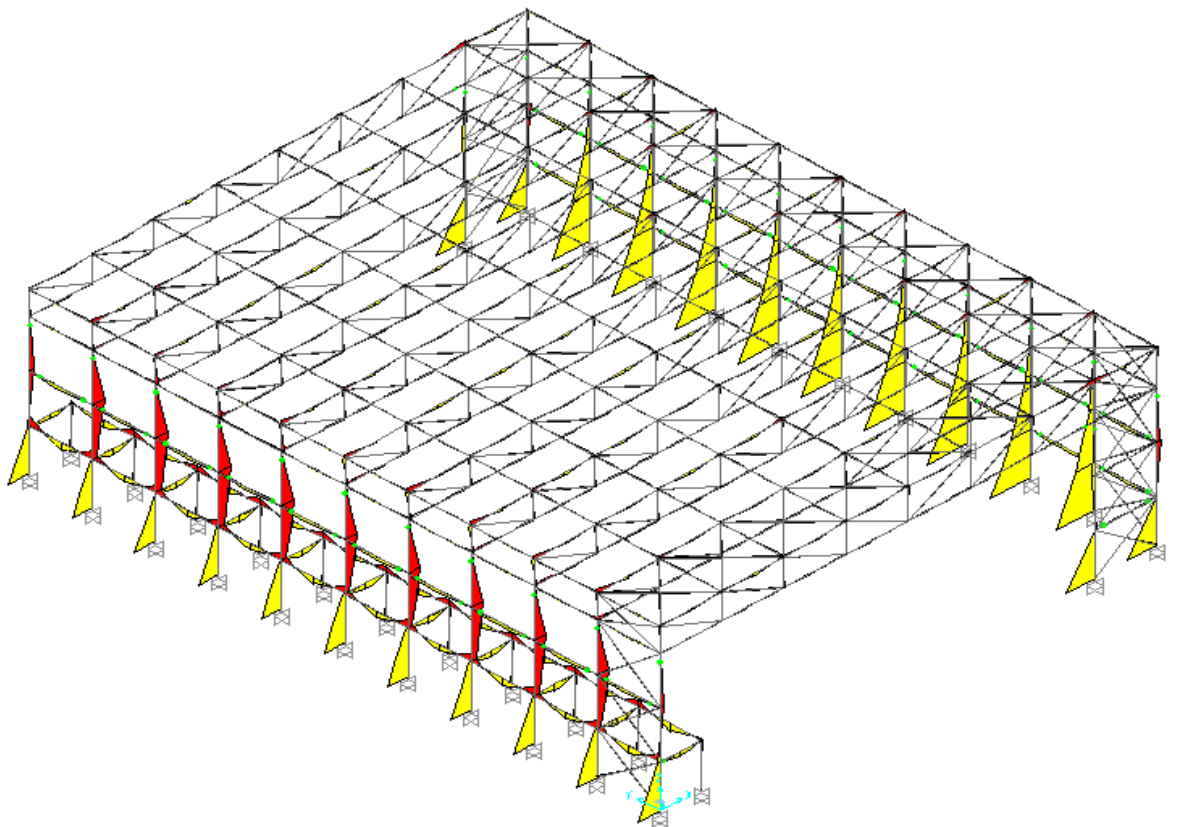


Imagen 143. BLOQUE II – FLECTORES (ELUunv+)

COMPROBACIÓN ELS

Para la comprobación ELS y como se ha explicado en la fase de predimensionado en SAP2000 se va a verificar que la estructura cumple las condiciones siguientes:

Integridad Elementos Constructivos

Su comprobación se realiza tal y como se ha realizado para los bloques I y II, empleando la combinación ELStab, de la cual se presenta a continuación la deformada.

Deberá cumplir L/300 (para forjados de cubierta) y L/500 (para forjados de planta). Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

