



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**DISEÑO DE UN GALPÓN DE ALMACENAMIENTO PARA LA EMPRESA TRIMECA
UBICADA EN EL MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO**

Autores:

González Balestrini, Jesús Ricardo

CI: 26.508.526

Varela Ovalles, Jesús Gabriel

CI: 27.919.066



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UN GALPÓN DE ALMACENAMIENTO PARA LA EMPRESA
TRIMECA UBICADA EN EL MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO**

Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Autores:

González Balestrini, Jesús Ricardo
CI: 26.508.526

Varela Ovalles, Jesús Gabriel
CI: 27.919.066

Tutor:

Prof. Ing. José Rodríguez Oporto
CI: 5.279.113

San Diego, Octubre de 2022



ACTA DE APROBACIÓN

INFORME FINAL DE PASANTÍA

TRABAJO DE GRADO


El jurado designado por la Facultad de Ingeniería para la evaluación del Informe Final de Pasantía o Trabajo de Grado titulado: Diseño de un Galpón de almacenamiento Para la empresa Tameca ubicada en el Municipio San Diego, Estado Carabobo

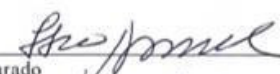
Realizado por el (la) Br. JESUS VARELA
C.I. N° 27919066 cursante de la carrera de Ingeniero Civil
hace constar después de analizar su contenido y oída la exposición oral, considera que el Informe Final o Trabajo de Grado ha obtenido la calificación de:

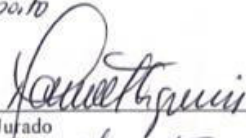
APROBADO

NO APROBADO

El Jurado


Tutor Académico (Coordinador)
Nombre: José Rodríguez Opató
C.I.: 5279113


Jurado
Nombre: Luis F. Rodríguez
C.I.: 15148800


Jurado
Nombre: Hanwet Figueroa
C.I.: 17315996

Fecha: 24 / 10 / 2020





UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO

ACTA DE APROBACIÓN

INFORME FINAL DE PASANTÍA

TRABAJO DE GRADO

El jurado designado por la Facultad de Ingeniería para la evaluación del Informe Final de Pasantía o Trabajo de Grado titulado: Diseño de un Galpón de almacenamiento Para la Empresa Trimeca Ubicada en el Municipio San Diego, Estado Carabobo

Realizado por el (la) Br. Jesus Gonzalez

C.I. N° 26508526 cursante de la carrera de Ingeniería Civil

hace constar después de analizar su contenido y oída la exposición oral, considera que el Informe Final o Trabajo de Grado ha obtenido la calificación de:

APROBADO

NO APROBADO

El Jurado

[Signature]
Tutor Académico (Coordinador)
Nombre: José Rodríguez Oporto
C.I.: 5279113

[Signature]
Jurado
Nombre: Luis F. Rodríguez
C.I.: 1748806

[Signature]
Jurado
Nombre: Héctor Figueroa
C.I.: 1735996

Fecha: 29/10/2022

[Signature]



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**CONSTANCIA DE APROBACIÓN PARA LA PRESENTACIÓN PÚBLICA DEL
TRABAJO DE GRADO**

Quien suscribe, Ing. José A. Rodríguez O, titular de la cédula de identidad N° 5.279.113, en mi carácter de tutor de trabajo de grado presentado por los ciudadanos González Balestrini, Jesús Ricardo, titular de la cédula de identidad N 26.508.526 y Varela Ovalles, Jesús Gabriel, titular de la cédula de identidad N 27.919.066, titulado **“DISEÑO DE UN GALPÓN DE ALMACENAMIENTO PARA LA EMPRESA TRIMECA UBICADA EN EL MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO”**.

Presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los 16 días del mes de septiembre del año 2022.

Ing. José A. Rodríguez O

C.I: 5.279.113



FI L. 010 2022-ICR TO

Valencia, 27 de abril de 2022

Ciudadanos:
GONZALEZ BALESTRINI, JESUS RICARDO
26.508.526
VARELA OVALLES, JESUS GABRIEL
27.919.066
Financie.-

Cumplo con informarle que la comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 2-2022 de fecha 15/02/2022 aprobó el proyecto de grado titulado:

Diseño de un galpón de almacenamiento para la empresa TRINECA ubicada en el Municipio San Diego, estado Carabobo

Presentado por ustedes como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Se ratifica la designación del Tutor Académico que los asesorará en el desarrollo de este proyecto a:
Ing. José Alberto Rodríguez Oporto, titular de la cédula de identidad V- 5.279.113



Atestamiento

Dr. Francisco Gelanéz Sevilla
Decano de Ingeniería

AGRADECIMIENTOS

Ante todo, gracias a ese Dios que nos cuida y nos llena de fuerza para seguir de pie en el camino que cada persona se propone en su vida, las palabras o letras con las que plasmaré este agradecimiento no son suficiente para reflejar todo el amor y afecto que todas estas personas a continuación se merecen:

A mi madre, María Gabriela Balestrini por ser la mujer que me ha dado todo su tiempo y dedicación en mi crianza y formado como hombre.

A mi padre, Jesús González por siempre estar a mi lado y darme los mejores consejos y ayudarme en todo lo que se interfiere en mi camino.

A mis abuelos, haciendo una mención especial a mi abuelo paterno Jesús González Granda por su ayuda y apoyo durante toda la carrera.

A mis hermanas María Elisa e Isabella por darme su calor y hermandad y compartir tanto tiempo de alegrías y risas juntos.

A mi familia en general por siempre ayudarme y fortalecer la unión familiar.

A mi compañero y futuro colega, Jesús Varela por el gran trabajo en equipo que hemos logrado, por todo lo que me ha enseñado y todos los objetivos que hemos cumplido hasta ahora. Gracias por tanto hermano.

A nuestro tutor académico y futuro colega, José Rodríguez Oporto, por todo el conocimiento impartido durante estos últimos semestres y por apoyarnos en la labor de finalizar esta etapa.

Por último, agradecer a esos grandes profesores que por cariño a la vocación dedicaron su tiempo para compartir todos sus conocimientos y formarnos de la mejor manera posible. Entre ellos me gustaría mencionar a Manuel Figueira, Luis Rodríguez, Alejandro Pocaterra, Ángel Medina, Freddy Lanza, Jutzy Herrada, Ana Hernández, Sergio Valle entre otros.

Jesús González

AGRADECIMIENTO

Quisiera empezar por dar gracias a mi familia. A mi madre, Norkis Ovalles, por hacer posible todo en mi vida, por su amor ciego, por devoción a cuidar de nuestra familia. A mi padre, José Dugarte, por ser incansable y siempre apoyarme en todo lo que he emprendido. A Glenia Salas y Edith Ovalles, quienes siempre serán un apoyo. También alguien muy importante para mí Rafael Camacho, por ser ese compañero y consejero, que siempre está conmigo celebrando las victorias. A mis hermanos, Hanny Dugarte, José Dugarte y Sebastián Camacho que me llenan de alegría y luz.

A mi novia, Anyi Romero por ayudarme en todo y estar ahí a mi lado y darme de su amor y cariño en todo momento.

Quiero también agradecer a mis amigos de los cuales me siento afortunado de ser cercano: Samuel Lara, Welter Pulgar, Daniel Campos, Tony Cholhot, Jacobo Haffar, Mr Naoki Furuya, por ser tan leales, siempre tenderme una mano e impulsarme a mejorar, infinitas gracias muchachos.

A mi compañero y futuro colega, Jesús González por el gran trabajo en equipo que hemos logrado, por todo lo que me ha enseñado y todos los objetivos que hemos cumplido hasta ahora. Gracias por tanto hermano.

A nuestro tutor ingeniero José Rodríguez Oporto, que creyó y con humildad ha servido de catalizador para que este proyecto pueda existir. También, a los docentes e ingenieros que con vocación brindaron conocimiento y dedicación dejando una base firme desde donde partir para la realización de futuros profesionales: Ángel Medina, Luis Rodríguez, Manuel Figueira, Freddy Lanza, Jutzy Herrada, Ana Hernandez y demás educadores que hicieron parte en mi preparación.

A todos de corazón, ¡GRACIAS!

Jesús Varela

ÍNDICE DE CONTENIDO

CONTENIDO	Pag.
AGRADECIMIENTOS	v
DEDICATORIAS	¡Error! Marcador no definido.
ÍNDICE DE CONTENIDO	ix
RESUMEN	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO	
I. EL PROBLEMA	
1.1.Planteamiento del problema	4
1.2.Formulación del problema.....	5
1.3.Objetivos de la investigación.....	5
1.3.1. Objetivo General.....	5
1.3.2. Objetivos Específicos	5
1.4.Justificación de la investigación	6
1.5.Alcance	6
II. MARCO TEÓRICO	
2.1. Antecedentes de la Investigación	8
2.2. Bases Teóricas	9
2.2.1 Diseño	10
2.2.2 Galpón	10
2.2.3 Almacenamiento	10
2.2.4 Galpón de almacenamiento	10
2.3. Marco Normativo Legal o Bases Legales.....	15
2.4. Definición de Términos Básicos.....	17

III. MARCO METODOLÓGICO.....	20
3.1 Tipo de investigación	20
3.2. Diseño de investigación.....	20
3.3. Modalidad de la Investigación.....	20
3.3. Nivel de investigación	21
3.4. Población y Muestra	21
3.5. Técnicas e Instrumentación de Recolección de Datos.....	21
3.5.1 Técnicas.....	21
3.5.2. Instrumentación de Recolección de Datos	22
3.6. Descripción de la Metodología.....	24
3.7. Análisis de Datos	25
IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	26
4.1. Fase I. Diagnóstico de las condiciones actuales del terreno perteneciente a la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.	26
4.1.1. Estudio De Suelos.....	26
4.1.2. Topografía Original	26
4.1.3. Topografía Modificada	27
4.1.4. Visitas de Campo.....	27
4.2.Fase II. Determinación de la factibilidad técnica del proyecto mediante los cálculos obtenidos y análisis de materiales a utilizar para la empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.	28
4.2.1. Tamaño del proyecto	28
4.2.2. Proceso Global de Transformación	29
4.3.Fase III. Diseño de la ingeniería de detalle con apoyo de software de cálculo y modelado estructural, para la ejecución de controles numéricos aplicados en maquinarias para así elaborar los materiales para el galpón de almacenamiento modular de la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.	32

4.3.1. Descripción de la edificación	32
4.3.2. Especificaciones de los materiales utilizados	32
4.3.3. Diseño de miembros por flexión	34
4.3.4. Diseño de miembros a corte	34
4.3.5. Diseño por flexo-compresión	34
4.3.6. Diseño de conexiones	35
4.3.7. Memoria de Cálculo	36
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	113
5.1.Conclusiones.....	113
5.2.Recomendaciones	114
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	115

LISTA DE TABLAS

TABLA

1.Técnicas e Instrumentos de recolección de Datos	24
2.Factores condicionantes	28

LISTA DE FIGURAS

FIGURA

1.Topografía original	26
2.Topografía modificada.....	27
3.Detalles de Taller 2 Trimeca.....	28
4.Flujograma del Proceso Global de Transformación	30
5.Macrolocalización.....	31
6.Microlocalización	31
7.Detalle Del Puente Grúa	36
8.Análisis de cargas p en viga carrilera	37
9.Coeficientes de Impacto.....	38
10.Especificaciones hierro beco.....	39

11.Ubicación de cargas	41
12.Ubicación de fuerzas máximas	42
13.Deflexión Máxima	43
14.Curva de flexion.....	45
15.Caso de estudio líneas de fluencia	54
16.Caso 1	54
17.Caso 2	55
18.Autodesk robot momento máximo en correa más desfavorable	56
19.Autodesk Robot información De Viga	60
20.Autodesk robot información de viga de carga	61
21.Autodesk Robot, cargas ultimas	63
22.Módulo de rigidez de la columna.....	77
23.Resistencia a la compresión	78
24.Diagrama de Cimentación.....	92
25.Diagrama Zapata, Distribución de cargas	93
26.Distribución de aceros.....	95
27.Distribución de Cargas en Cimentación	97
28.Diagrama de Cargas	100
29.Diagrama Viga de Riostra.....	101

LISTA DE ANEXOS

ANEXO

1.Geometría de la nave y Lámina de techo	118
2.Cargas de viento	120
3.Diseño de miembros por flexión y corte	133
4.Diseño de miembros por flexo-compresión	139
5.Diseño de conexiones.....	145
6.....	234
7.....	235
8.....	236
9.....	237

10.....	238
11.....	239
12.....	240
13.....	241
14.....	242
15.....	243
16.....	244
17.....	245
18.....	246
19.....	247
20.....	248
21.....	249
22.....	250
23.....	251
24.....	252
25.....	253
26.....	254
27.....	255
28.....	256
29.Código de control numérico.....	257
30.Prueba en frío de la máquina Peddinghaus	258
31.Nesting Columbus.....	259
32.Lista de perfiles	260
33.Lista de Pletinas	260
34.Lista de Tornillos	261



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE UN GALPÓN DE ALMACENAMIENTO PARA LA EMPRESA
TRIMECA UBICADA EN EL MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO**

Autores: González Balestrini, Jesús Ricardo
Varela Ovalles, Jesús Gabriel

Tutor: Prof. José Rodríguez Oporto

Fecha: Agosto, 2022

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objeto realizar el diseño de un galpón de almacenamiento para la empresa Trimeca en el municipio San Diego, Estado Carabobo, con el propósito de mejorar el almacenamiento de la empresa y darle una función a los terrenos disponibles que esta posee, esto fue posible lograrlo mediante la elaboración del diseño estructural de un galpón resistente, económico y duradero. Teniendo en cuenta como fundamentos teóricos las normas COVENIN establecidas vigentes. En cuanto a la metodología a emplear en el trabajo, se trató de una investigación del tipo factible por ser un proyecto que se puede realizar, con diseño no experimental, mixto y nivel descriptivo, debido a que no se realizarán pruebas experimentales para llevar a cabo el estudio, los datos fueron recopilados mediante observación documental y observación participante estableciendo resultados que puedan responder a la pregunta planteada en la formulación del problema. La investigación está enmarcada en la Línea de Investigación: Ciencias cognitivas y aplicadas.