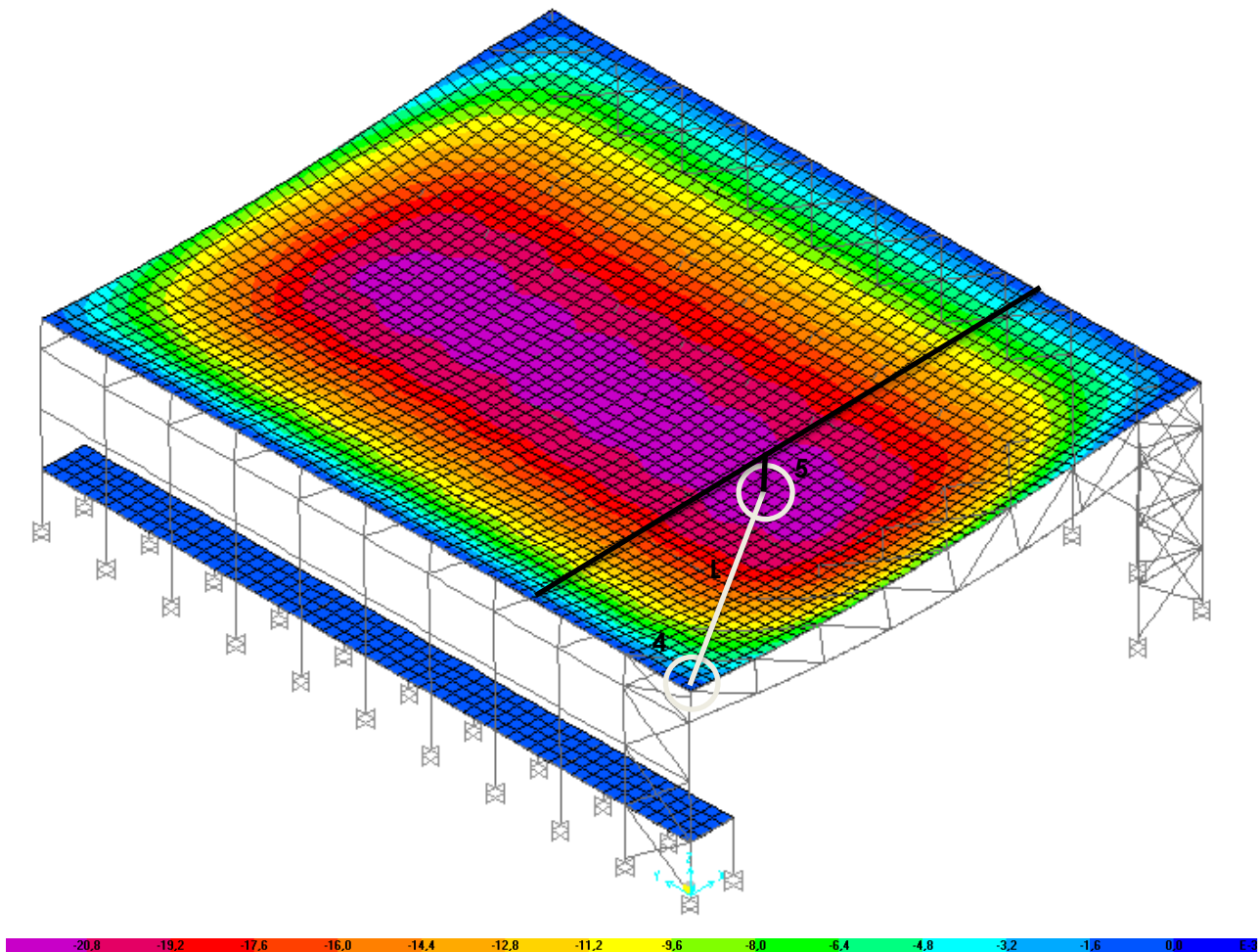


Imagen 144. BLOQUE III – DEFORMADA (ELStab) x100

$$L = \sqrt{(2.5 \cdot 5m)^2 + (3.5 \cdot 4.93125m)^2} = 21.31m$$

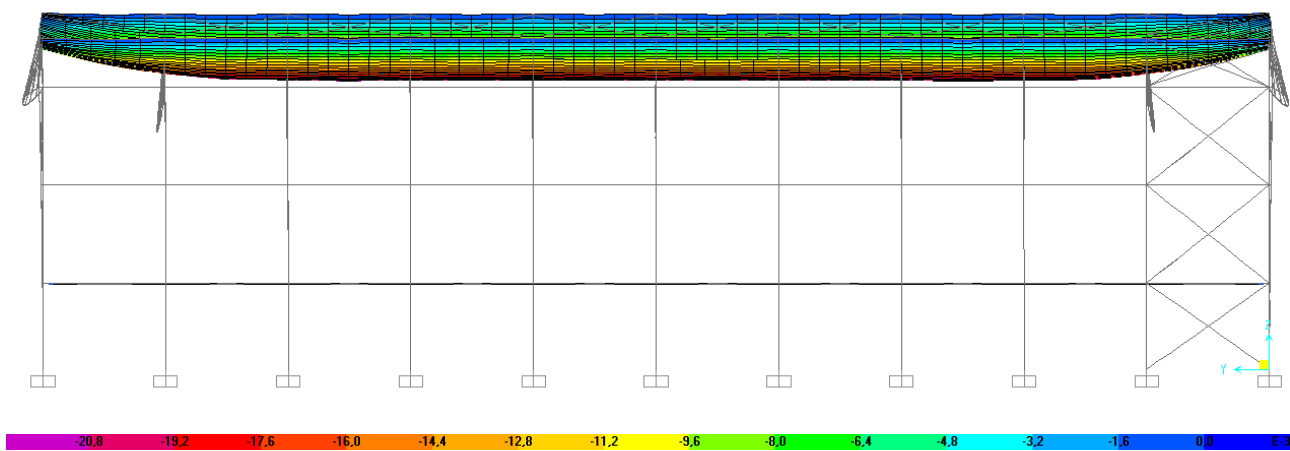


Imagen 145. BLOQUE III – DEFORMADA VISTA LATERAL (ELStab) x100

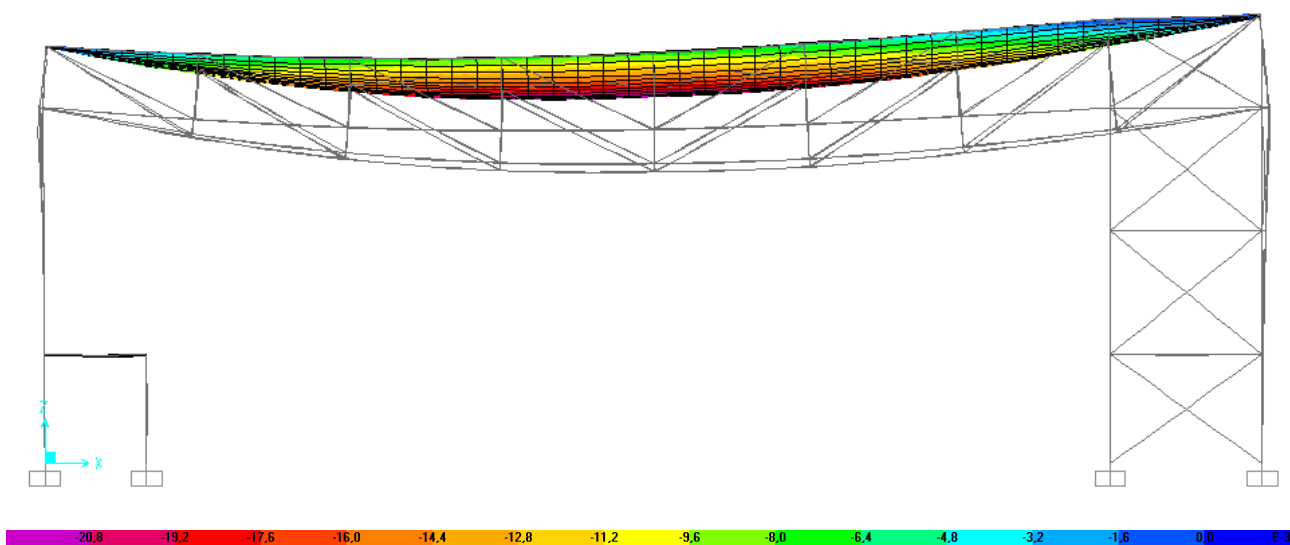


Imagen 146. BLOQUE III – DEFORMADA VISTA FRONTAL (ELStab) x100

Comprobación Cercha

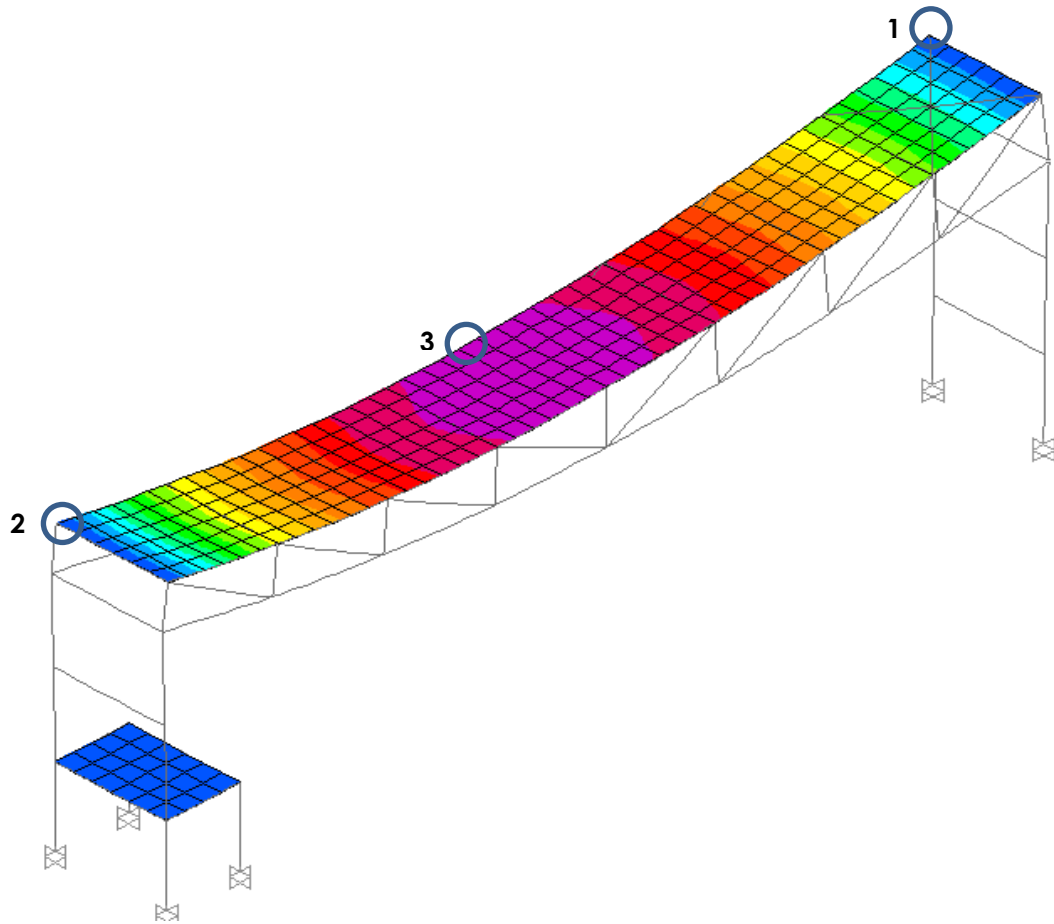


Imagen 147. BLOQUE III – 3er VANO MÁXIMA DEFORMADA (ELStab) x100

Joint Object	190	Joint Element	190
Trans	-0.00118	2	2,074E-04
Rotn	0.00000	3	-3,964E-04

P1

Joint Object	182	Joint Element	182
Trans	8,307E-04	2	1,637E-04
Rotn	1,245E-06	3	-3,172E-04

P2

Joint Object	N.A.	Joint Element	~1794
Trans	4,064E-04	2	1,598E-05
Rotn	3,000E-05	3	-1,403E-04

P3

Imagen 148. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA (ELStab)

$$f_{cercha} = \frac{L}{300} = \frac{39.500m}{300} = 133.67mm > 21.34 - \frac{0.40+0.32}{2} = 20.98mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	N.A.	Joint Element	~3636
Trans	4,099E-04	2	1,274E-04
Rotn	-3,503E-04	3	-1,313E-04

P4

Joint Object	N.A.	Joint Element	~2050
Trans	4,657E-04	2	-3,031E-05
Rotn	2,013E-05	3	6,370E-05

P5

Imagen 149. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO (ELStab)

$$f_{forjado} = \frac{2L}{300} = \frac{2 \cdot 21.310m}{300} = 142.07mm > 21.79 - 0.13 = 21.66mm \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación Viga

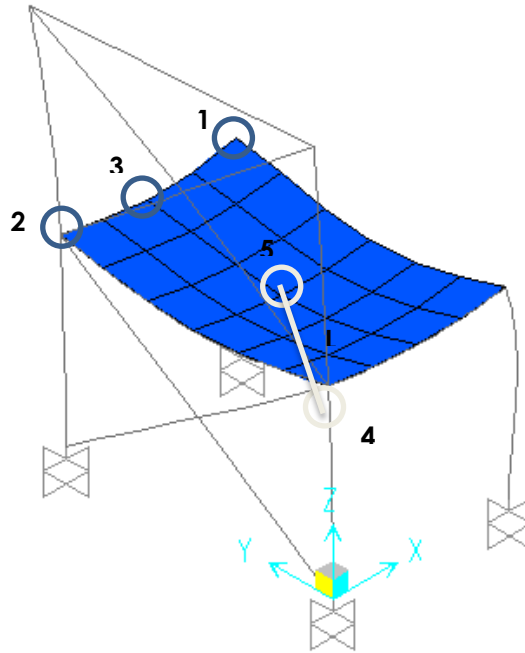


Imagen 150. BLOQUE III – 1er VANO MÁXIMA DEFORMADA (ELStab) x1000

Joint Object	44		
	1	2	3
Trans	-8,296E-05	2,321E-05	-1,340E-04
Rotn	5,145E-05	-1,782E-04	2,920E-06

Joint Object	6		
	1	2	3
Trans	-1,030E-04	1,012E-05	-5,629E-05
Rotn	0,00000	-4,139E-05	6,479E-06

Joint Object	384		
	1	2	3
Trans	-1,068E-04	1,752E-05	-3,109E-04
Rotn	3,453E-05	4,315E-05	3,977E-06

Imagen 151. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA (ELStab)

$$f_{viga} = \frac{L}{500} = \frac{3.300m}{500} = 6.6mm > 0.31 - \frac{0.13+0.05}{2} = 0.22mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	2		
	1	2	3
Trans	-8,483E-05	0,00000	-2,598E-05
Rotn	-3,124E-05	-3,155E-05	5,076E-06

Joint Object	383		
	1	2	3
Trans	-1,029E-04	1,613E-05	-6,054E-04
Rotn	1,552E-05	5,459E-05	3,631E-06

Imagen 152. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO (ELStab)

$$L = \sqrt{(1.65m)^2 + (2.5m)^2} = 3m$$

$$f_{forjado} = \frac{2L}{500} = \frac{2 \cdot 3.000m}{500} = 12mm > (0.60 - 0.03) = 0.57mm \quad \text{CUMPLE}$$

Confort

Su comprobación se realiza a partir de la sobrecarga de uso, SCU.