Descriptor: Diseño, estructura, galpón, almacenamiento

INTRODUCCIÓN

Los procesos productivos industriales tienen lugar en el seno de instituciones adecuadas las que se conocen como empresas, las mismas para llevar a cabo dichos procesos requieren de instalaciones espaciosas que le permitan realizar actividades de manufactura o de almacenamiento de forma segura. Estas estructuras se conocen comúnmente como galpones, que por sus amplias luces facilitan que en ellas se realice el almacenamiento de bienes que representa una parte fundamental para cualquier tipo de empresa. El propósito del estudio consistió en realizar el diseño de un galpón para una empresa ubicada en San Diego, estado Carabobo que permita mejorar el almacenamiento de maquinaria pesada, además de la motivación personal de aportar una solución a un problema que brindará una mayor formación y aprendizaje en el camino a ser ingenieros civiles.

La propuesta para el diseño estructural del galpón de almacenamiento fue realizada tomando en cuenta la topográfica del terreno, los criterios generales establecidos en la fundamentación teórica procurando aprovechar al máximo los materiales, optimizando el uso de estos con el fin de diseñar una estructura resistente, económica, estéticamente acorde, duradera y que cumplan con todos los requisitos establecidos en las normas vigentes. Presentando así una investigación con un diseño no experimental y mixto para una población que de acuerdo a la definición indicada en el capítulo III estuvo constituida por los elementos estructurales y materiales aplicados a la construcción del galpón de almacenamiento que se diseñó y una muestra de tipo censal.

Se ha estructurado el proyecto de investigación de la siguiente manera: Capítulo I. El problema: descripción de las problemáticas y formulación del problema respondiendo a sus interrogantes, se desarrollaron los objetivos de la investigación, la justificación y el alcance de la propuesta. Capítulo II. Marco Teórico: Los antecedentes, las bases teóricas y las bases legales relacionadas al estudio que fundamentan la problemática. Capítulo III. Marco Metodológico: se definieron los métodos, técnicas y recursos utilizados para lograr los objetivos de la investigación. Capítulo IV: Se presenta el análisis de resultados y en el Capítulo V. Las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

Desde que se inició la era industrial el hombre ha tenido la necesidad de tener un espacio protegido de la intemperie e inclemencias del tiempo, donde pueda hacer uso de maquinaria y materia prima para elaborar productos de uso doméstico, agrícola, industrial, etcétera. En un principio la solución que se dio, fue la de construir edificaciones de un solo techo de acuerdo a la tecnología de la época. En la actualidad, la industria requiere de edificios con mayores dimensiones libres, versátiles y económicas, como lo que se conoce como naves industriales.

Durante mucho tiempo el material que se ha utilizado es la madera para fabricar armaduras, material que en algunos países es más abundante y por lo tanto de menor costo inicial, a pesar de esto la madera requiere de mayor costo en mantenimiento y es poco duradera, además su resistencia es baja comparada con otros materiales que son fabricados tales como, el concreto y el acero, los cuales se utilizan cada vez más en las construcciones. De estos dos últimos el más empleado para construir edificios industriales es el acero, por su gran cantidad de ventajas con respecto a las estructuras de concreto reforzado como son: alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, ampliaciones de estructuras existentes, etc.

En lo que se refiere a los elementos estructurales metálicos, se pueden tener dos procesos constructivos en los cuales uno de ellos consiste en realizar una soldadura especializada, la cual implica la incorporación de electrodos en los elementos para el levantamiento de la nave industrial, el segundo proceso consiste en diseñar una estructura apernada que permita mayor practicidad al momento de realizar el proceso constructivo de la estructura.

Los elementos estructurales metálicos para empresas como “Allied Buildings” se convierten en estructuras prefabricadas para edificaciones destinadas a naves industriales, mediante software especializado de cálculo estructural y herramientas de control numérico en maquinarias de alto calibre como son las “Peddinghaus”, esto permite realizar obras a gran escala prefabricando las piezas de la estructura. La empresa africana LEMCO implementa este tipo de proceso constructivo modular en naves industriales destinadas al uso de almacenamiento de maquinarias y productos agrícolas permitiendo el rápido montaje de las estructuras.

No se debe hablar de la solución en el planteamiento del problema, solo se debe hablar de cual es el problema o la necesidad existente, deben eliminar todo lo concerniente a la solución.

Deben anexar evidencias de la necesidad, pueden ser fotos

Las estructuras modulares prefabricadas permiten a industrias como CUALIMETAL América brindar este tipo de servicio, el cual consiste en desarrollar una estructura de manera modular y entregar las piezas prefabricadas para que el cliente solo necesite contratar la mano de obra al momento de realizar la construcción.

En el caso de Venezuela aún predominan las estructuras de concreto armado, sin embargo, empresas del mercado nacional como Macro, Alimentos el Tunal y Empresas Polar requieren de estructuras prácticas como naves industriales para poder almacenar y ofrecer sus servicios.

La Empresa Trimeca ubicada en San Diego estado Carabobo, cuenta con numerosos galpones donde desarrolla actividades industriales para la construcción de obras civiles, elaboración de estructuras metálicas, tanques de presión entre otras actividades, por lo que sus instalaciones requieren de amplios espacios para el almacenamiento de materiales y maquinarias que son utilizadas en dichos procesos. Sin embargo, parte de la maquinaria especializada en estas actividades no cuenta con el espacio requerido para ser almacenadas en condiciones controladas y a ambientalmente seguras, por lo que se propone el diseño de un galpón de almacenamiento para la empresa Trimeca ubicada en el municipio san diego, estado Carabobo.

1.2. Formulación del problema

De lo anteriormente expuesto, se presenta la siguiente interrogante:

¿Cómo se puede mejorar el almacenamiento para la empresa Trimeca?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo General

Proponer el diseño de un galpón de almacenamiento para la empresa Trimeca ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

1.3.2. Objetivos Específicos

- 1.- Diagnosticar las condiciones actuales del terreno perteneciente a la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.
- 2.- Determinar la factibilidad técnica del diseño estructural de un galpón para la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

Deben diagnosticar las condiciones actuales del almacenamiento de la empresa, eso incluye el terreno y muchas otras variables

En el segundo objetivo se analiza el diagnóstico para ver las posibles soluciones

3.- Diseñar la ingeniería de detalle de un galpón modular en estructura de acero prefabricada para uso de almacenamiento en la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

1.4. Justificación de la investigación

La presente investigación tiene como finalidad el diseño de galpón modular para uso de almacenamiento de equipo pesado en la empresa Trimeca.

Los galpones son construcciones techadas adaptables a un gran número de usos, que tiene una amplia separación entre las columnas lo que permite amplias zonas de áreas útiles, que pueden ser aprovechadas en cualquier tipo de industria. Actualmente existen en el mundo gran variedad de empresas especializadas en el diseño, fabricación y montaje final de galpones mediante equipo de alta tecnología y software permitiendo una construcción rápida y abaratando los costos de la misma debido a su diseño modular.

El aporte académico consistió en la realización del análisis de fundaciones, cargas a las cuales estará sometida y el posterior diseño de los elementos estructurales con el uso de un software, a su vez el análisis detallado de conexiones de vigas apernadas para poder generar planos de taller y códigos de control numérico que alimentará a la maquinaria especializada con la que cuenta la empresa, concretamente equipo Peddinghaus bdl-1250/3 para el corte, perforado y marcado de las vigas y equipo ESAB Sabre DX para el corte y marcado de las cartelas y planchas base.

El aporte social se lleva a cabo poniendo en funcionamiento la maquinaria especializada mediante el uso de tecnología de punta con el fin de reactivar esa división de la empresa, permitiendo construcciones de naves industriales más rápidas, con proyectos más económicos en el sector y generación de empleos. Como aporte técnico se busca proporcionar nuevos procedimientos constructivos a la hora de realizar proyectos con estructura metálica.

Nada de esto justifica la investigación, la justificación es la falta de almacenamiento, no se si de materia prima, de productos terminados, deposito de maquinaria etc. eso lo deben indicar Uds.

1.5. Alcance

El presente trabajo de investigación se realizó en la empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo, en un lapso de treinta y dos (32) semanas. Se planteó el diseño de un

galpón modular con software estructural y el análisis detallado de conexiones de vigas apernadas. Para el corte y marcado de las cartelas y planchas base, se utilizó ESAB Sabre DX. La ingeniería de detalle hace referencia al cálculo estructural, elaboración de planos, detallado de las piezas metálicas y cómputos métricos. Es importante aclarar que la edificación servirá exclusivamente como depósito de equipo pesado bajo condiciones controladas y ambientalmente seguras.

El alcance es solo almacenamiento de maquinaria

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

Estrada y Díaz (2019). **Análisis y diseño estructural de una nave industrial con puente grúa en el distrito de Talara, provincia de Piura, Perú**, Tesis para optar por el título de Ingeniería Civil en la Universidad Ricardo Palma de Lima, tuvo como finalidad determinar el diseño correcto de los elementos estructurales de una nave industrial mediante las características geométricas y mecánicas del puente grúa. El tipo de investigación fue inductivo, de orientación básica, de enfoque cuantitativo y la fuente de recolección de datos fue proyectiva.

El estudio concluyó que la nave industrial con puente grúa cumple con la consideración principal de diseño, que es generar una estructura óptima (liviana) y resistente, se decidió que toda la estructura del techo sea compuesta por perfiles de alma llena, esto con la finalidad de crear una rigidez en planta (seudo diafragma rígido) para asegurar que la estructura se comporte de manera uniforme ante las solicitaciones de cargas que el proyecto requiere. Se verificó que la estructura cumpliera con los requisitos de rigidez y resistencia, siendo su distorsión máxima 0.012, cumpliendo con lo establecido por el MVCS. El aporte de la investigación antes mencionada se verá reflejado desde el punto de vista metodológico.

Asimismo, Ortiz, Luis (2018). **Análisis y diseño de un galpón metálico en el programa SAP 2000, bajo las normas del AISC-360 y la NEC-15, ubicado en el km 1 ½ vía Durán Jujan, en el cantón Durán, de la provincia del Guayas, Ecuador**, Tesis para optar por el grado académico de Ingeniero Civil en la Universidad De Guayaquil, tuvo como finalidad Analizar y diseñar un galpón en estructura metálica utilizando el programa SAP 2000, mediante las recomendaciones

de las normas ANSI/AISC 360 y la NEC15. El respectivo análisis y diseño del galpón se realiza debido a que en el cantón Durán se tiene la necesidad incrementar la capacidad de almacenamiento de arroz y cacao. El tipo de investigación fue de tipo Exploratoria y De campo, ya que para esta investigación se realizaron visitas técnicas al sitio del proyecto y varios proyectos similares. Mediante el software de cálculo se concluyó que habiendo analizado el diseño de la súper estructura en base al pre diseño realizado, se observó que el galpón y cada uno de sus elementos estructurales se comportan de forma aceptable dentro su capacidad permitida y se propuso el diseño realizado del galpón metálico para la construcción del mismo. La presente investigación representa un aporte al estudio en cuanto a los fundamentos teóricos.

Igualmente, Vargas, William (2017) **Diseño estructural de nave industrial metálica para mejoramiento de almacenes en av. Argentina, callao-2017, Perú**, tesis para optar por el título de Ingeniería Civil, en la Universidad Cesar Vallejo de Lima, tuvo como finalidad realizar el diseño estructural de nave industrial metálica que fuera la solución para mejoramiento de almacenes. El tipo de investigación fue de tipo Deductivo, se concluyó que este sistema constructivo engloba muchos beneficios entre otros, la facilidad de montaje, menor costo de materiales y reducción de mano de obra, aprovechamientos de grandes claros, adaptabilidad al tipo de uso que se le dará al área, se establece que es la solución al mejoramiento de construcción de almacenes. El aporte de la presente investigación se basa en la metodología empleada.

Por último, Falconi y Ojeda (2016). **Desarrollo de un complemento para el proceso de modelado de naves industriales con software especializado, Venezuela**, Tesis para optar por el título de Ingeniería Civil en la Universidad de Carabobo, tuvo como finalidad desarrollar un complemento para el proceso de modelado de naves industriales con software especializado. El tipo de investigación fue de tipo descriptiva donde se describen las características del modelado de naves industriales y se busca automatizar este proceso con el uso de la Interfaz de Aplicación de Programaciones (API) de ETABS. En Dicho proyecto se aplicó esta tecnología para el modelado de galpones, pero el alcance se extiende a todos los procesos de ingeniería y planificación de proyectos, donde sería de gran ventaja implementarlo en los softwares que usan tecnología BIM. El aporte de la presente investigación al estudio que se va a realizar estará centrado en los fundamentos teóricos.

2.2. Bases Teóricas

El diseño del galpon está basado en la teoría estructural

2.2.1 Diseño

El diseño es una actividad creativa, cuyas directrices establecen las múltiples facetas y cualidades de los objetos, procesos, servicios y sistemas a lo largo de todos sus ciclos de vida. Por lo tanto, el diseño es un factor primordial de la innovación humana de las tecnologías y un factor crucial del intercambio cultural y económico. (Vargas, 2017).

2.2.2 Galpón

Según Arnal *et al.*, (2014):

Un galpón es una construcción diseñada para realizar actividades industriales de producción, manufactura, almacenamiento, entre otros. Cada galpón tiene un uso y una utilidad distinta. Por lo que varían las necesidades de la estructura. La actividad que se va a realizar determina la forma de un galpón, es por ello que es importante que en la primera fase del proyecto queden definidas las limitaciones de espacio necesarias, como la altura libre interior, luz en sentido transversal y sentido longitudinal.

Los galpones pueden ser construidos con cubiertas horizontales o cubiertas con pendiente, si se utiliza una cubierta horizontal, las vigas principales tendrán esfuerzos de flexión mayor que si la cubierta tuviera cierta pendiente, por otro lado, cuanto mayor sea el ángulo de la cubierta, mayor serán los esfuerzos por presión del viento, pudiendo provocar un pandeo del elemento, por tal motivo los galpones comúnmente se diseñan con una pendiente de cubierta de 5 a 20%.

2.2.3 Almacenamiento

“Lugar donde se guardan los diferentes tipos de mercancía ya sean productos fabricados o adquiridos por proveedores, hasta el momento de ser utilizados o vendidos” (Silva, 2006).

2.2.4 Galpón de almacenamiento

Señala Arnal *et al.*, (2014).

Un galpón de almacenamiento es una nave industrial de acero prefabricada, que será destinada para guardar materiales o elementos industriales en su mayoría pesados, por lo que estos galpones deben ser espacios amplios que permitan almacenar gran cantidad de material y den seguridad a los operarios encargados de almacenar dichos materiales.

2.2.4.1 Elementos de un galpón

En líneas generales, se puede decir que los componentes de una nave industrial son los siguientes.

- **Cubierta:** Son elementos que sirven para cubrir el galpón, formadas por chapa de metal, las cuales pueden ser onduladas, acanaladas o trapezoidales. Son económicas, duraderas y de fácil instalación.

- **Nodos:** También llamadas conexiones que son encargadas de controlar el comportamiento de la estructura y sus elementos, estas pueden ser del tipo articuladas o en soldadura. Sin embargo, las conexiones del tipo articuladas permiten una rotación completa de los elementos, sin transmisión de momentos.
- **Correas de separación:** Son colocados sobre los pórticos y soportan el material de cubierta de techo, principalmente son sometidos a esfuerzos de flexión, transmitiendo las cargas hacia las vigas principales.
- **Vigas de tipo celosía o alma llena:** Elementos colocados de forma horizontal, que transmiten las cargas hacia las columnas.
- **Columnas:** Son elementos estructurales colocados de forma vertical, esbelta, cuya dimensión más grande es la altura, este elemento está sometido principalmente a esfuerzos de compresión y transmite las cargas a las fundaciones de la estructura.
- **Fundaciones:** Son elementos construidos en el suelo de la estructura, cuya función primordial es la de transmitir las cargas que actúan en la estructura al suelo que le sirve de apoyo.
- **Arriostramientos:** Se utilizan con el fin de garantizar la rigidez y resistencias necesarias para soportar las cargas generadas por sismos, vientos o puente grúas.
- **Luz libre:** Separación entre los distintos pórticos de la nave industrial.

Estos elementos pueden variar de acuerdo con la función de las características constructiva, materiales disponibles o exigencias arquitectónicas (Fundación CIV, 2021).

2.2.4.2 Tipos de galpones

Menciona la Fundación CIV (2021) que los galpones se pueden tipificar de la siguiente manera:

- **Según el Tipo de material**

- *Naves industriales de acero.*

Estas naves presentan muchas ventajas a la hora de realizar un proyecto, ya que son de construcción rápida, son estructuras dúctiles, de alta resistencia, con el mantenimiento adecuado son estructuras con gran durabilidad.

- *Naves de concreto.*

Este tipo de naves presentan tiempos de ejecución más largos que las naves realizadas con acero, presentan carencias de iluminación.

Naves industriales mixtas.

Estas naves presentan una combinación de estructuras de acero y de concreto.

▪ **Según los Tipos de pórticos**

La luz que se debe cubrir es otro de los condicionantes que se debe tomar en cuenta en el diseño. Según el tipo de perfil que se utilice para conformar el pórtico, se pueden distinguir 2 tipos diferentes.

- a) Pórticos de alma llena. Construidas con perfiles UPN (U), IPN (doble te) o IPB (doble te de ala ancha) o en combinación con cualquiera de ellos.
- b) Pórticos en celosías o cerchas. Las vigas en este tipo de pórtico se utilizan cuando la estructura presenta grandes luces y fuertes cargas.

2.2.4.3 Consideraciones para el diseño de un galpón

1. El acero estructural se puede laminar en variedad de perfiles sin alterar sus propiedades físicas, los más aconsejables son aquellos que posee grandes momentos de inercia con respecto a sus áreas. Se deben escoger previamente los perfiles más adecuados de acuerdo al elemento a diseñar.
2. Las propiedades y dimensiones de los perfiles siempre deben ser tomadas del catálogo suministrado por la empresa siderúrgica fabricante del mismo. No se deben escoger de otros como referencia debido a que las condiciones de fabricación pueden variar y en consecuencia las propiedades serían distintas.
3. Las medidas y valores obtenidos siempre deben ser redondeados a cifras inmediatamente superiores.
4. Es necesario conocer los esfuerzos a los cuales estará sometida la estructura metálica, así como también el uso que se le dará a la edificación.
5. El objetivo del diseño estructural, debe ser cumplir con los requerimientos normativos con el perfil más pequeño posible como garantía de reducción de los costos. Sin afectar la seguridad ni el diseño estético del proyecto (Fundación CIV, 2021).

2.2.4.4 Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos de cualquier proyecto, se realizan por medio de vértices de poligonales, orientación de líneas base, lectura de ángulos internos y medición de distancias. Al mismo tiempo se lleva a cabo el levantamiento topográfico del proyecto. Se realiza un estudio de suelos que permita conocer las características del mismo (iho, 2019).

2.2.4.5 Estudio de suelos

“Son ensayos de laboratorio que permiten determinar las propiedades requeridas para calcular la capacidad portante del suelo, estimar los asentamientos del suelo de fundación, determinar la posición y variación del nivel freático” (Arnal *et al.*, 2014).

Con los datos recopilados tanto en el levantamiento topográfico como en el estudio de suelos se procede con el estudio de zonificación.

2.2.4.6 Zonificación

La zonificación son un conjunto de normas que disponen qué se puede construir y dónde, planteando un esquema de subdivisión de un área urbana, con el fin de regular sus usos, la densidad de población, tipo de estructura, entre otros, siguiendo para este proyecto la Ordenanza de Zonificación del Municipio San Diego, en cuanto al requerimiento de estacionamiento para edificaciones de uso industrial, cada municipio tiene normativas distintas, que condicionan el diseño, debido a que afectan la geometría, disposición de estacionamiento y las distancias mínimas de separación con otras edificaciones. En función a la información juntada en la fase previa al diseño se pueden plantear diversas geometrías para el diseño estructural (ENVISIONING DEVELOPMENT, 2013)

2.2.4.7 Diseño estructural

Se define como el proceso de creación en el que se especifican las características de un sistema estructural, procurando que este pueda resistir las cargas a la que estará sometido, sin que el mismo colapse o presente mal comportamiento. En esta fase se procura aprovechar al máximo los materiales, optimizando el uso de estos con el fin de diseñar estructuras resistentes, económicas, estéticamente acordes, duraderas y que cumplan con todos los requisitos establecidos en las normas vigentes (ptolomeo, 2018).

2.2.4.8 .Predimensionamiento Estructural

En esta fase del proyecto del galpón, se realiza un predimensionamiento inicial de los elementos del galpón que sirve como punto de partida del cálculo de la estructura metálica. Este es realizado de acuerdo a las características de uso que se le dará a la estructura, dejando establecidas las dimensiones y disposición general de la estructura, en función de las cargas y de las acciones de viento, sismo, entre otros (Fundación CIV, 2021).

2.2.4.9 Solicitaciones y acciones mínimas

Por acciones se entiende lo que generalmente se denomina cargas, las cuales son capaces de producir cambios en la estructura, ya sea por esfuerzos y deformaciones, las normas vigente establecen los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones ya sean de concreto, acero, madera, mampostería o de cualquier otro material estructural (COVENIN 2002, 1988).

Por lo tanto, además de las cargas, las acciones mínimas incluyen deformaciones impuestas, como lo son los asentamientos en la estructura, efectos de la temperatura, efectos del viento en la estructura, entre otros.

2.2.4.10 Ingeniería de Detalle

1. En esta etapa de los proyectos, se desarrolla toda la ingeniería del proyecto al nivel de detalle constructivo, quedando definidos todos los componentes que integran el proyecto. Teniendo esta fase los siguientes objetivos:
2. Definir los materiales, conjuntos prefabricados y equipos a adquirir.
3. Definir métodos constructivos, criterios de aceptabilidad, pruebas, ensayos de las instalaciones a construir.
4. Definir aspectos geométricos y dimensionales necesarios para la fabricación y montaje de los componentes del proyecto.
5. Definir todos los requerimientos de ensayos y pruebas de equipos y sistemas que así lo requieran (ocw, 2019).

2.2.4.11 Software de cálculo estructural

- **Autodesk Robot**

Robot Structural Analysis Professional “es un software de análisis de carga estructural que verifica el cumplimiento de la normativa y utiliza flujos de trabajo integrados con BIM para intercambiar datos con Revit” (espaciobim, 2020).

- **Autodesk Advance Steel de**

Advance Steel de Autodesk es un software BIM para modelado y fabricación de estructuras de acero. Esta herramienta te permite trabajar con rapidez a la hora de crear planos de obra o taller, mediciones, etcétera, gracias a una gran biblioteca de elementos estructurales. Dicha biblioteca se adapta a los estándares de los distintos países, una gran ventaja si trabajas con clientes internacionales (espaciobim, 2020).

2.2.4.12 Maquinarias de Control Numérico

El maquinado CNC es un proceso de manufactura que por medio de la programación de software se dirigen los movimientos a realizar para el corte de metal. La clasificación de máquina CNC indica los tipos de equipos y los trabajos que pueden realizar. Como es el caso de la maquinaria de control numérico para el corte y perforado de piezas metálicas, perfiles de vigas. La serie BDL-1250 de líneas de perforación de Peddinghaus Corporation (peddinghaus, 2022).

2.2.4.13 Civil 3D

“Es un software te permite disfrutar de flujos de trabajo más eficientes para el modelado de superficies, el modelado de obra lineal, el diseño de emplazamientos, el alcantarillado y saneamiento, y la producción y documentación de planos” (espaciobim, 2020).

2.2.4.14 IDEA Stática

“El software de diseño de conexiones de acero IDEA StatiCa te permite manejar todo tipo de conexiones atornilladas, conexiones soldadas, conexiones a cortante, axiales y de momento, y varios detalles de conexiones de acero” (ideastatica, 2022).

2.3. Marco Normativo Legal o Bases Legales

Gaceta Oficial 4044 Extraordinaria publicada en fecha 8 de septiembre de 1988: Para proyectos, construcción, reparación, reforma y mantenimiento de edificaciones.

Esta gaceta oficial tiene como objetivo establecer normas sanitarias para proyecto, construcción, ampliación reforma y mantenimiento de las edificaciones destinadas a usos: residenciales, comerciales, industriales, deportivo, recreacionales, turísticos y otros con la finalidad de que éstas se ejecuten de acuerdo con las disposiciones sanitarias que rigen la materia, en resguardo de la salud pública. Se utilizaron los capítulos 4, 5, 7, 8, 12, 13, 15, 19 y 24.

Norma COVENIN 2002:88a: Criterios y Acciones Mínimas para Proyectos de Edificaciones.

La presente norma establece los requisitos y las acciones mínimas que deben considerarse en el proyecto y construcción de edificaciones, excepto las correspondientes a las acciones de sismo y viento. Se utilizaron los capítulos 3, 4 y 5; los cuales hacen referencia a los criterios generales tales como métodos y análisis y diseño, estados límites y acciones permanentes, variables, accidentales y extraordinarias

Norma COVENIN 2003:89: Acción del Viento sobre las Construcciones.

Estas normas indican los requisitos mínimos para la determinación de las acciones de viento sobre las construcciones que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional. En los capítulos 4, 5 y 6 se hace referencia a hipótesis sobre la acción del viento, clasificación de la edificación según su uso, velocidad y las características de respuesta ante la acción del viento.

Norma COVENIN 1618:98-A: Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.