Deberá cumplir $L/350$ para forjados de planta y es innecesario su cálculo para forjados de cubierta. Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para las sobrecargas de uso SCU, tanto para todo el conjunto como por plantas.

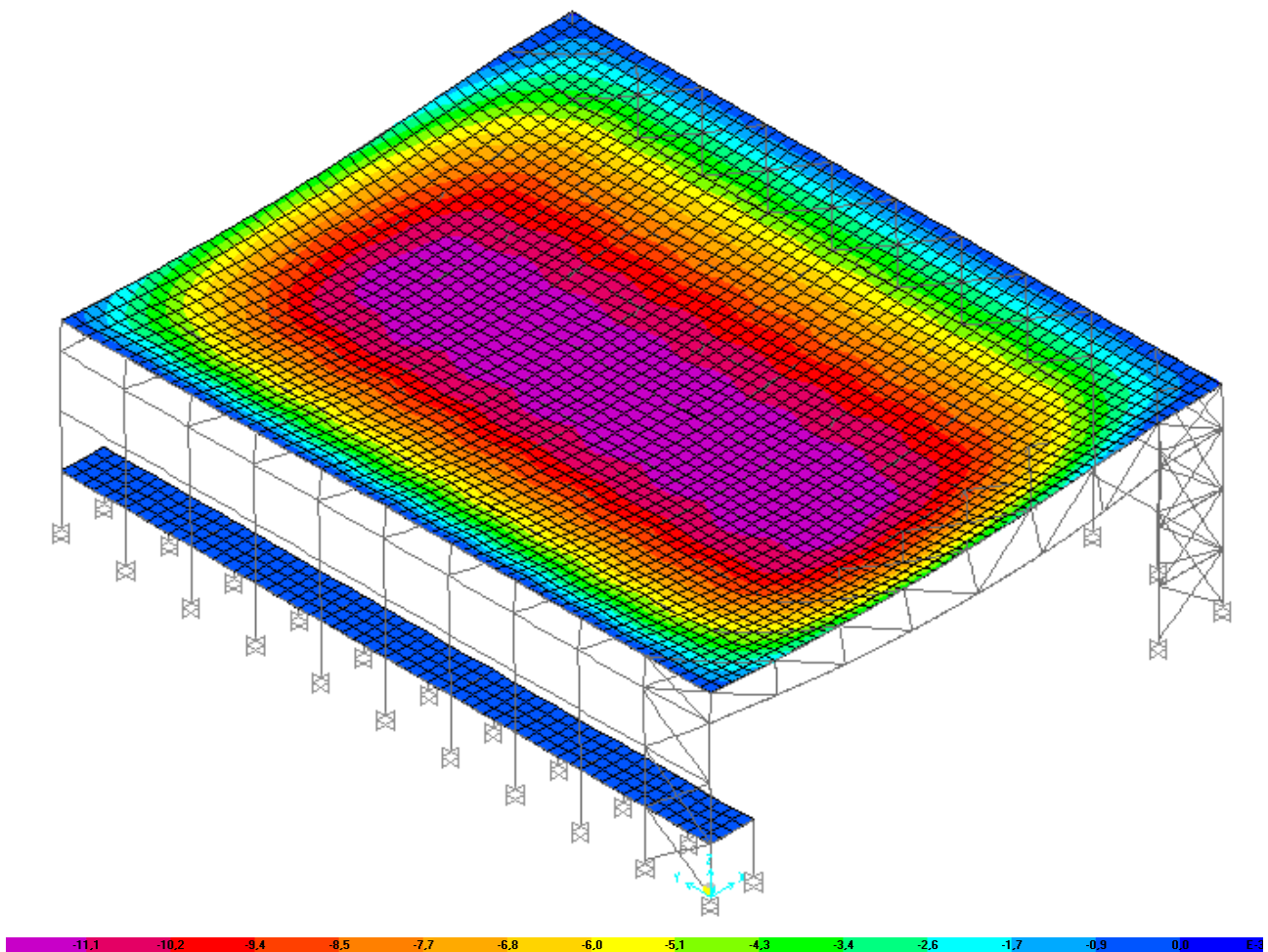


Imagen 153. BLOQUE III – DEFORMADA (SCU) x200

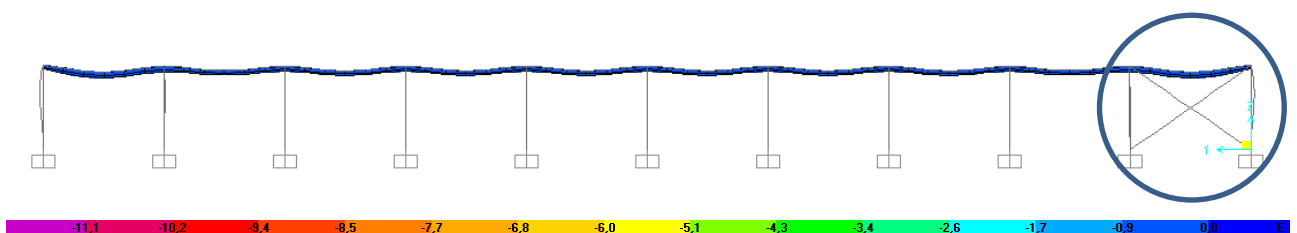


Imagen 154. BLOQUE III – DEFORMADA VISTA LATERAL (SCU) x1200

Comprobación Viga

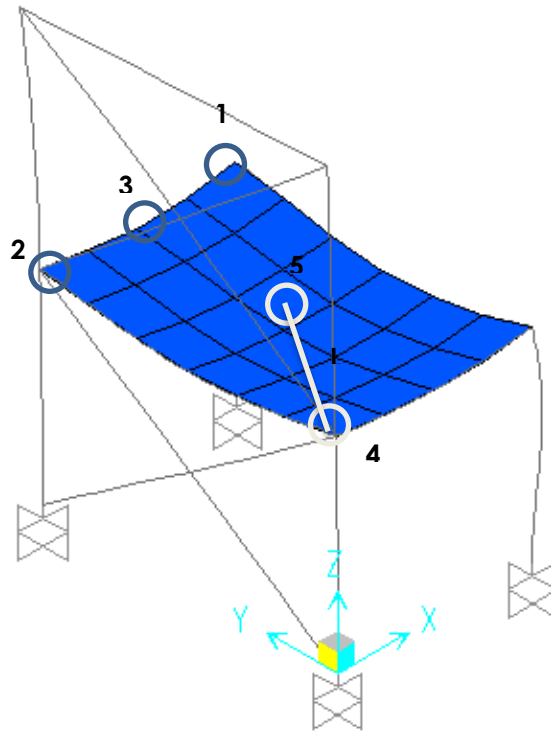


Imagen 155. BLOQUE III – 1er VANO MÁXIMA DEFORMADA (SCU) x1200

Joint Object	Joint Element			
44	1	2	3	P1
Trans	-2,234E-05	1,273E-05	-1,005E-04	
Rotn	3,794E-05	-1,318E-04	1,127E-06	

Joint Object	Joint Element			
6	1	2	3	P2
Trans	-3,905E-05	5,859E-06	-3,065E-05	
Rotn	0,00000	-9,735E-06	3,123E-06	

Joint Object	Joint Element			
384	1	2	3	P3
Trans	-4,029E-05	9,970E-06	-2,308E-04	
Rotn	2,525E-05	3,496E-05	1,786E-06	

Imagen 156. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA (SCU)

$$f_{viga} = \frac{L}{350} = \frac{3,300m}{350} = 9,43mm > 0,23 - \frac{0,10+0,03}{2} = 0,17mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	Joint Element			
2	1	2	3	P4
Trans	-3,039E-05	0,00000	-1,236E-05	
Rotn	-2,046E-05	-8,292E-06	3,273E-06	

Joint Object	Joint Element			
383	1	2	3	P5
Trans	-4,073E-05	8,900E-06	-4,445E-04	
Rotn	1,090E-05	4,892E-05	1,630E-06	

Imagen 157. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO (SCU)

$$L = \sqrt{(1,65m)^2 + (2,5m)^2} = 3m$$

$$f_{forjado} = \frac{2L}{350} = \frac{2 \cdot 3,000m}{350} = 17,15mm > (0,45 - 0,02) = 0,43mm \quad \text{CUMPLE}$$

Apariencia

Su comprobación se realiza a partir de la combinación ELS_{qpu} como se ha visto en la comprobación del bloque I Y II. Deberá cumplir $L/300$ en cualquier situación. Debe verificarse además entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación ELS_{qpu} .