Esta Norma establece los criterios y requisitos mínimos para el proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción, la inspección y el mantenimiento de las estructuras de acero y las estructuras mixtas acero - concreto para edificaciones, así como la de sus miembros, componentes, juntas y conexiones, que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional. Se utilizaron los capítulos 10, 14, 16, 18 y 22. Estas normas señalan el estado límite de agotamiento resistente.

Ecuación Combinaciones de carga

- 1 $1.4 CP$
- 2 $1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVt$
- 3 $1.2 CP + 1.6 CVt + (0.5 CV \text{ o } 0.8 W)$
- 4 $1.2 CP + 1.3 W + 0.5 CV + 0.5 CVt$
- 5 $0.9 CP + 1.3 W$
- 6 $1.2 CP + \gamma CV \pm S$
- 7 $0.9 CP \pm S$

Fuente: Norma COVENIN 1618-98

Donde.

CP. Carga permanente

CV. Carga Variable

CVt. Cargas variables en techos y cubiertas

W. Cargas debido a viento

S. Cargas accidentales debido al sismo.

Norma COVENIN 1753:06: ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES. ANALISIS Y DISEÑO.

Esta Norma establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional. Aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación, así como también a las propiedades y aseguramiento de calidad de los materiales. Las obras temporales o provisionales deben cumplir con las disposiciones de esta Norma. Se utilizaron los capítulos 5, 7, 8, 9, 11, 13, 15 y 19.

2.4. Definición de Términos Básicos

Acciones accidentales. Estas acciones no se deben al funcionamiento normal de la edificación y cuya magnitud se presenta durante lapsos breves de tiempo. En esta categoría pertenecen: Las acciones sísmicas, efectos del viento, los efectos de explosiones, los incendios y otros fenómenos se presentan en casos extraordinarios

Acciones permanentes. Actúan de manera continua en la estructura, cuya magnitud no varía de gran forma con el paso del tiempo. Las principales acciones que entran es esta categoría son: La carga muerta (peso propio de los componentes estructurales, y no estructurales, ya sean pavimentos, rellenos, paredes, instalaciones fijas, entre otros.), el empuje estáticos de los suelos y de líquidos, deformaciones y desplazamientos en la estructura.

Acciones variables. La magnitud de estas cargas actúa de forma variable en la estructura. Las principales acciones que entran en esta categoría son: La carga viva ya sea generada por personas, vehículos, maquinaria, los efectos de la temperatura y efectos por empujes de líquidos y suelos con carácter variable.

Acero

El acero es una aleación de hierro con una cantidad de carbono que puede variar entre 0,03% y 1,075% en peso de su composición, dependiendo del grado. Se usa como material de construcción.

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo es conocido también como cabilla y como su nombre lo indica es empleado para el refuerzo de estructuras y demás obras que estén sujetos a altas cargas. El acero es incrustado en el concreto de manera que pueda soportar los esfuerzos tanto de tensión, como de compresión.

Aislamientos

La parcela elegida para la construcción del galpón debe estar localizada en terrenos altos y con pendientes suficientes que garanticen un buen drenaje de las aguas de lluvias y que las aguas de los terrenos adyacentes no escurran hacia la parcela de ubicación.

Cartelas

Pieza de chapa metálica o acero con forma triangular que soldada a una superficie o barra se utiliza para reforzar la unión de ésta con otras barras, formando un ángulo recto.

Cerramientos

Elementos que soportan directa o indirectamente las fuerzas eólicas y las transfieren a los sistemas resistentes al viento.

Cizallas

Un cuerpo está sometido a un esfuerzo de cizalladura (también llamado de cizallamiento, de corte o esfuerzo cortante) cuando se le aplican dos fuerzas de sentido opuesto que tienen tendencia a cortarlo

Concreto

Es un material compuesto empleado en construcción, formado esencialmente por un aglomerante al que se añade partículas o fragmentos de un agregado, agua y aditivos específicos.

Concreto Armado

Es un material compuesto que resulta convencionalmente de la incorporación de barras o mallas de acero en la masa del concreto. En otras palabras, es un concreto que cuenta con armadura metálica interna.

Correas

Las correas son componentes del sistema estructural de la cubierta de las naves prefabricadas. Se trata de elementos esenciales, ya que su misión es unir los pórticos y también repartir las cargas en el techo. Al mismo tiempo, cumplen la función de soporte de los paneles o chapas de la cubierta.

Corrosión

La corrosión es un proceso electroquímico que deteriora el metal al reaccionar con el ambiente. El proceso de corrosión deteriora el hierro dentro del acero implicando la pérdida de sus características principales como pueden ser la dureza o resistencia.

Deformación

Se define como el cambio de dimensión por unidad de longitud.

Esfuerzo

Son las fuerzas internas que se generan dentro de cuerpos sometidos a cargas.

Estribos

Elemento estructural formado por varilla o alambre, que sirven para unir el armado de varillas dentro de una estructura, su función es confinar el concreto que se cuele en el interior de este elemento y así evitar la expansión del mismo evitando una falla estructural.

Iluminación Natural

Utilizando los principios de la iluminación natural, en los galpones se podrán disponer techos traslúcidos, o el uso de linternas longitudinales y transversales sobre el techo, a fin de cumplir con las regulaciones sanitarias que exigen un determinado número de Lux para los diferentes ambientes de trabajo. En el caso de techos en diente de sierra, debe hacerse un estudio de cuál inclinación es la más apropiada para la localidad donde se ubica el galpón.

Largueros

Los largueros soportan y transmiten el peso de los cerramientos de las fachadas y de la acción del viento. Usualmente se resuelven con perfiles UPL que se calculan como vigas simplemente apoyadas de luz igual las separaciones entre las columnas o los parales, solicitadas a flexión biaxial producida por la carga vertical uniforme debido al peso propio de los cerramientos comprendidos entre los largueros y su peso propio, y una carga uniforme debida al viento.

Losa de fundación

En algunos suelos de baja capacidad de carga, no es posible apoyar la estructura del galpón en fundaciones aisladas y resulta más seguro y económico apoyar la estructura en una losa corrida de fundación, de concreto reforzado, de poco espesor. Es una solución que requiere del diseño de un especialista, lo que dificulta su inclusión en este texto.

Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje cumplen varios roles en la interacción columna - fundación. Además de transmitir las cargas verticales y horizontales, sirven para llevar a su posición correcta a las columnas durante el montaje. También mantienen las columnas mientras se instalan los arriostramientos de la estructura.

Planos de Taller

Proporcionan toda la información requerida para fabricar la estructura, pues muestran en detalle cada elemento estructural con sus dimensiones completas. En su preparación se utilizan símbolos y convenciones internas de cada taller, así como la lista de materiales, todo lo cual tiende a simplificar el trabajo.

Muy mal estructurada las bases teóricas, muchos términos pero no se indica el fundamento teórico

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de investigación

La presente investigación es de tipo proyecto Factible, el Manual UPEL (2010) lo define como “un estudio que consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales” de esta manera el diseño de un galpón de almacenamiento para la empresa Trimeca solucionaría el problema de protección de equipos y maquinarias que actualmente tiene la compañía, ya que están expuestos a la intemperie.

3.2. Diseño de investigación

Es No experimental, Kerlinger y Lee (2002) indican que:

La investigación no experimental es la búsqueda empírica y sistemática en la que el científico no posee control directo de las variables independientes, debido a que sus manifestaciones ya han ocurrido o a que son inherentemente no manipulables. Se hacen inferencias sobre las relaciones entre las variables, sin intervención directa, de la variación concomitante de las variables independiente y dependiente. Investigación documental y de campo

De esta manera en la investigación no se manipularon variables, los resultados se presentan de acuerdo a los cálculos realizados.

3.3. Modalidad de la Investigación

La investigación documental según Arias, F. (2012),

Es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas. Como en toda investigación, el propósito de este diseño es el aporte de nuevos conocimientos.
(p.27)

El autor Arias, F (2012) indica que: “La investigación de campo es aquella que consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios), es decir, el investigador obtiene la información pero no altera las condiciones existentes”. En la investigación se llevaron a cabo visitas al terreno para realizar las mediciones del galpón y detallar los galpones de la empresa, para mantener los mismos criterios.

3.3. Nivel de investigación

Es descriptiva, Según Tamayo (2006) “Comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, y la composición o proceso de los fenómenos. El enfoque se hace sobre conclusiones dominantes o sobre grupo de personas, grupo o cosas, se conduce o funciona en presente”. Al momento de realizar la investigación se comprende la descripción, registro, análisis y la interpretación de la naturaleza de los fenómenos estudiados para el diseño y cálculo de un galpón de almacenamiento.

3.4. Población y Muestra

3.4.1. Población.

Para Hernández, Fernández y Baptista (2014), "Una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones" (p. 65). Es la totalidad del fenómeno a estudiar, donde las entidades de la población poseen una característica común la cual se estudia y da origen a los datos de la investigación. De acuerdo con la definición anterior la población estuvo constituida por los elementos estructurales y materiales aplicados a la construcción del galpón de almacenamiento que se diseñó.

La población es el terreno donde funciona la empresa

3.4.2. Muestra.

Arias, F (2012) define muestra como “Un subconjunto representativo y finito que se extrae de la población accesible” (p. 83). ... Una muestra es un subconjunto de la población que está siendo estudiada. Representa la mayor población y se utiliza para sacar conclusiones de esa población. En resumen, se seleccionó la población, así como el tamaño y forma de la muestra dentro del contexto de la investigación llegando a deducir que la muestra es igual a la población por lo tanto es de tipo censal, y está representada por el galpón a diseñado.

La muestra es la parte del terreno donde se ubicara el galpon

3.5. Técnicas e Instrumentación de Recolección de Datos.

3.5.1 Técnicas.

Las técnicas de recolección de datos son las distintas formas o maneras de obtener la información. Arias, F (2012) define técnica como “la parte del método que consiste en un procedimiento o conjunto de procedimientos, regulados y previstos de una determinada eficacia” (p. 124). Es así como, las técnicas, son las formas de recolectar la información dentro del estudio.

- **Observación Documental:** menciona Scribano (2007) que la observación Documental refiriéndose a la utilización de los documentos para obtener datos y/o para analizarlos como objeto de estudio, pudiéndose decir, que existen dos tipos de documentos, aquellos que muestran los datos y los que en sí mismos son vistos como hechos. El análisis de manuales y detalles técnicos de los materiales permiten determinar cómo se ejecutó correctamente el proyecto.
- **Observación Participante:** Huenupil (2018) la define como “una investigación basada en una descripción profunda de los componentes de la situación gracias a la proximidad con lo esencial del campo. En conjunto se logran desarrollar inquietudes y estrategias a través de los diversos sucesos registrados” (p. 87). Como resultado de los cálculos en programas estructurales, y la correcta interpretación de los mismos se pueden definir los parámetros válidos para el proyecto.
- **Observación Directa:** para Méndez (2012) “La observación directa es el proceso mediante el cual se perciben deliberadamente ciertos rasgos existentes en la realidad por medio de un esquema conceptual previo y con base en ciertos propósitos definidos generalmente por una conjetura que se quiere investigar” (p.251).

En base a lo anterior, se puede definir la observación directa como el proceso inalterable mediante el cual el investigador, observa el hecho o fenómeno, y a partir de los datos recogidos saca sus propias conclusiones.

Entrevista: Según Vargas, Benjumea y Segura (2017), la entrevista “Es un proceso de comunicación interpersonal que tiene como finalidad, obtener información para alcanzar un objetivo previamente establecido” (p.175).

3.5.2. Instrumentación de Recolección de Datos

Sabino (2010) define que un instrumento de recolección de datos:

Es en principio cualquier recurso de que pueda valerse el investigador para acercarse a los fenómenos y extraer de ellos información. De este modo el instrumento sintetiza en sí toda la labor previa de la investigación, resume los aportes del marco teórico al seleccionar datos que corresponden a los indicadores y, por lo tanto a las variables o conceptos utilizados (p. 149,150).

De tal manera que para la aplicación de una técnica son precisos los instrumentos, es decir son necesarios: soportes, recursos, dispositivos o formatos para registrar el almacenamiento de información que se recolecta con la técnica para lograr recuperarlos, procesarlos, analizarlos e interpretarlos. En tal sentido, para la Observación Documental se utilizaron:

Registro de Datos: esto se realizó a través de programas de cálculo y bocetos a mano para el diseño del galpón.

Archivos Electrónicos: Cruz (2011), define archivo electrónico a aquel que “está integrado por documentos y expedientes creados, recibidos, utilizados y conservados por medios electrónicos por una persona física o jurídica en el desarrollo de sus actividades”. Su utilización comprendió la utilización de normas COVENIN digitales archivadas en carpetas.

Además, para la Observación Participante:

Matriz FODA: según Weihrich, H. (2004) citado por Codina, A. (2009) es obligar a los líderes a analizar la situación de su organización y a planear estrategias, tácticas y acciones, para el logro eficaz y eficiente de los objetivos organizacionales. Del concepto se puede decir que son las siglas correspondientes a una metodología de análisis que tiene por objetivo proporcionar una vista detallada de la estructura interna y externa de una empresa o proyecto. La mayor parte del tiempo, el análisis FODA se lleva a cabo siguiendo 4 pasos específicos, como lo son el estudio interno y externo, la elaboración de la matriz y el desarrollo de una estrategia completa. Sus siglas FODA corresponden a las palabras Fortalezas, Oportunidades, Debilidades y Amenazas.