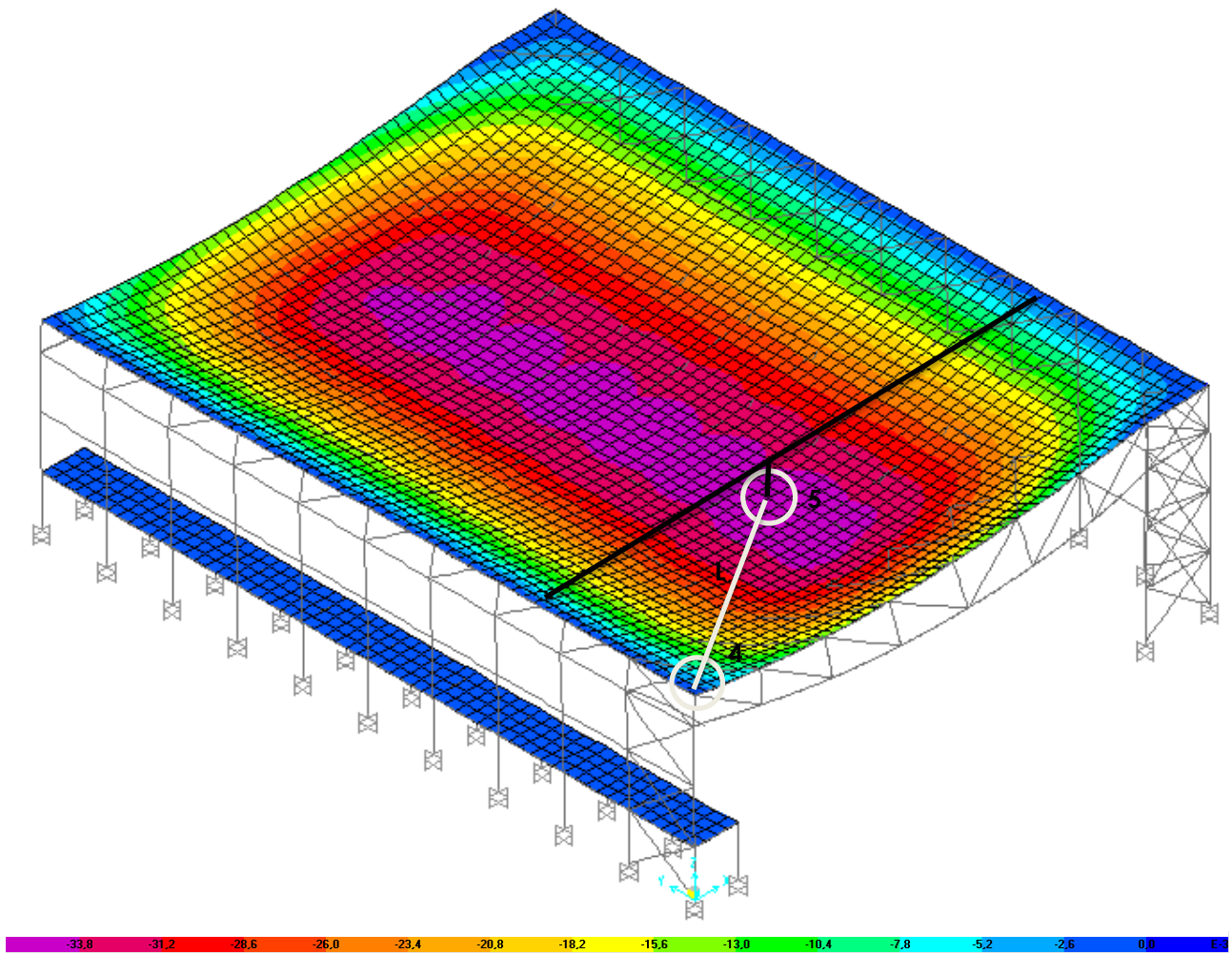


Imagen 158. BLOQUE III – DEFORMADA (ELS_{qpu}) x100

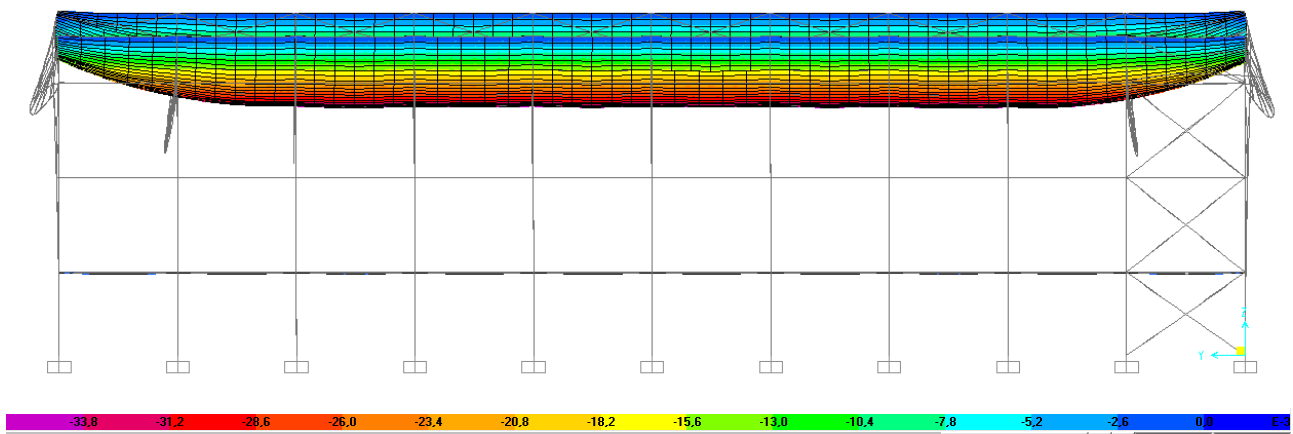


Imagen 159. BLOQUE III – DEFORMADA VISTA LATERAL (ELS_{qpu}) x100

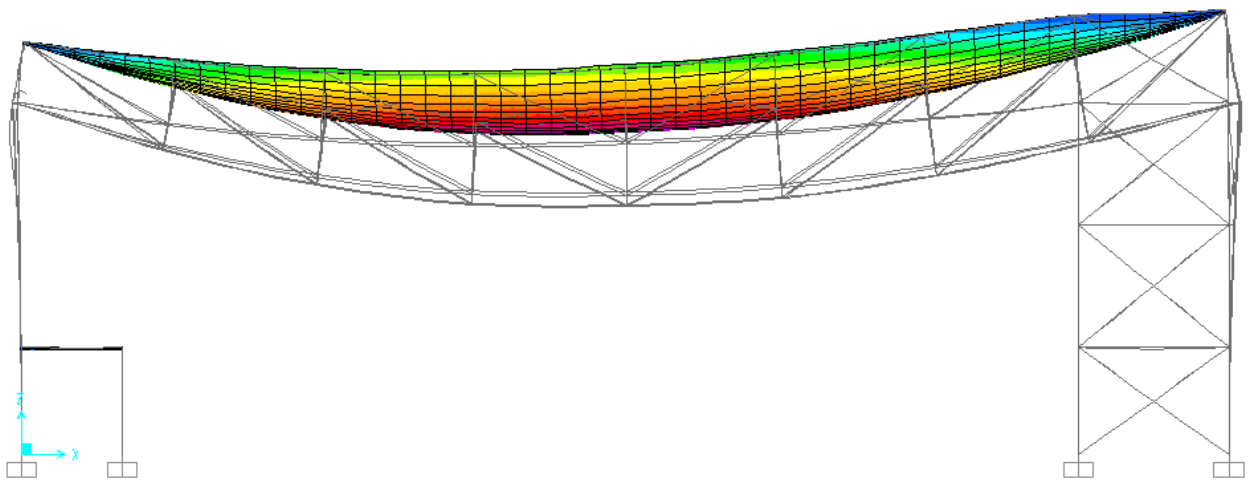


Imagen 160. BLOQUE III – DEFORMADA VISTA FRONTAL (ELS_{qpu}) x100

Comprobación Cercha

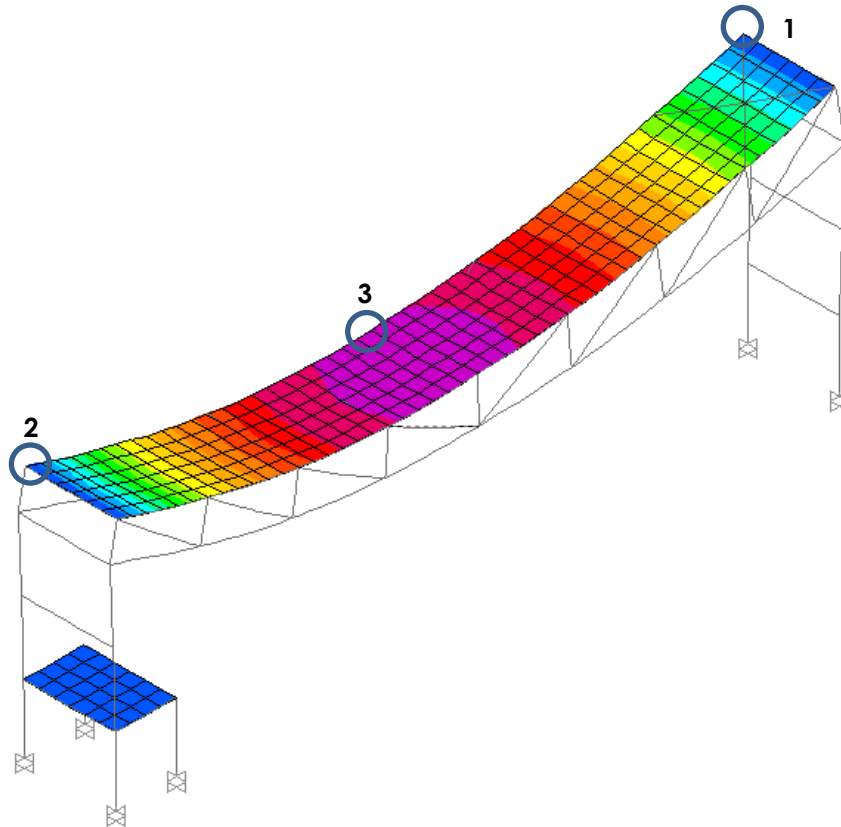


Imagen 161. BLOQUE III – 3er VANO MÁXIMA DEFORMADA (ELS_{qpu}) x100

Joint Object	190	Joint Element			190	Joint Object	182	Joint Element			182
	1	2	3		1	2	3		2	3	
Trans	-0,00203	3,708E-04	-6,831E-04	P1	0,00124	3,026E-04	-5,399E-04	P2	0,00312	-1,219E-05	
Rotn	-3,144E-06	-0,00296	1,581E-05		0,00000	0,00312	-1,219E-05				

Joint Object	N.A.	Joint Element			~1794
	1	2	3		
Trans	5,485E-04	9,923E-05	-0,03445	P3	
Rotn	6,087E-05	-2,021E-04	-1,450E-06		

Imagen 162. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA (ELS_{qpu})

$$f_{viga} = \frac{L}{300} = \frac{39.500m}{300} = 133.67m > 34.45 - \frac{0.68+0.54}{2} = 33.84mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	N.A.	Joint Element			~3636	Joint Object	N.A.	Joint Element			~2065
	1	2	3		1	2	3		2	3	
Trans	6,833E-04	2,057E-04	-2,746E-04	P4	5,736E-04	2,488E-05	-0,03509	P5	-1,534E-04	-1,182E-06	
Rotn	-5,302E-04	0,00179	3,798E-06		6,706E-05	-1,534E-04	-1,182E-06				

Imagen 163. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO (ELS_{qpu})

$$f_{forjado} = \frac{2L}{300} = \frac{2 \cdot 21.310m}{300} = 142.07mm > 35.09 - 0.28 = 34.81mm \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación Viga

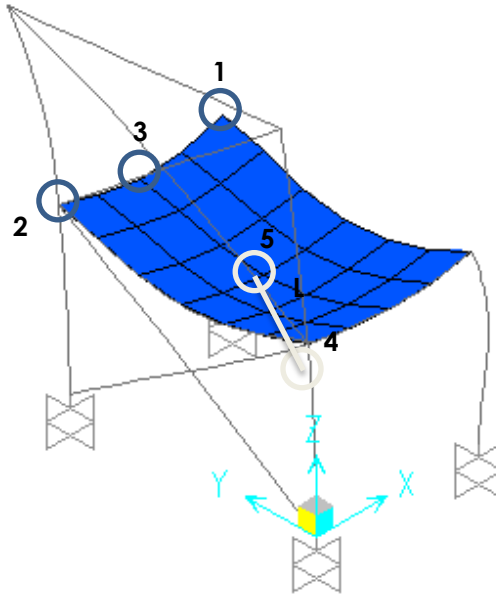


Imagen 164. BLOQUE III – MÁXIMA DEFORMADA (ELSqpu) x100

Joint Object	44			Joint Element	44			
	1	2	3		1	2	3	
Trans	-1,673E-04	3,731E-05	-1,965E-04	P1	Joint Object	6		
Rotn	7,668E-05	-2,649E-04	4,110E-06		Joint Element	6		
					Trans	-1,951E-04	1,971E-05	-1,069E-04
					Rotn	0,00000	-8,429E-05	9,884E-06

Joint Object	384			Joint Element	384			
	1	2	3		1	2	3	
Trans	-2,020E-04	2,970E-05	-4,628E-04	P3	Joint Object	383		
Rotn	5,231E-05	5,573E-05	5,834E-06		Joint Element	383		
					Trans	-1,944E-04	2,767E-05	-9,111E-04
					Rotn	2,462E-05	5,482E-05	4,938E-06

Imagen 165. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS VIGA (ELSqpu)

$$f_{viga} = \frac{L}{300} = \frac{3,300m}{300} = 11mm > 0,47 - \frac{0,19+0,11}{2} = 0,32mm \quad \text{CUMPLE}$$

Joint Object	2			Joint Element	2			
	1	2	3		1	2	3	
Trans	-1,698E-04	3,696E-06	-5,689E-05	P4	Joint Object	383		
Rotn	-5,424E-05	-6,959E-05	7,853E-06		Joint Element	383		
					Trans	-1,944E-04	2,767E-05	-9,111E-04
					Rotn	2,462E-05	5,482E-05	4,938E-06

Imagen 166. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS FORJADO (ELSqpu)

$$f_{forjado} = \frac{2L}{300} = \frac{2 \cdot 3,000m}{300} = 20mm > (0,91 - 0,06) = 0,85mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome Lateral

Para la comprobación frente al desplome lateral se va a emplear la combinación más desfavorable que tiene en cuenta las acciones del viento, debiendo verificarse que el desplome lateral por planta es inferior a $L/250$ y el total es inferior a $L/500$:

$$ELS_{vx+} = 1 \cdot CMP + 1 \cdot DEAD + 1 \cdot SCV_x \text{ para el viento // al plano de pórticos}$$

$$ELS_{vy+} = 1 \cdot CMP + 1 \cdot DEAD + 1 \cdot SCV_y \text{ para el viento } \perp \text{ al plano de pórticos}$$

En los cerramientos \perp a los pórticos se han aplicado las cargas sobre los zunchos y dinteles de fachada (cargas lineales). En los cerramientos // a los pórticos (testeros) las cargas se han aplicado de manera puntual sobre los nudos de la estructura triangulada (viga contraviento). Las cargas puntuales se han aplicado de manera simplificada de la siguiente manera:

$$P = \frac{q \cdot A}{n}$$

Donde A es el área (14m de altura \cdot 40m de ancho, 560m^2) y n es el nº de nudos de la estructura en ese plano, es decir, 10.

Desplome Lateral ELS_{vx+}

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación ELS_{vx+} .