El cuaderno de campo es una herramienta usada por investigadores de varias áreas para hacer anotaciones cuando ejecutan trabajos de campo. Es un ejemplo clásico de fuente primaria. Los cuadernos de campo son normalmente blocks de notas en el que los investigadores escriben o dibujan sus observaciones. Esta herramienta de investigación es generalmente usada por biólogos, geólogos, arquitectos, ingenieros, topógrafos, paleontólogos, arqueólogos, antropólogos (etnógrafos), y sociólogos. Fue el instrumento de observación directa usada. (Roa & Vargas, 2009 , p.80).

Según Sabino, Carlos (2010). Es un instrumento para obtener que una persona transmita oralmente al entrevistador su definición personal de la situación. La Entrevista no estructurada comprende un esfuerzo de inmersión (más exactamente re-inmersión) del entrevistado especialista en el área de investigación, frente a/o en colaboración con el entrevistador que asiste activamente a este ejercicio de representación casi teatral. La Entrevista a profundidad, al igual que la observación puede plantearse holísticamente, pero también puede ceñirse a un solo acto, experiencia social (entrevistada enfocada).

En la tabla 1 mostrada a continuación se señala cada técnica con su instrumento correspondiente.

Tabla 1. Técnicas e Instrumentos de recolección de Datos

Diseño de investigación	Técnicas	Instrumentos
Documental	Observación Documental	Registro de Datos Archivos Electrónicos
	Observación Participante	Matriz FODA
Campo	Observación Directa	Libreta de campo
	Entrevista	Entrevista no estructurada

Fuente: González y Varela, 2022

3.6. Descripción de la Metodología

Las fases metodológicas obedecen a la definición de todas y cada una de las actividades a desarrollar para llevar a cabo una secuencia sistemática que permita el desarrollo y cumplimiento de objetivos establecidos para la solución del problema planteado. En este sentido se ha dividido el estudio en diversas fases descritas a continuación:

Fase I. Diagnóstico de las condiciones actuales del terreno perteneciente a la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo. Almacenamiento

El diagnóstico de condiciones actuales se realizará de la siguiente manera:

- 1) Estudio de Suelos
- 2) Topografía original
- 3) A partir de la topografía modificada para plantar las geométricas de la fase de diseño estructural (dimensiones y ubicación en el terreno de los galpones y puestos de estacionamiento)
- 4) Visitas de campo

Fase II. Determinación de la factibilidad técnica del proyecto mediante los cálculos obtenidos y análisis de materiales a utilizar para la empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

A continuación, se presenta el esquema del estudio de factibilidad técnica.

- **Tamaño del Proyecto**
 - Capacidad del Proyecto
 - Factores Condicionantes del Proyecto.
- **Proceso Global de Transformación.**

- Descripción del Proceso Global de Transformación.
- Flujograma del Proceso global de Transformación.
- **Localización del Proyecto.**
 - Macro Localización.
 - Micro Localización.

Fase III. Diseño de la ingeniería de detalle con apoyo de software de cálculo y modelado estructural, para la ejecución de controles numéricos aplicados en maquinarias para así elaborar los materiales para el galpón de almacenamiento modular para la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

La ingeniería de detalle se establecerá de la siguiente manera:

- 1) Caracterización de los materiales
- 2) Definir normas a emplear.
- 3) Análisis de Carga
- 4) Calculo de la Superestructura
- 5) Diseños Detallado de las conexiones de los pórticos del galón
- 6) Calculo de la Infraestructura
- 7) Generación de planos
- 8) Generación de Código de control numérico para el corte y perforado de vigas y cartelas

3.7. Análisis de Datos

El Análisis de Datos es una técnica de procesamiento de cualquier tipo de información acumulada en categorías codificadas de variables que permitan el análisis del problema motivo de la investigación (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

Esto va antes de las fases

Acá pueden incluir la matriz DOFA

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Fase I. Diagnóstico de las condiciones actuales del terreno perteneciente a la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

4.1.1. Estudio De Suelos

Cómo primera parte del diagnóstico de las condiciones actuales del terreno se tiene el estudio de suelos el cuál fue proporcionado por la empresa Trimeca, el cual dio como resultado un esfuerzo portante del suelo de $1,54 \text{ kgf/cm}^2$ con una profundidad de nivel freático de 4m, debido a estos resultados se estima que se puede realizar el proyecto con fundaciones directas.

4.1.2. Topografía Original

Con referencia al levantamiento topográfico, la topografía original el terreno presenta diferencias de altura de 12 m, siendo la cota menor de 493 msnm ubicada al Norte del Terreno y su cota Mayor de 505 msnm ubicada al Sur, cómo se muestra en la figura 1, las diferencias de altura generan una pendiente del 2%.



Figura 1. Topografía original

Fuente: González y Varela (2022)

4.1.3. Topografía Modificada

Para diseñar la distribución interna de las naves industriales se tomaron en cuenta las cotas y su pendiente natural con el fin de aprovechar su topografía original, de ubicaron tres galpones de 19.5mx54m con sus vías de acceso, zonas de carga y descarga incluyendo vías secundarias considerando las pendientes y bombeos. Para realizar el movimiento de tierra se calculó a partir de Autodesk AutoCAD Civil 3D, el volumen fue calculado cada 1m de separación y para evitar amontonamiento en la presentación, se colocó cada 2m en la figura 2, los valores de la capa vegetal fueron 14.35 m³, volumen de corte 62.69 m³ y volumen de relleno 53.99 m³.

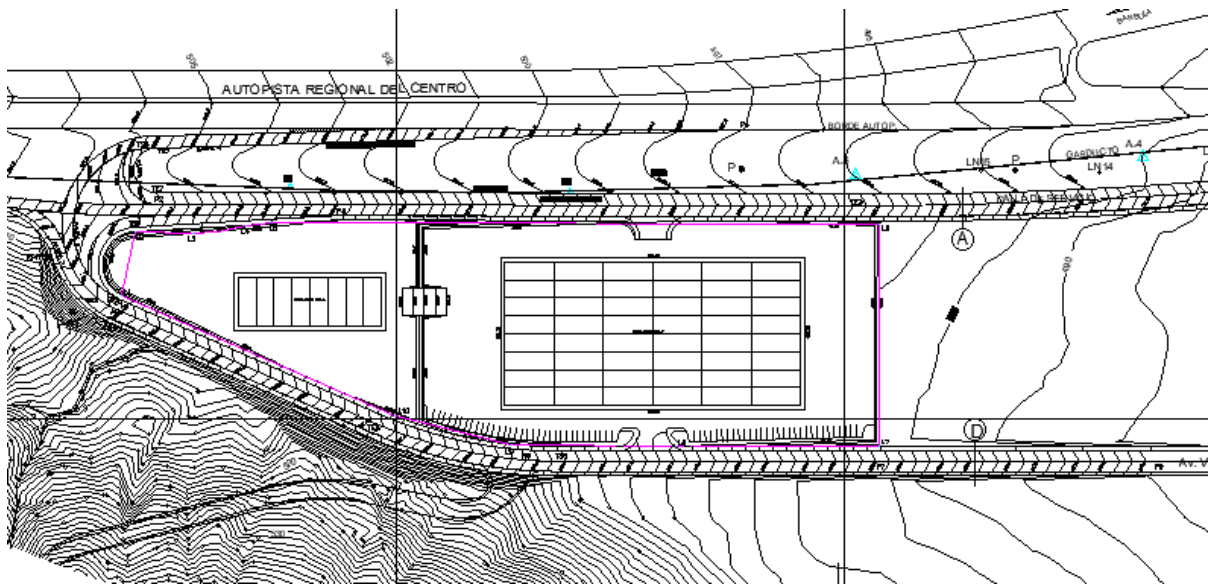


Figura 2. Topografía modificada

Fuente: González y Varela (2022)

4.1.4. Visitas de Campo

Cómo parte de la investigación se realizaron visitas al taller 3 y taller 2 para entrevistar a dos ingenieros jefes de taller los cuales se desempeñan en el área de maquinaria pesada, los mencionados formaron parte del equipo de ingenieros en el montaje de dichos talleres. Trimeca cuenta con siete talleres, todos naves industriales de maquinaria pesada, Trimeca cuenta con sistemas de puente grúa independientes a la estructura y dependientes a ella, su capacidad de carga varía entre 5 ton y 30 ton dependiendo de los trabajos que se llevan a cabo en dichos talleres.

Las estructuras metálicas de los talleres mencionados anteriormente están conformados por sistemas aporricados de vigas IPE/IPN, Columnas HEB y correas IPE, IPN, UPL y UPN, los elementos estructurales en su mayoría son apernados, para observar más estos detalles ver figura 3.



Figura 3. Detalles de Taller 2 Trimeca

Fuente: González y Varela (2022)

4.2. Fase II. Determinación de la factibilidad técnica del proyecto mediante los cálculos obtenidos y análisis de materiales a utilizar para la empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

4.2.1. Tamaño del proyecto

Es la unidad de tiempo de la capacidad de prestación de servicio del proyecto, en la presente investigación es de 2 Semestres.

- ✓ **Capacidad:** En función al tamaño del proyecto fue estimada en 5 años. Se hace necesario que la construcción del galpón de almacenamiento, para su buen funcionamiento sea diseñado conforme a lo establecido en las precitadas normas COVENIN.
- ✓ **Factores condicionantes del tamaño del proyecto:**

Tabla 2. Factores condicionantes

Recursos Humanos	Recursos Materiales	Recursos Institucionales	Instrumentos	Equipos
<ul style="list-style-type: none"> • Investigadores • Ingenieros Civiles • Tutor • Personal de la empresa Trimeca 	<ul style="list-style-type: none"> • Espacio físico disponible • Materiales de construcción • Sitios Web • Computadoras • Software • Libreta 	<ul style="list-style-type: none"> • Escuela de Ingeniería Civil UJAP • Empresa Trimeca 	<ul style="list-style-type: none"> • Gaceta oficial 4044 • Norma COVENIN 2002:88ª • Norma COVENIN 2003:89 • Norma COVENIN 1618:98-A • Norma COVENIN 1753:06 	<ul style="list-style-type: none"> • Grúas Móviles • Grúas torre • Llaves estructurales • Soldador de arco • Hidrofresa • Retroexcavadora • Compactadora • Camión volquete • Hormigonera • Bomba de hormigón

Fuente: González y Varela (2022)

4.2.2. Proceso Global de Transformación

Es el procedimiento técnico utilizado en el proyecto para la obtención de un beneficiario a partir de un insumo mediante una determinada función de transformación.

✓ **Insumo principal**

Estructuras metálicas

✓ **Beneficiario principal**

Empresa Trimeca

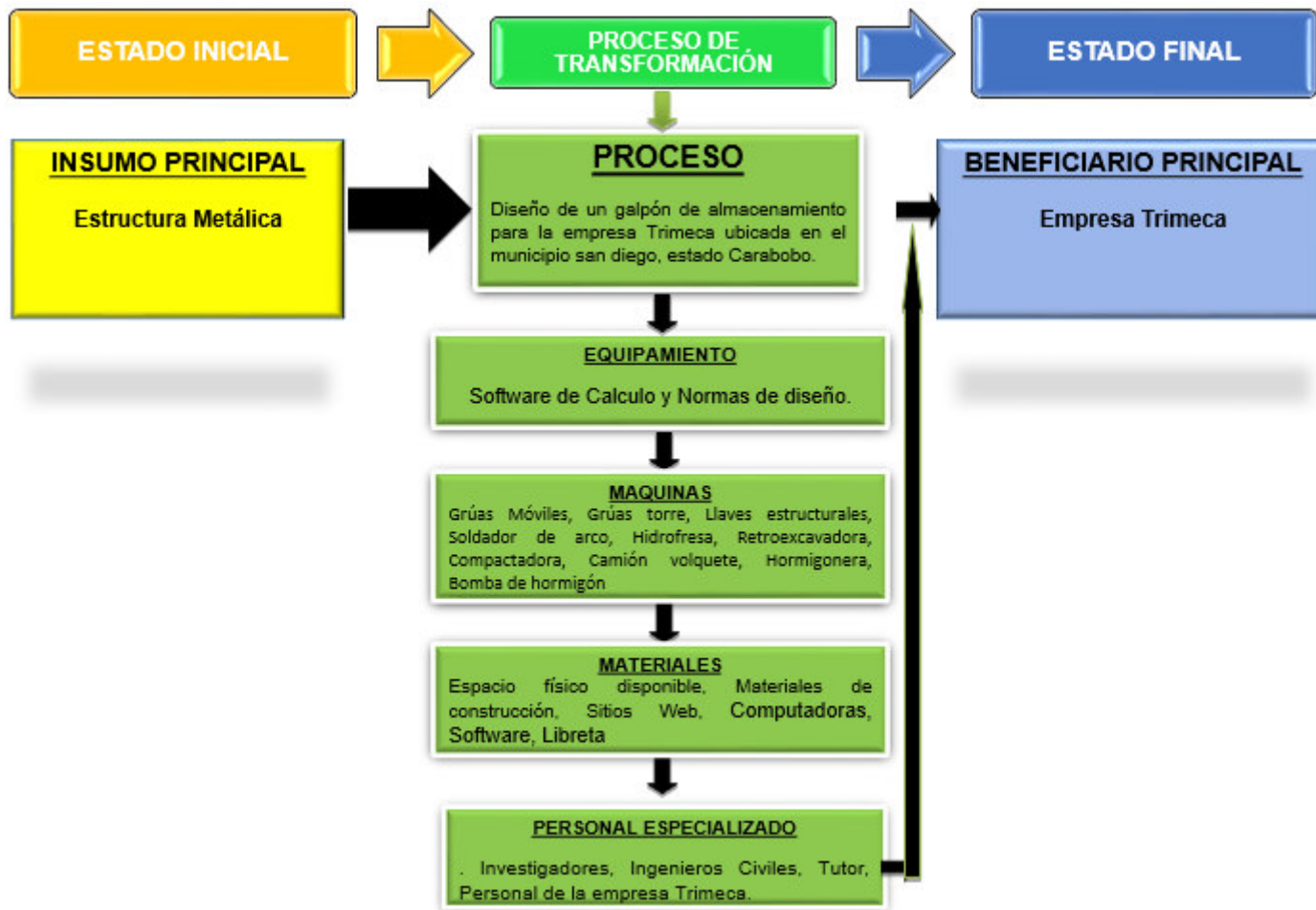


Figura 4. Flujograma del Proceso Global de Transformación

Fuente: González y Varela (2022)