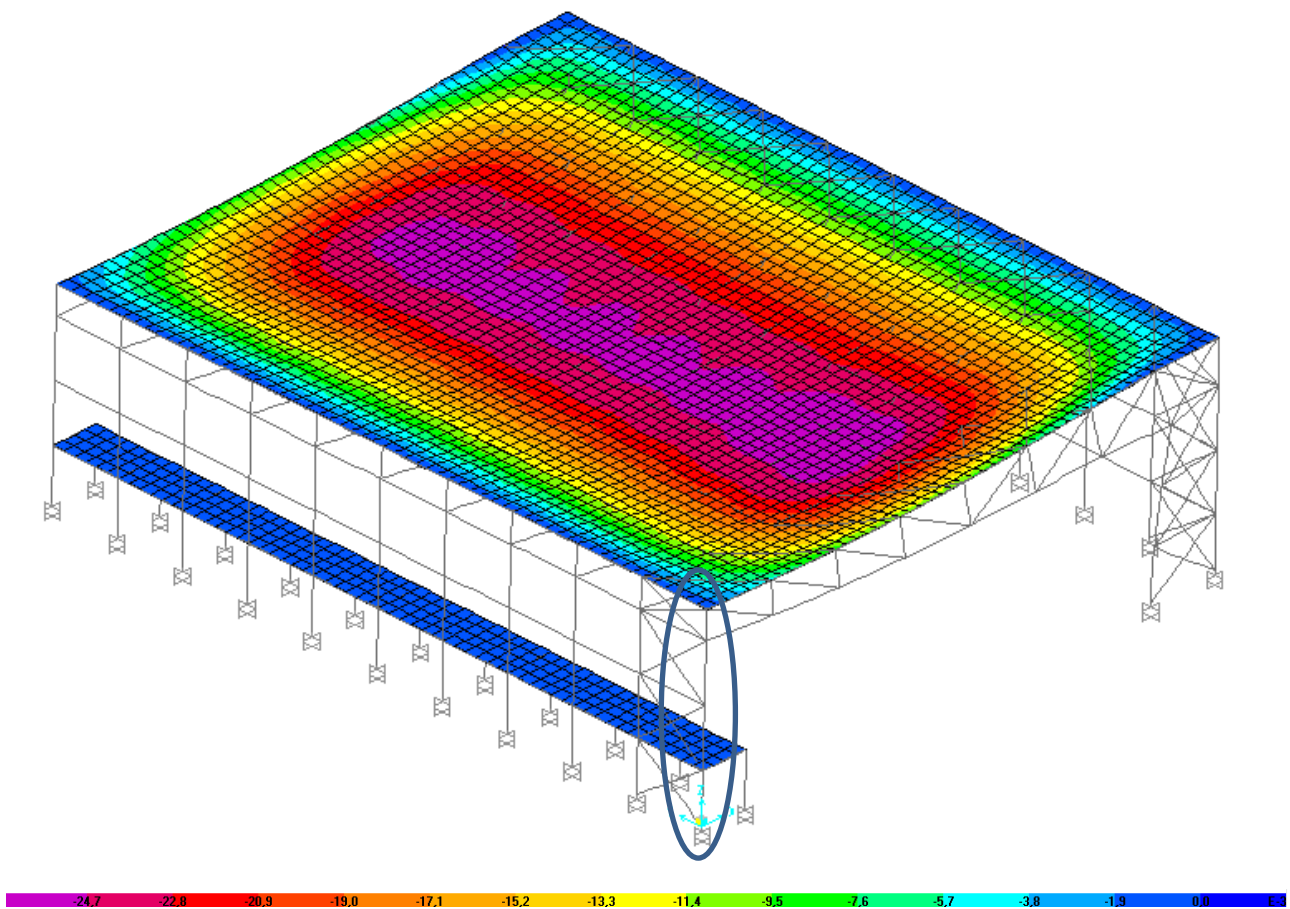


Imagen 167. BLOQUE III – DEFORMADA (ELS_{vx+}) x70

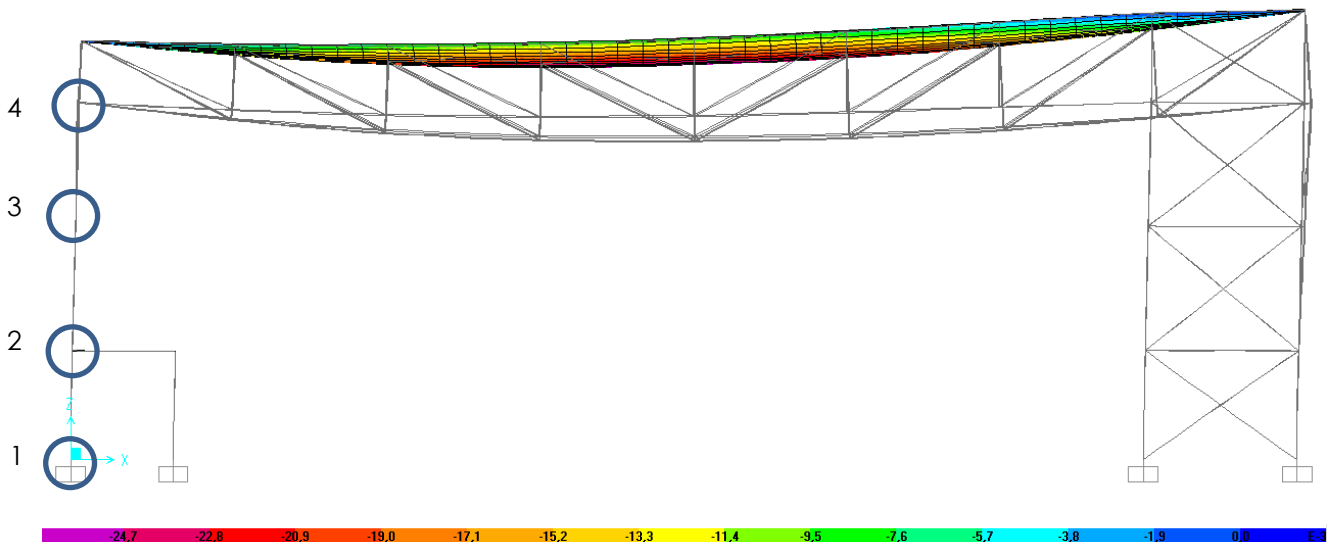


Imagen 168. BLOQUE III – DEFORMADA LATERAL (ELSvx+) x70

Joint Object	1	2	3	Joint Element	1	2	3	Joint Object	2	1	2	3	Joint Element	2	1	2	3		
Trans	0,00000	0,00000	0,00000	Trans	0,00104	6,141E-05	-3,180E-05	Trans	0,00104	6,141E-05	-3,180E-05	Trans	0,00576	4,062E-04	-6,836E-05	Trans	0,00576	4,062E-04	-6,836E-05
Rotn	0,00000	0,00000	0,00000	Rotn	-6,487E-05	4,738E-04	-3,785E-05	Rotn	-6,487E-05	4,738E-04	-3,785E-05	Rotn	-4,936E-04	0,00107	-2,405E-04	Rotn	-4,936E-04	0,00107	-2,405E-04
	P1				P2				P3				P4						

Imagen 169. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS SOPORTE MÁS SOLICITADO (ELSvx+)

Desplome 1ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{3.500m}{250} = 14mm > \sqrt{(1.04^2 + 0.06^2)} = 1.04mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome 2ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{3.500m}{250} = 14mm > \sqrt{(3.34^2 + 0.23^2)} - 1.04 = 2.31mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome 3ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{3.500m}{250} = 14mm > \sqrt{(5.76^2 + 0.41^2)} - 3.35 = 2.42mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome Total

$$d_{lateral} = \frac{h}{500} = \frac{10.500m}{500} = 21mm > \sqrt{(5.76^2 + 0.41^2)} = 5.77mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome Lateral ELSvy+

Se muestra a continuación la deformada del conjunto para la combinación ELSvy+.

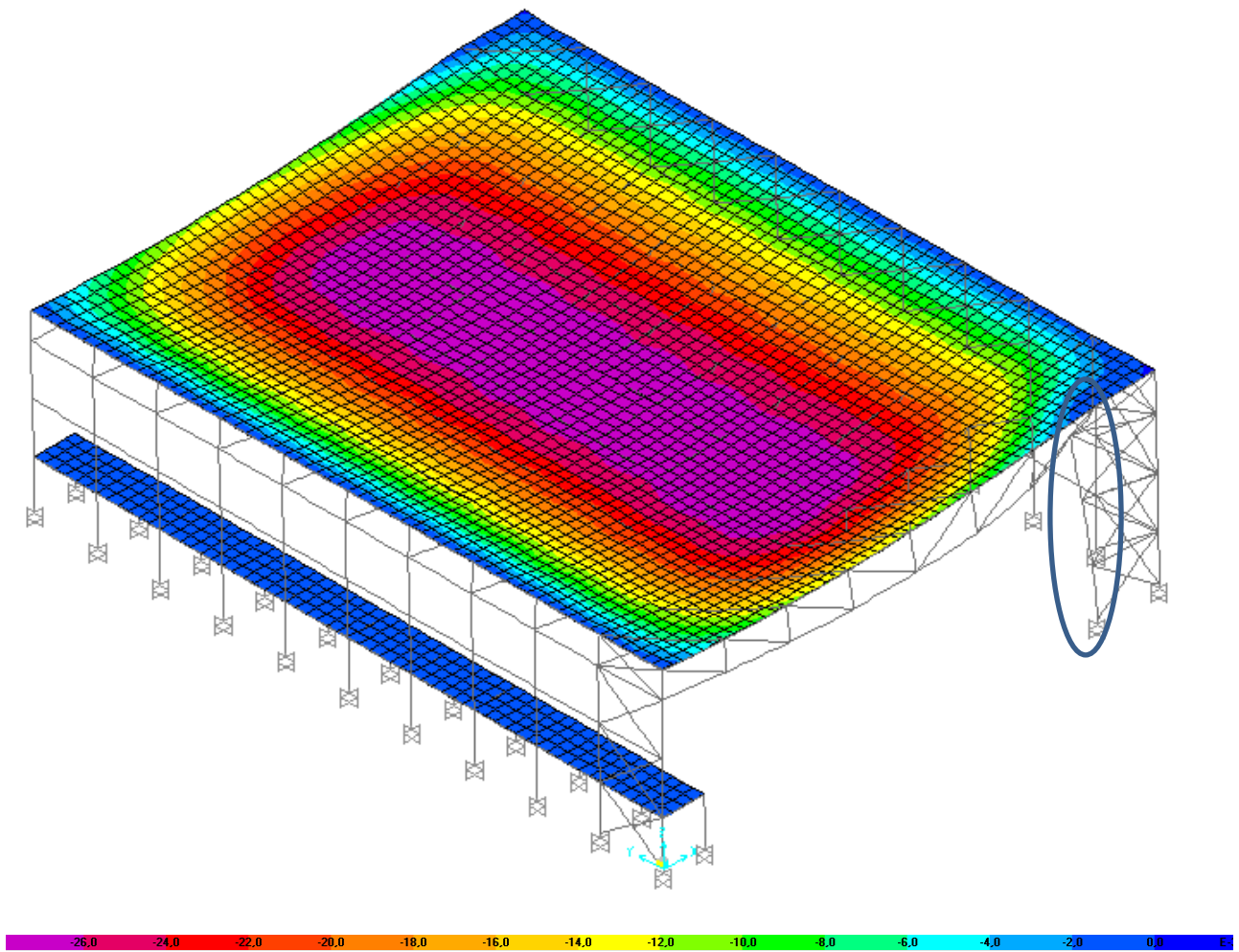


Imagen 170. BLOQUE III – DEFORMADA (ELSVy+)