✓ Localización

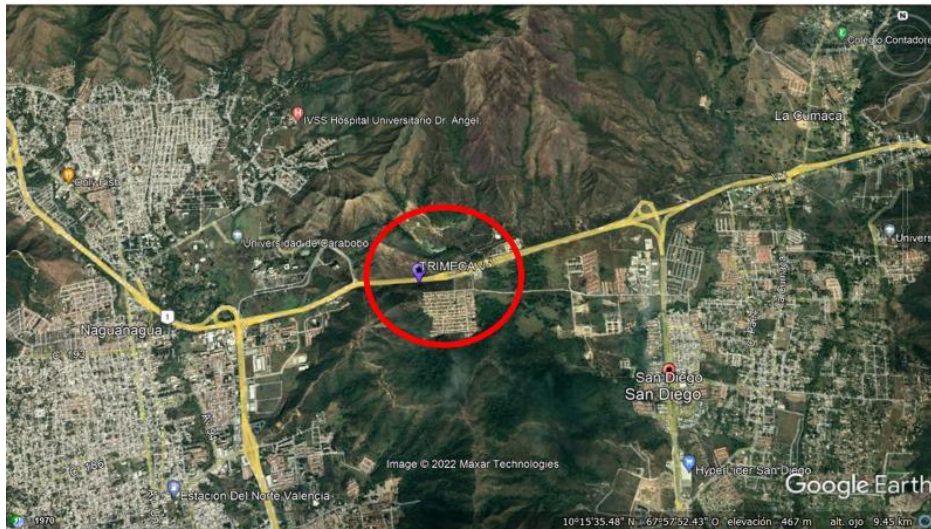


Figura 5. Macrolocalización

Fuente: González y Varela (2022)

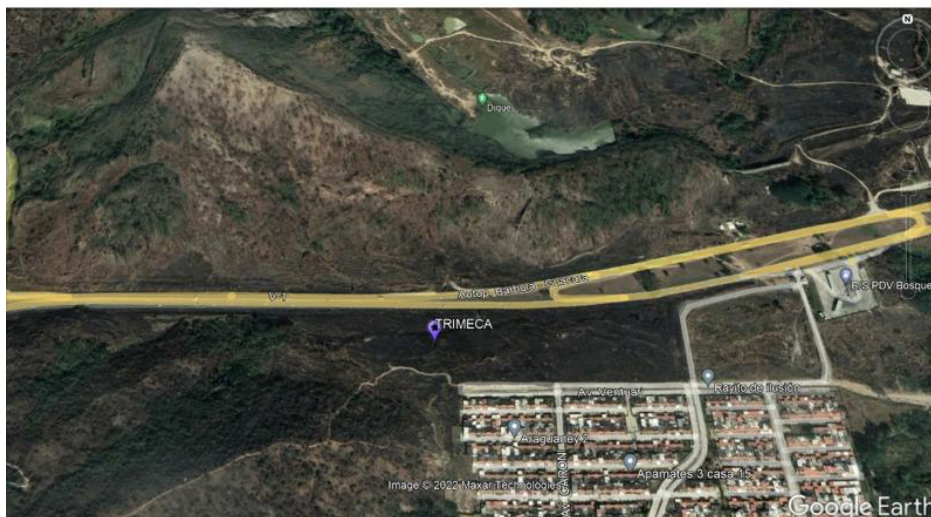


Figura 6. Microlocalización

Fuente: González y Varela (2022)

4.3. Fase III. Diseño de la ingeniería de detalle con apoyo de software de cálculo y modelado estructural, para la ejecución de controles numéricos aplicados en maquinarias para así elaborar los materiales para el galpón de almacenamiento modular de la Empresa Trimeca, ubicada en el municipio San Diego, estado Carabobo.

4.3.1. Descripción de la edificación

La Nave Industrial propuesta estará destinada para uso almacén o depósito de maquinaria pesada, la misma está conformada por un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, esta corresponde al Tipo I según la NORMA COVENIN 1756:01 y al Special Moment Frame (SMF) en la AISC 360-16, así mismo posee una clasificación según Nivel de Diseño 1 (ND1): ya que el presente diseño no requirió de condiciones adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales. En las Normas AISC y la COVENIN 1756:01 a las edificaciones incluidas en este Nivel de Diseño se les conoce como edificaciones Ordinarias.

La geometría de la edificación está conformada: por tres naves con una luz de 19.5 metros, diez pórticos con una separación de 6 metros y una altura total de 10 metros hasta la cumbrera (ver anexos 1), la cubierta de la estructura posee las siguientes características: láminas tipo Panel Sandwich. Estas láminas se apoyarán sobre correas (UPN 120) y estas a su vez se apoyarán sobre vigas del tipo alma llena con Perfiles (IPE 360), con una conexión tipo simplemente apoyada (PINED), las columnas laterales estarán conformadas por perfiles (HEB 340) y las columnas internas estarán conformadas por perfiles (HEB 360). Las columnas se conectarán a las vigas a través de una conexión tipo Simplemente apoyada (PINED), y las columnas se conectarán a la infraestructura por medio de planchas de acero; conexión tipo (columna-base) Rígida (FIXED). La solución estructural para la infraestructura está basada en el uso de fundaciones poco profundas, del tipo aisladas excavadas y vaciados en sitio, desplantadas a una profundidad de pedestal de 2.10 metros y 0.4 metros la zapata, trabajando con unos coeficientes de capacidad de carga admisible: $1,54 \text{ kg/cm}^2$

4.3.2. Especificaciones de los materiales utilizados

✓ Acero estructural A36

Resistencia del material (F_y) = 2531.05 kgf/cm^2

Límite mínimo de resistencia a la tracción (F_u) = 4077.80 kgf/cm^2

Coefficiente elástico longitudinal (E) = $203890.18 \text{ kgf/cm}^2$

✓ **Concreto**

Resistencia a la compresión (F_c) = 250 kg/cm²

Módulo de elasticidad (E) = 238.75 kg/cm²

Peso específico (γ) = 2400 kg/m³

Módulo de Poisson = 0.2

✓ **Acero de refuerzo N-60**

Resistencia del material (F_y) = 4200 kgf/cm²

Límite mínimo de resistencia a la tracción (F_u) = 5250 kgf/cm²

Coefficiente elástico longitudinal (E) = 210000 kgf/cm²

✓ **Sistema de cubierta y techo**

Se utilizará un cerramiento en cubierta de panel de sándwich como se muestra en la figura con un peso de (2.82 kg/m²). Ver anexos tabla con especificaciones

Criterio de diseño

El Método para el Diseño y Análisis Estructural del presente Proyecto, es el de los Estados Límites (LRFD), cuyo objetivo es el de evitar en lo posible alcanzar el estado límite preestablecido para la tipología estructural dada.

✓ **Clasificación de la edificación (Nave industrial)**

Según su uso

Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:

- Almacenes y Depósitos.

Según tipo de sistema estructural

La edificación propuesta está conformada por un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, por lo que esta corresponde al Tipo I

Según el nivel de diseño

La edificación propuesta posee una clasificación según Nivel de Diseño 1 (ND1) ya que fue diseñada solo con los requisitos de cargas gravitacionales.

✓ **Análisis y diseño de cargas**

Revisión de los estados límites de servicio

Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

✓ **Cargas de diseño**

Carga permanente (Peso de la cubierta) = 2.82 kg/m^2

Carga Variable = 40 kg/m^2

Carga de viento = ver anexo 2

Cargas de puente grúa

- FX (max) = 3564 kgf
- FX (min) = 356.4 kgf
- FY (max) = 1782 kgf
- FY (min) = 178.19 kgf
- FZ (max) = 17820 kgf
- FZ (min) = 1782 kgf

4.3.3. Diseño de miembros por flexión

A los miembros sometidos a flexión se les consideraron los estados límites de resistencia, los cuales contemplan las diferentes posibilidades en que se pueda comportar una falla, bajo cargas factorizadas, la resistencia teórica a la flexión. Los resultados del diseño de vigas y correas están reflejados en el aparte anterior del presente capítulo y se visualizan en los anexos (ver anexo 3).

4.3.4. Diseño de miembros a corte

En este diseño de los miembros por corte, los miembros tuvieron una referencia minorada al corte. Los resultados de este diseño fueron mostrados en párrafos precedentes y en los anexos (ver anexo 3).

4.3.5. Diseño por flexo-compresión

El diseño de miembros bajo la acción de cargas axiales y momentos deberá cumplir a las demandas de flexión y compresión las cuales se deben encontrar dentro de los parámetros aceptables de demanda/capacidad. Al igual que los resultados anteriores fueron mostrados previamente y se reflejan en los anexos (ver anexo 4).

4.3.6. Diseño de conexiones

Las conexiones se encargan de controlar el comportamiento tanto de la estructura como de cada uno de sus elementos y para este proyecto se dispone de conexiones de tipo articulada para vigas y columnas (ver anexo 5) y de tipo totalmente rígida para columna base.

Planos de supraestructura e infraestructura

Plano No 1: Topografía original (ver anexo 6).

Plano No 2: Topografía modificada (ver anexo 7).

Plano No 3: Volúmenes (ver anexo 8).

Plano No 4: Vialidad (ver anexo 9).

Plano No 5: Secciones de vía (ver anexo 10).

Plano No 6: Perfil autopista (ver anexo 11).

Plano No 7: Perfil av. Venturi (ver anexo 12).

Plano No 8: Perfil rampa 1 (ver anexo 13)

Plano No 9: Perfil rampa 2 y 3 (ver anexo 14).

Plano No 10: Perfil rampa 5 (ver anexo 15).

Plano No 11: Cimentación (ver anexo 16).

Plano No 12: Montaje (ver anexo 17).

Plano No 13: Anclajes (ver anexo 18).

Plano No 14: Vista frontal con detalle A (ver anexo 19).

Plano No 15: Vista frontal con detalle B (ver anexo 20).

Plano No 16: Vista frontal con detalle C (ver anexo 21).

Plano No 17: Vista frontal con detalle D (ver anexo 22).

Plano No 18: Vista frontal con detalle E (ver anexo 23).

Plano No 19: Vista de planta con detalle (ver anexo 24).

Plano No 20: Vista lateral con detalle (ver anexo 25).

Plano No 21: Columnas internas (ver anexo 26).

Plano No 22: Columnas laterales (ver anexo 27).

Plano No 23: Vigas de carga (ver anexo 28).

Generación de código de control numérico

Se realizó el código CNC con el programa Autodesk Advance Steel para la columna interna 2 mostrada en el plano No 21, a la cual se le efectuó una prueba en frío exitosa en la maquinaria

Peddinghaus bdl-1250/3. El código CNC se puede ver en el anexo 29 y las imágenes de la prueba en frío se pueden ver en el anexo 30.

✓ **Distribución de pletinas en planchón**

Se proporcionó información a la empresa Trimeca de los archivos DXF generados con Advance Steel de las pletinas con espesor de 20 mm para ser distribuidos en el planchón por medio del programa ESAB Columbus y posteriormente ser cortadas y perforadas en la maquinaria especializada ESAB Sabre DX. La distribución de las pletinas se puede ver en el anexo 31.