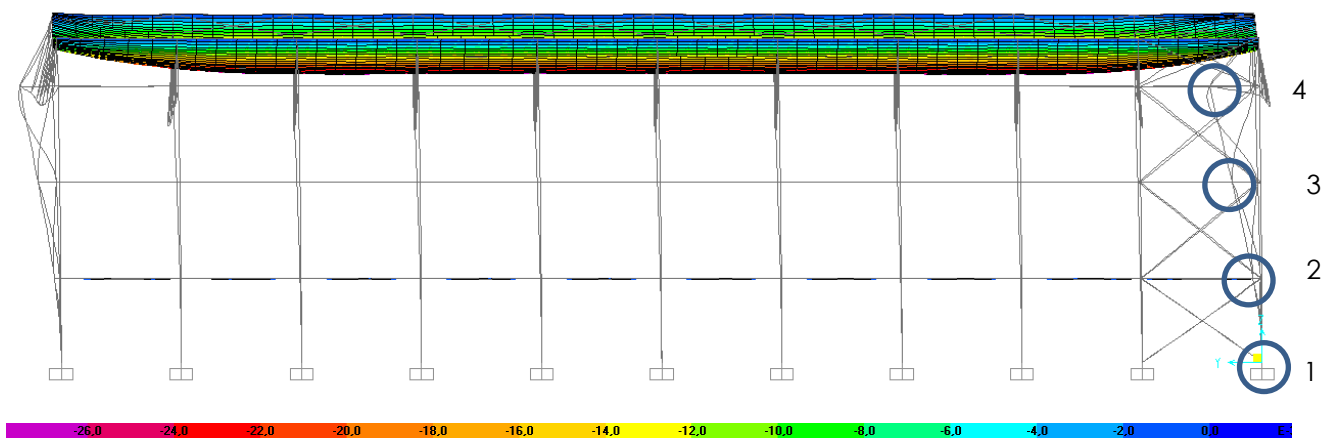


Imagen 171. BLOQUE III – DEFORMADA LATERAL (ELSVy+)

Joint Object	115	Joint Element		115	
	1	2	3		
Trans	0,00000	0,00000	0,00000		P1
Rotn	0,00000	0,00000	0,00000		

Joint Object	116	Joint Element		116	
	1	2	3		
Trans	3,134E-04	0,00542	-2,303E-05		P2
Rotn	-0,00259	1,136E-04	-8,118E-04		

Joint Object	117	Joint Element		117	
	1	2	3		
Trans	6,846E-04	0,01793	-6,338E-05		P3
Rotn	-0,00337	9,029E-05	-0,00173		

Joint Object	118	Joint Element		118	
	1	2	3		
Trans	0,00106	0,03147	-1,173E-04		P4
Rotn	0,00950	1,658E-04	-0,00238		

Imagen 172. BLOQUE III – DESPLAZAMIENTO NUDOS SOPORTE MÁS SOLICITADO (ELSVy+)

Desplome 1ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{3.500m}{250} = 14mm > \sqrt{(0.32^2 + 5.42^2)} = 5.43mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome 2ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{3.500m}{250} = 14mm > \sqrt{(0.69^2 + 17.93^2)} - 5.43 = 12.51mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome 3ª Planta

$$d_{lateral} = \frac{h}{250} = \frac{3.500m}{250} = 14mm > \sqrt{(1.06^2 + 31.47^2)} - 17.94 = 13.55mm \quad \text{CUMPLE}$$

Desplome Total

$$d_{lateral} = \frac{h}{500} = \frac{10.500m}{500} = 21mm > \sqrt{(1.06^2 + 31.47^2)} = 31.49mm \quad \text{NO CUMPLE}$$

La solución pasa por añadir una barra tipo Tubo de la dimensión de los contravientos (□ 120 · 8) en posición diagonal como se muestra a continuación que reduce el desplazamiento total del nudo 4. Dichas barras (solución simétrica) ha superado el análisis de resistencia ELU.

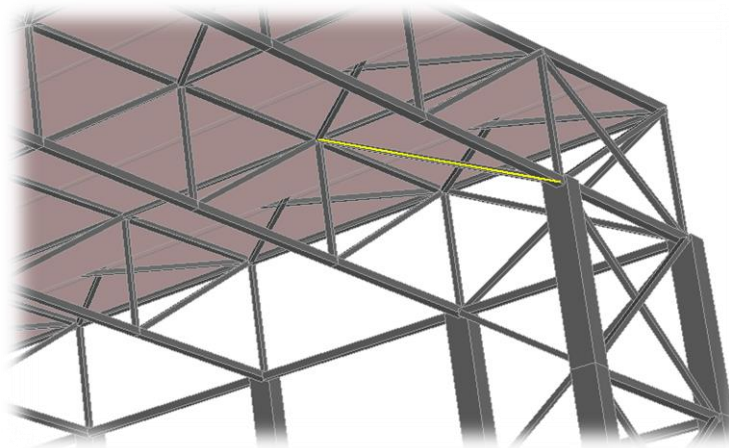


Imagen 173. BLOQUE III – SOLUCION DESPLOME MÁXIMO (ELSVy+)

Joint Object	118	Joint Element		118	
	1	2	3		
Trans	0,00114	9,989E-04	-1,332E-04		P4
Rotn	-0,00124	1,478E-04	2,484E-04		

Imagen 174. BLOQUE III – NUEVO DESPLAZAMIENTO P4 (ELSVy+)

Comprobación Succión

Se ha comprobado, además, el caso más desfavorable de succión en cubierta, por lo que se ha generado una nueva combinación, ELS_{vsu} , definida de la siguiente forma:

$$ELS_{vsu} = 0.8 \cdot DEAD + 0.8 \cdot CMP + 1.5 \cdot SCVz$$

Donde $SCVz$ es el valor de la succión máxima posible, la generada por un viento // al pórtico donde la zona I trabaja a succión, cuyo valor es 0.3146 kN/m².

Dado que la comprobación se basa en la resistencia de las barras está ha quedado verificada en la comprobación ELU, donde el peritaje de SAP2000 ha resultado satisfactorio.

RESUMEN DIMENSIONADO FINAL

ELEMENTO	PRED. FASE I	PRED. FASE II	DIMENSIONADO FINAL
PÓRTICOS 1 Y 2			
VIGAS P1	IPE 360	-	IPE 360
VIGAS CUBIERTA	IPE 330	-	IPE 330
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 180·8	-	□ 180·8
SOPORTES P2 (4.0m)	□ 180·8	-	□ 180·8
ZUNCHOS P1	IPE 360	-	IPE 360
ZUNCHOS CUBIERTA	IPE 330	-	IPE 330
PÓRTICO 3			
VIGAS P1	IPE 360	-	IPE 360
SOPORTES P1 (3.5m)	□ 180·8	-	□ 180·8
ZUNCHOS P1	IPE 360	-	IPE 360
PÓRTICO 4			
VIGAS	IPE 270	IPE 360	IPE 360
CERCHA – C. SUPERIOR	□ 120·7	□ 180·8	□ 180·10
CERCHA – C. INFERIOR	□ 120·7	□ 180·8	□ 180·10
CERCHA – DIAGONALES	□ 75·5	□ 110·8	□ 120·8
CERCHA – MONTANTES	□ 75·5	□ 110·8	□ 120·8
SOPORTES EXT. (10.5m)	□ 180·8	□ 500·24	□ 500·24
SOPORTES INT. (3.5m)	□ 180·8	□ 180·8	□ 180·10
ZUNCHOS GRADERÍO	IPE 270	IPE 360	IPE 360
ZUNCHOS CERCHA	-	□ 180·8	□ 180·10
DINTELES FACHADA	-	□ 180·8	□ 180·10
CONTRAVIENTOS	-	□ 110·8	□ 120·8

Tabla 21. RESUMEN FINAL DIMENSIONADO

CONCLUSIONES

Un complejo arquitectónico de estas características, albergando actividades deportivas de toda índole, queda condicionado por la amplitud y diafanidad de los espacios.

En consecuencia se plantean sistemas estructurales y constructivos prefabricados que satisfagan dichos condicionantes y que además, presenten en su ejecución rapidez y sencillez constructiva.

Durante la realización de la práctica, se optó por modificar el sistema de fachadas en el bloque III, de doble hoja de ladrillo a paneles sándwich, aumentando la esbeltez de fachada y reduciendo considerablemente su peso.

Destacar el crítico comportamiento del pabellón polideportivo cubierto en la dirección perpendicular a los pórticos, por la acción del viento, no cumpliendo los valores obtenidos inicialmente en el pre dimensionado, y requiriendo de un modelo 3d en SAP para obtener su dimensionado.

A efectos de satisfacer su comportamiento en servicio, condición necesaria fue la de disponer de juntas de dilatación, independizando los bloques I, II y III entre sí, así como en el propio bloque I, frente a desplazamientos horizontales debidos principalmente a la acción del viento.

El pre dimensionado -fase 1- ha resultado satisfactorio en el cálculo de los pórticos pertenecientes a los bloques I y II, dada la escasa importancia del viento actuante en comparación con el resto de cargas actuantes. Por contra, en el bloque III, resulta ineficaz por el mismo motivo, ya que las cargas permanentes actuantes son menores, teniendo más presencia en el cálculo las cargas horizontales de viento.

El pre dimensionado – fase 2- ha resultado útil en el dimensionado de los soportes principales y en las vigas dispuestas en el área del graderío, modificando los valores antes obtenidos, quedando verificados en el dimensionado final- modelo 3d.

El dimensionado 3D resulta ser el más satisfactorio a la hora de proceder al cálculo de estructuras donde la presencia del viento es destacable. Permite así estudiar el modelo en las dos direcciones principales; en su dirección perpendicular ha resultado especialmente crítico.

La relación canto-luz en cerchas metálicas suele satisfacer la condición $L/12$ o $L/15$. En este sentido, se opta por una cercha metálica de sección variable, la cual satisface dicha condición en el extremo de mayor canto, permitiendo así reducir considerablemente su canto en toda su longitud.

Relativo a cuestiones económicas, ha resultado acertada la decisión de optar por losas alveolares, salvando así grandes luces, requiriendo así de una menor cuantía de estructura y, en consecuencia, de material. La rapidez en su ejecución certifica la reducción de costes respecto a otras soluciones análogas.