Material

La lista de perfiles, pletinas y tornillos a utilizar están reflejadas en los anexos 32, 33 y 34

4.3.7. Memoria de Cálculo

✓ **Superestructura**

Diseño de la Viga Carrilera

Datos iniciales

El ingeniero recibe la información de la empresa que fabrica los puentes grúas con las especificaciones de carga necesarias para el diseño de la viga carrilera

Datos del puente Grúa

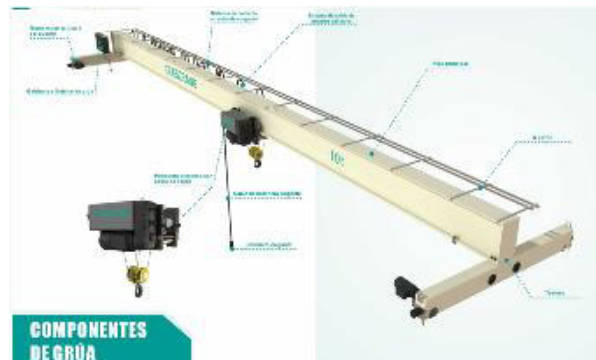


Figura 7. Detalle Del Puente Grúa

Fuente: González y Varela (2022)

Capacidad Máxima de la Grúa

$$Q := 100 \text{ kN} \quad Q = 10197.162 \text{ kgf}$$

Peso del Puente Grúa

$$W_{PG} := 132 \text{ kN} \quad W_{PG} = 13460.254 \text{ kgf}$$

Carga Máxima de rueda

$$P_{max} := 95.8 \text{ kN}$$

Peso del Carro y Polipastos

$$W_{cp} := 38 \text{ kN}$$

Separación entre Ruedas

$$S := 3 \text{ m}$$

Carga Mínima de rueda

$$P_{min} := 39.2 \text{ kN}$$

Datos de la viga Carrilera

Peso del riel

$$W_r := 0.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Longitud de viga

$$L := 6 \text{ m}$$

Diagrama

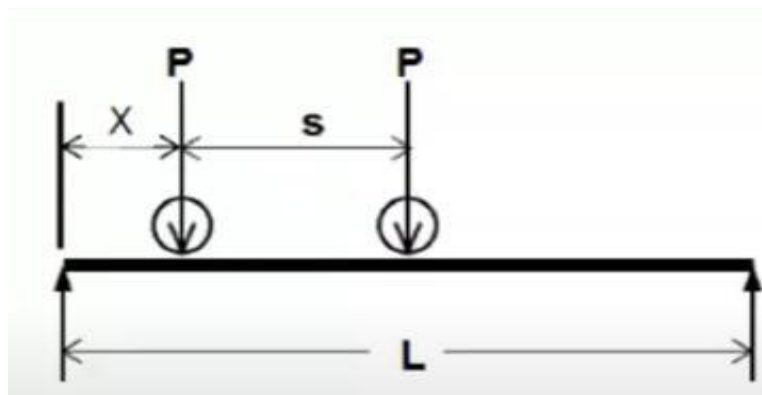


Figura 8. Análisis de cargas p en viga carrilera

Fuente: González y Varela (2022)

Coeficientes de Impacto

Factores utilizados para los impactos verticales, fuerzas longitudinales y laterales							
Fuentes de Energía	Puentes	Impulsado a Mano		Eléctrico			
	Carro	Todos		IM		E	
	Polipastos	IM	E	IM	E	IM	E
Impacto Vertical	Operado por colgantes	NA	0	10%	10%	10%	10%
	Operado por Cabina	NA	NA	NA	NA	NA	25%
Fuerza Longitudinal		0	0	10%	10%	10%	10%
Fuerza Lateral		0	20%	0%	20%	0	20%

La dirección longitudinal y transversal esta orientada respecto a La viga carrilera
Si el puente grúa es un monorriel para el impacto vertical usado en el cálculo de conexiones usar 25%

Figura 9. Coeficientes de Impacto

Fuente: González y Varela (2022)

Coeficiente para Impacto Vertical: Fuerza Generada por el movimiento de las poleas de la grúa en sentido vertical.

$$C_{IV} := 25\%$$

Coeficiente para Fuerza Lateral: Fuerza Generada por el movimiento del carro en el puente grúa.

$$C_{FLa} := 20\%$$

Coeficiente para Fuerza Longitudinal: Fuerza Generada por el movimiento del puente sobre la viga carrilera.

$$C_{FLo} := 10\%$$

Propiedades de los materiales (Acero ASTM A36)

$$F_y := 250 \text{ MPa} \quad \text{Tensión Cedente de la viga}$$

$$E := 200000 \text{ MPa} \quad \text{Modulo de Elasticidad}$$

$$P_m := 76.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso del Acero}$$

Definición de Parámetros de perfiles Doble T

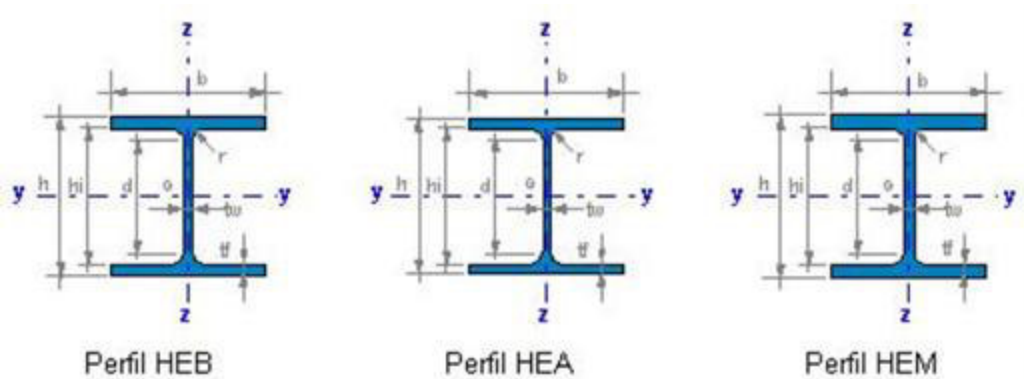


Figura 10. Especificaciones hierro beco

Fuente: González y Varela (2022)

Datos Del Perfil

HEB360

a) Datos

$d := 360 \text{ mm}$	Altura de la Sección	$A := 181 \text{ cm}^2$	Área Gruesa
$b_f := 300 \text{ mm}$	Ancho del ala	$S_x := 2399.4 \text{ cm}^3$	Módulo Elástico "X"
$t_f := 22.5 \text{ mm}$	Espesor del ala	$Z_x := 2683 \text{ cm}^3$	Modulo Plástico "X"
$t_w := 12.5 \text{ mm}$	Espesor del alma	$S_y := 676 \text{ cm}^3$	Modulo Elástico "X"
$r := 27 \text{ mm}$	Radio de curvatura	$Z_y := 1032 \text{ cm}^3$	Modulo Plástico "X"
$I_x := 43190 \text{ cm}^4$	Inercia en "Y"	$I_y := 10140 \text{ cm}^4$	Inercia en "Y"
$J := 298 \text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant		

b) Cálculos

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 15.447 \text{ cm}$$

Radio de Giro en X

$$h_o := d - t_f = 337.5 \text{ mm}$$

Distancia entre centroides

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 7.485 \text{ cm}$$

Radio de Giro en Y

$$k := t_f + r = 49.5 \text{ mm}$$

espesor del ala mas curvatura

$$C_w := t_f \cdot h_o^2 \cdot \frac{b_f^3}{24} = 2.883 \text{ L}^2$$

Constante de Alabeo

$$h := d - 2 \cdot k = 261 \text{ mm}$$

Altura Libre del alma

$$PP := A \cdot P_m = 1.393 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso de la viga por cada m

Definición de casos de Carga

Cp: Peso del Puente Grúa, Peso del Riel, Peso de la Viga.

Cv: Peso del Carro, Capacidad Máxima de la grúa, polipasto

Combinaciones Usadas

Combo de diseño: 1.2 CP + 1.6 CV

Combo de Servicio: 1 CP + 1 CV

Resultados de Análisis

Cargas de Servicio

$$q_s := W_r + PP = 1.483 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga uniformemente distribuida sobre la viga

$$P_{vs} := P_{max} = 95.8 \text{ kN}$$

Carga Vertical por rueda

$$P_{ts} := \frac{C_{FLa} \cdot (Q + W_{cp})}{4} = 6.9 \text{ kN} \quad \text{Carga Transversal por Rueda}$$

$$P_{ls} := \frac{C_{FLo} \cdot (Q + W_{cp} + W_{pg})}{4} = 6.75 \text{ kN} \quad \text{Carga Longitudinal por rueda}$$

Cargas Ultimas

$$P_{pg} := \frac{W_{pg}}{4} = 33 \text{ kN} \quad \text{Carga por Rueda debido al peso del puente grúa}$$

$$P_{gc} := P_{max} - P_{pg} = 62.8 \text{ kN} \quad \text{Capacidad máxima de la grúa+peso del carro polipastos}$$

$$q_u := 1.2 \cdot q_s = 1.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Carga uniformemente distribuida sobre la viga}$$

$$P_{vu} := (100\% + C_{IV}) \cdot (1.2 \cdot P_{pg} + 1.6 \cdot P_{gc}) = 175.1 \text{ kN} \quad \text{Carga vertical Impactada por rueda}$$

$$P_{lu} := \frac{C_{FLo} \cdot (1.2 \cdot W_{pg} + 1.6 \cdot (Q + W_{cp}))}{4} = 9.48 \text{ kN} \quad \text{Carga Longitudinal por rueda}$$

$$P_{tu} := 1.6 \cdot P_{ts} = 11.04 \text{ kN} \quad \text{Carga Transversal por rueda}$$

Momento de diseño

Ubicación de las cargas puntuales para que se genere mayor momento

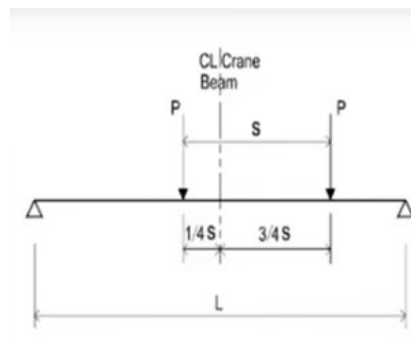


Figura 11. Ubicación de cargas

Fuente: González y Varela (2022)

Momento Máximo para carga Vertical

$$M_{max} := \frac{P_{vu}}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{S}{2}\right)^2 = 295.481 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento máximo generado por las cargas puntuales

$$M_{ux} := M_{max} + \frac{q_u \cdot L^2}{8} = 303.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento de diseño para el eje mayor

$$M_{uy} := \frac{P_{tu}}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{S}{2}\right)^2 = 18.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento de diseño para el eje menor

Corte de Diseño y Reacciones máximas

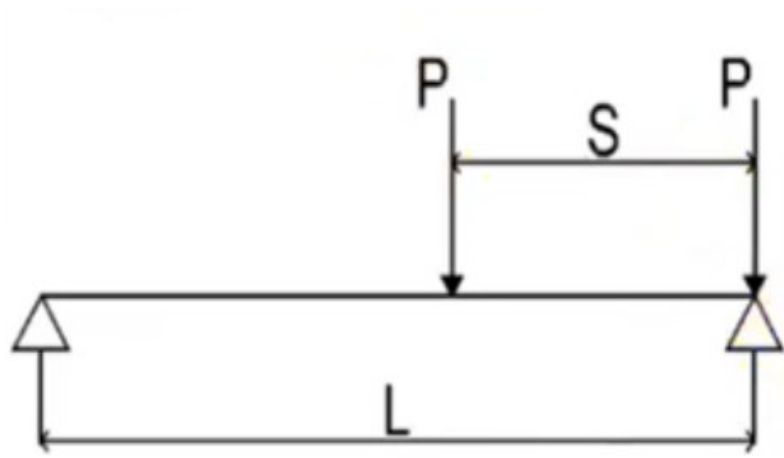


Figura 12. Ubicación de fuerzas máximas

Fuente: González y Varela (2022)

La reacción Máxima ocurre cuando una de las ruedas del puente Grúa se encuentra ubicada sobre uno de los apoyos

$$R_{qu} := \frac{q_u \cdot L}{2} = 5.339 \text{ kN}$$

Reacción para la carga distribuida

$$R_{max} := P_{vu} \cdot \left(2 - \frac{S}{L}\right) = 262.65 \text{ kN}$$

Reacción máxima para las cargas puntuales

$$R_u := R_{qu} + R_{max} = 267.989 \text{ kN}$$

Reacción de diseño

Verificación de la Deflexión Máxima

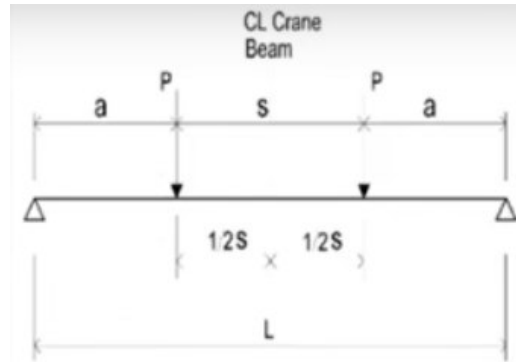


Figura 13. Deflexión Máxima

Fuente: González y Varela (2022)

La Deflexión Máxima ocurre cuando las ruedas de la grúa se encuentran en el centro de la viga

$$X := \frac{(L - s)}{2} = 1.5 \text{ m}$$

Deflexión para dos cargas puntuales centradas en un vano.

$$\Delta_{v1} := \frac{P_{vs} \cdot X}{24 \cdot E \cdot I_x} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot X^2) = 6.862 \text{ mm}$$

Deflexión para una carga uniformemente distribuida

$$\Delta_{v2} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0.29 \text{ mm}$$

Deflexión máxima

$$\Delta_v := \Delta_{v1} + \Delta_{v2} = 7.152 \text{ mm}$$

Deflexión máxima en el eje del perfil

$$\Delta_h := \frac{P_{tz} \cdot X}{24 \cdot E \cdot I_y} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot X^2) = 2.105 \text{ mm}$$