PLANTAS ESTRUCTURALES

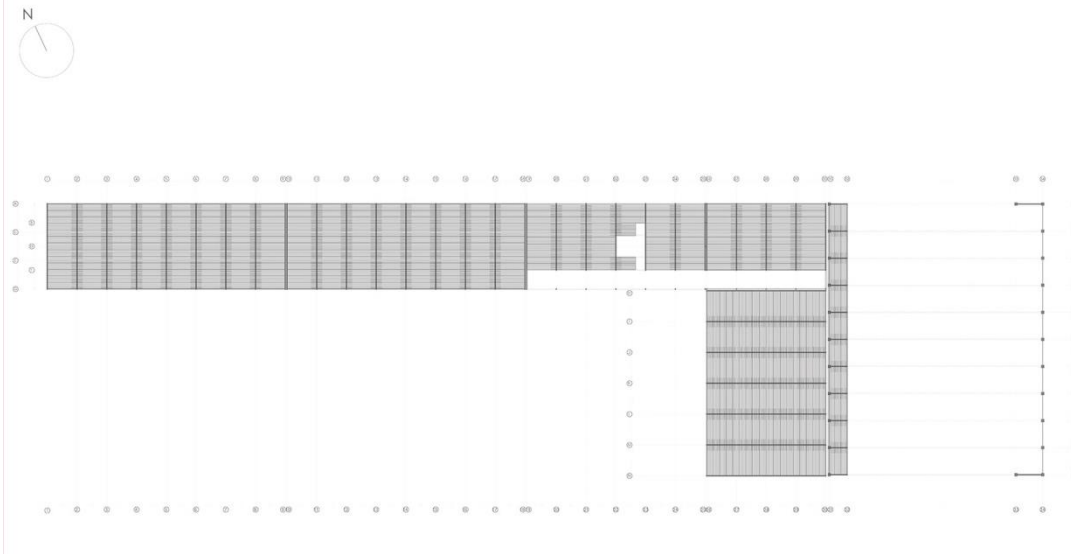


Imagen 174. Planta baja

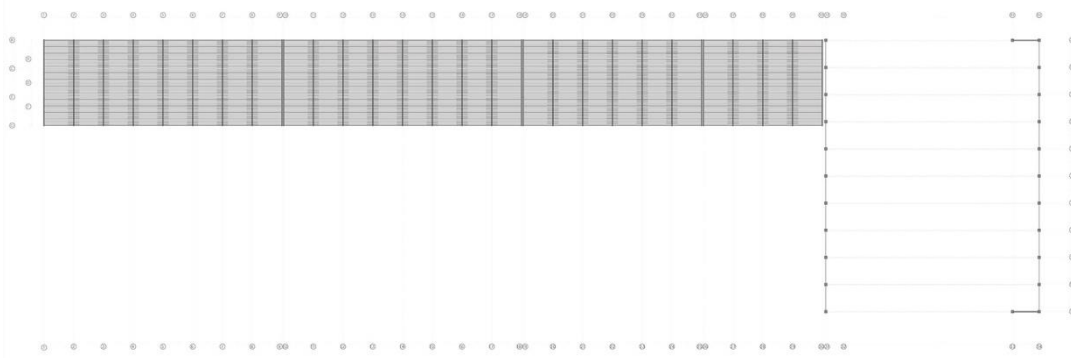


Imagen 175. Planta +1

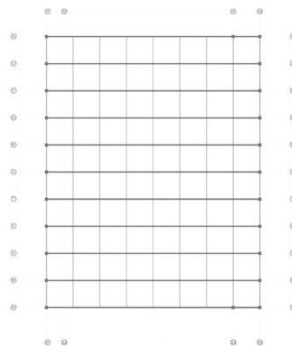


Imagen 176. Planta +2. Cubierta

BIBLIOGRAFÍA

LIBROS Y REVISTAS

- En Blanco. Espacios Deportivos (2012), vol. 8. Valencia. TC Cuadernos
- CSI EDUCATIONAL SERVICES (2004). *Optimized modeling and design of structures using SAP2000*. Berkeley: CSI Educational Services.
- LAVADO RODRIGUEZ, J., GRANADOS ROMERA, JJ. (2012). *Cálculo de Estructuras con el Programa SAP2000*. Granada: Universidad de Granada.
- MONFORT LLEONART, J. (2006). *Estructuras metálicas para edificación*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- MONFORT LLEONART, J., PARDO RÓS, J.L., GUARDIOLA VILLORA, A. (2008). *Problemas de estructuras metálicas adaptados al Código Técnico*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- NEUFERT, E., BENEITEZ – HEINRICH, L., SIGUÁN, J. (2012). *Neufert. Arte de proyectar en arquitectura*. Barcelona: GG
- PÉREZ GARCÍA, A., GUARDIOLA VILLORA, A. *Prontuario y herramientas informáticas para el cálculo de estructuras*. Valencia: Inter-técnica Ediciones.
- PRONTUARIO ENSIDESA (1977). *Manual para cálculo de estructuras metálicas*. Tomo I. Madrid: Gráficas Reunidas S.A.

PÁGINAS WEB

- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. SE – Acciones en la Edificación
<http://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>
[Consulta 08 Mayo 2016]
- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. Seguridad Estructural
<http://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>
[Consulta 08 Mayo 2016]
- CONSEJO SUPERIOR DE DEPORTES. *Condiciones de diseño. Tipologías de Salas y Pabellones*.
<http://www.csd.gob.es/csd/instalaciones/politicas-publicas-de-ordenacion/actuaciones-en-el-ambito-tecnico/1normasNIDE/02nide1/03NormProyCamPg/salas-y-pabellones/6-condiciones-de-diseno-tipologias-de-salas-y-pabellones>
[Consulta 04 Abril 2016]

- DETALLES CONSTRUCTIVOS. *Entrega de Alveoplaca a viga de acero.*
<http://www.detallesconstructivos.net/detalle/placa-alveolar-apoyo-en-viga-met%C3%A1lica>
[Consulta 05 Julio 2016]
- ESTUDI RICARD BALCELLS. *Pabellón polideportivo la Roca del Vallès.*
<http://www.ricardbalcells.com/es/obra/pabell%C3%B3n-polideportivo-la-roca-del-vall%C3%A8s>
[Consulta 04 Abril 2016]
- GENERADOR DE PRECIOS. *Detalle cubierta plana invertida no ventilada.*
<http://carm.generadordeprecios.info/QAD/QAD021.html>
[Consultado 05 Julio 2016]
- GRUPO PANEL SANDWICH. *Ficha Técnica Panel Cubierta.*
<http://www.panelsandwich.com/documentos/cubierta%20sandwich%20grecas.pdf>
[Consulta 05 Mayo 2016]
- HORMIPRESA. *Catálogo Industrial.*
https://issuu.com/hormipresa/docs/industrial_cast/1?e=2672102/5384402
[Consulta 05 Mayo 2016]
- INDAFER. *Detalle cubierta ligera de panel Sandwich.*
<http://www.indafer.com/lacasaporeltejado/2014/07/la-pendiente-para-el-panel-sandwich-y-chapa-perfilada/>
[Consulta 05 Julio 2016]
- METALPANEL. *Catálogo Completo.*
http://www.metalpanel.com/files/portalmenus/18/documentos/catalogo_completo.pdf
[Consulta 04 Julio 2016]
- PLADUR. *Guía de sistemas Pladur.*
<https://www.pladur.com/es-es/arquitectos/documentacion-tecnica/DocumentosTecnicos/Documento-Sistemas-Pladur.pdf>
[Consulta 04 Julio 2016]
- PLATAFORMA ARQUITECTURA. *Polideportivo la Bosca (Burriana).*
<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-132981/polideportivo-la-bosca-burriana-aquidos>
[Consulta 04 Abril 2016]
- PRECAT. *Catálogo de Placas Alveolares y Jácenas.*
<http://www.precat.com/catalogo-de-precat/placas-alveolares-y-jacenas-precat/> [Consulta 05 Mayo 2016]

7 de julio de 2016

- PRETERSA. *Catálogo técnico – commercial*.
http://www.pretersa.com/images/pdf/catalogo_es.pdf
[Consulta 05 Mayo 2016]
- STRUGAL. *Panel Composite Strugal*.
http://www.strugal.com/sites/default/files/descargas/PRODUCTO_catalogos/catalogo_SComposite.pdf
[Consulta 04 Julio 2016]

VIDEOS

- YOUTUBE, "AIDEPLA ALVEOPLACAS 4 Detalles Constructivos" en YouTube.
<https://www.youtube.com/watch?v=Q0Co0YgQiXA>
[Consulta 05 Abril 2016]
- YOUTUBE, "Instalación Placas Alveolares" en YouTube.
<https://www.youtube.com/watch?v=K2rOFwT2bPo>
[Consulta 05 Abril 2016]
- YOUTUBE, "Utilización De La Losa - Placa Alveolar De Hormigón Para Estadios Deportivos" en YouTube.
<https://www.youtube.com/watch?v=Cb7oNDHm3hE>
[Consulta 05 Abril 2016]
- YOUTUBE, "Como se instala una Fachada Ventilada ULMA Architectural Solutions" en YouTube.
https://www.youtube.com/watch?v=hBAp7M_Koho
[Consulta 02 Julio 2016]