Para la Deflexión Máxima vertical

$$\Delta_v < \frac{L}{600} \quad \frac{L}{600} = 10 \text{ mm}$$

Verificación

$$\text{if}\left(\Delta_v < \frac{L}{600}, \text{"OK"}, \text{"CAMBIAR VIGA"}\right) = \text{"OK"}$$

Para la Deflexión Máxima Horizontal

$$\Delta_v < \frac{L}{400} \quad \frac{L}{400} = 15 \text{ mm}$$

Verificación

$$\text{if}\left(\Delta_v < \frac{L}{400}, \text{"OK"}, \text{"CAMBIAR VIGA"}\right) = \text{"OK"}$$

Revisión el pandeo local de la viga

Las alas y alma de la viga deben cumplir con a condición de miembros compactos conforme a la norma ANSI/AISC 360-16 a fin de impedir el pandeo local

a) Para las alas, se tiene:

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.667$$

Esbeltez del ala de la Viga

$$\lambda_{ala_max} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.748$$

Esbeltez máxima del ala de la viga

Verificación

$$\text{if}\left(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max}, \text{"OK"}, \text{"NO CUMPLE"}\right) = \text{"OK"}$$

b) Para el Alma, se tiene:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 20.88$$

Esbeltez del alma de la Viga

$$\lambda_{alma_max} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.349 \quad \text{esbeltez máxima del alma de la viga}$$

Verificación

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max}, \text{"OK"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"OK"}$$

Revisión por flexión Biaxial en la viga

Resistencia a flexión en el eje fuerte (Perfiles Compactos)

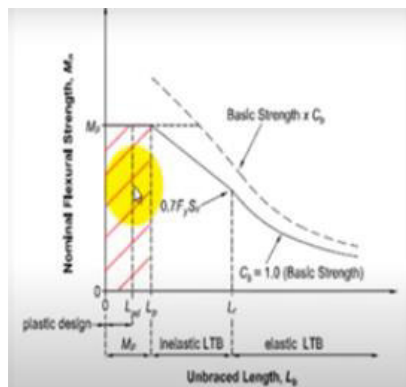


Figura 14. Curva de flexión

Fuente: González y Varela (2022)

Calculo de longitudes características

$$L_b := L = 6 \text{ m} \quad \text{Longitud no soportada lateralmente}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.726 \text{ m} \quad \text{Longitud Límite de comportamiento}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x}} = 8.445 \text{ cm} \quad c := 1 \quad \text{Para Perfiles Doble T}$$

Longitud Límite del comportamiento torsional inelástico

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_y}{E}\right)^2}} = 16.84 \text{ m}$$

Calculo de momento plástico y tensión crítica

Momento Plástico

$$M_p := Z_x \cdot F_y = 670.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_x \cdot F_y = 419.895 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Coefficiente de flexión. Valor conservador

$$C_b := 1$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 611924.158 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión

$$M_{n1} := M_p = 670.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Si } L_p < L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min\left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right), M_p\right) = 627.249 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n3} := \min(S_x \cdot F_{cr}, M_p) = 670.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia nominal a Flexión

$$M_{nx} := \min(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 627.249 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Factor de minoración $\phi := 0.90$

Resistencia minorada a flexión en el eje mayor

$$\phi \cdot M_{rx} = 564.524 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a flexión en el eje débil (Perfiles compactos)

$$b_f = 300 \text{ mm} \quad t_f = 22.5 \text{ mm} \quad Z_t := \frac{b_f^2 \cdot t_f}{4}$$

Modulo plástico para el ala superior. eso debido a que la carga es aplicada en la parte superior de la viga

$$Z_t := \frac{\left(\frac{(300^2) \cdot 22.5}{4} \right)}{100} = 5062.5 \quad Z_t := 506.5 \text{ cm}^3$$

Momento plástico

$$M_{ry} := Z_t \cdot F_y = 126.625 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia minorada nominal a flexión en el eje menor

$$\phi \cdot M_{ry} = 113.963 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Revisión por Flexión biaxial

$$\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ry}} \leq 1 \quad M_{ux} = 303.49 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{uy} = 18.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Demanda/Capacidad para la Flexión Biaxial

$$\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ry}} = 0.701$$

Verificación

$$\text{if} \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \leq 1, \text{"OK"}, \text{"Cambiar Viga"} \right) = \text{"OK"}$$

Revisión por corte en la viga

$$R_u = 267.989 \text{ kN} \quad \text{Corte Ultimo del análisis}$$

$$h = 26.1 \text{ cm} \quad \text{Altura del alma de la Viga}$$

$$A_w := d \cdot t_w = 45 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma de la Viga}$$

$$K_V := 5 \quad \text{Perfiles Doble T}$$

Luego, se plantea obtener el valor de CV, Para ello es necesario revisar la esbeltez del alma

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 20.88$$

$$C_V := \text{if} \left(\lambda_{alma} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_V \cdot E}{F_y}}, 1, 1.10 \cdot \frac{\sqrt{\frac{K_V \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \right) = 1$$

$$\phi_d := 1 \quad V_t := 0.6 \cdot C_V \cdot A_w \cdot F_y = 675 \text{ kN}$$

Resistencia Nominal por corte de la Viga

$$\phi_d \cdot V_t = 675 \text{ kN}$$

Relación demanda/Capacidad

$$\frac{R_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.397$$

Verificación

$$\mathbf{if}\left(\frac{R_u}{\phi_d \cdot V_t} \leq 1, \text{“OK”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“OK”}$$

Revisión por pandeo lateral del alma

Esta verificación aplica para las cargas simples de compresión aplicadas en miembros donde el movimiento lateral entre el ala cargada en compresión y el ala en tracción no está restringido en el punto de aplicación de la carga

$$C_r := \mathbf{if}(M_{ux} < S_x \cdot F_y, 6.62 \cdot 10^6 \text{ MPa}, 3.31 \cdot 10^6 \text{ MPa}) = 6620000 \text{ MPa}$$

Altura del alma de la viga

$$h := 26.1 \text{ cm} \quad \phi_p := 0.9$$

$$\lambda_1 := \frac{h}{t_w} = 20.88 \quad \lambda_2 := \frac{L}{b_f} = 20$$

$$\text{Para } \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \leq 1.7 \quad R_n := \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \cdot \left(0.4 \cdot \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right)^3\right)$$

$$\text{Para } \frac{\lambda_1}{\lambda_2} > 1.7 \quad \text{No aplica pandeo lateral}$$

$$R_n := \mathbf{if}\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2} \leq 1.7, \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \cdot \left(0.4 \cdot \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right)^3\right), \text{“NO APLICA”}\right) = 1943.798 \text{ kN}$$

$$\phi_p \cdot R_n = 1749.418 \text{ kN}$$

$$P_{vu} = 175.1 \text{ kN}$$

Verificación

$$\text{if}(\phi_p \cdot R_n > P_{vu}, \text{“OK”}, \text{“NO CUMPLE”}) = \text{“OK”}$$

Diseño de los rigidizadores en el apoyo

a) Resistencia mínima de la viga ante cargas concentradas

$$N_1 := 50 \text{ mm} \quad \text{Longitud de la aplicación de la carga de la rueda sobre el riel}$$

$$H_r := 7.5 \text{ cm} \quad \text{altura del riel}$$

$$N := N_1 + 2.5 \cdot H_r = 237.5 \text{ mm}$$

$$R_{V1} := F_y \cdot t_w \cdot (2.5 \cdot k + N) = 1128.906 \text{ kN}$$

$$\Phi_1 := 1 \quad \Phi_1 \cdot R_{V1} = 1128.906 \text{ kN}$$

b) Aplastamiento del Alma

$$N = 237.5 \text{ mm}$$

$$\text{Para} \quad \frac{N}{d} \leq 0.2$$

$$R_{V21} := 0.4 \cdot t_w^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{N}{d} \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_f}{t_w}} = 1078.858 \text{ kN}$$

$$\text{Para} \quad \frac{N}{d} > 0.2 \quad R_{V22} := 0.4 \cdot t_w^2 \cdot \left(1 + \left(\frac{4 \cdot N}{d} - 0.2 \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_f}{t_w}} = 1191.731 \text{ kN}$$

$$R_{V2} := \text{if} \left(\frac{N}{d} \leq 0.2, R_{V21}, R_{V22} \right) = 1191.731 \text{ kN}$$

$$\Phi_2 := 0.75 \quad \Phi_2 \cdot R_{V2} = 893.798 \text{ kN}$$

Finalmente se define la mínima resistencia de la columna ante las cargas concentradas

$$\Phi R_{v_min} := \min(\Phi_1 \cdot R_{V1}, \Phi_2 \cdot R_{V2}) = 893.798 \text{ kN}$$

$$R_{max} = 262.65 \text{ kN}$$

$$\frac{R_{max}}{\Phi R_{v_min}} = 0.294 \quad \text{Demanda/Capacidad}$$

$$\text{if} \left(\frac{R_{max}}{\Phi R_{v_min}} \leq 1, \text{"OK"}, \text{"REQUIERE PLANCHAS DE CONT."} \right) = \text{"OK"}$$

Revisión para la fatiga

Máxima sollicitación de servicio

$$M_{sv} := \frac{P_{vs}}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{S}{2} \right)^2 = 161.663 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento máximo generado por las cargas puntuales en situación de servicio

$$M_{sxmax} := M_{sv} + \frac{q_s \cdot L^2}{8} = 168.337 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento de servicio para el eje mayor

mínima sollicitación de servicio

$$M_{sxmin} := \frac{q_s \cdot L^2}{8} = 6.674 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Corresponde al puente grúa en otro tramo de la viga

Rango de variación de momentos

$$\Delta M := M_{sxmax} - M_{sxmin} = 161.663 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Rango de Tensiones bajo cargas de servicio

$$\Delta F_{ala} := \frac{\Delta M}{S_x} = 67.376 \text{ MPa} \quad \text{Tensiones ocurridas en el ala inferior de la viga}$$

Rango de Tensiones bajo cargas de servicio

$N := 100000$ Numero de ciclos de uso durante el tiempo de vida de la estructura

$C_t = A$ Categoría de tensión según la tabla A-3.1 de la AISC-360

$C_f := 250 \cdot 10^8$ Constante para metal base, excepto acero de alta resistencia no cubierto, con superficie laminada o limpia, alejado de toda soldadura o conexión estructural. Tabla A-3.1 de la AISC-360

$F_{th} := 165 \text{ MPa}$ Máximo rango de tensión para la viga de diseño. Tabla A-3.1 de la AISC-360

$F_{sr} \geq F_{th}$ si esta relación no se cumple, no es necesario realizar la revisión por fatiga

$$F_{sr} := \left(\frac{C_f \cdot 329}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa} = 432.255 \text{ MPa} \quad \text{Rango de tensión de diseño}$$

verificación de fatiga

$$\frac{\Delta F_{ala}}{F_{sr}} = 0.156 \quad \text{El rango de tensiones en el ala tiene que ser menor el rango de tensión de diseño}$$

$$\text{if} \left(\frac{\Delta F_{ala}}{F_{sr}} < 1, \text{“VERIFICAR FATIGA”}, \text{“NO VERIFICAR FATIGA”} \right) = \text{“VERIFICAR FATIGA”}$$

Reacciones transmitidas al pórtico típico de nave

Para este ejemplo se transmitirán casos de carga del puente grúa a un pórtico típico de nave ya calculado con fuerzas de viento y gravitacionales

Cargas a Transmitir

$$P_{max} = 95.8 \text{ kN} \quad \text{Carga máxima por rueda}$$

$$P_{min} = 39.2 \text{ kN} \quad \text{Cargas mínima por rueda}$$

$$q_s = 1.483 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{carga uniformemente distribuida en la viga}$$

$$P_{pg} = 33 \text{ kN} \quad \text{carga del puente grúa por rueda}$$

$$p_{ts} = 6.9 \text{ kN} \quad \text{Carga Transversal del puente}$$

$$P_{ls} = 6.75 \text{ kN} \quad \text{Carga Longitudinal del puente}$$

Carga Máxima por rueda sin el peso del puente grúa. esto porque el peso del puente grúa se considera cp, y el carro, polipastos y carga a levantar se consideran CV

$$P_{max_var} := P_{max} - P_{pg} = 62.8 \text{ kN}$$

Carga Mínima por rueda sin el peso del puente grúa. esto porque el peso del puente grúa se considera cp, y el carro, polipastos y carga a levantar se consideran CV

$$P_{min_var} := P_{min} - P_{pg} = 6.2 \text{ kN}$$

Para el caso >>>

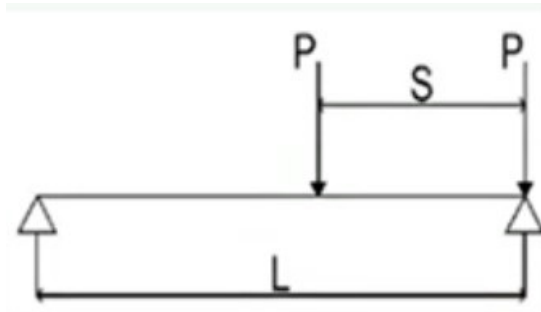


Figura 15. Caso de estudio líneas de fluencia

Fuente: González y Varela (2022)

$$R_{max_var} := P_{max_var} \cdot \left(2 - \frac{S}{L}\right) = 94.2 \text{ kN}$$

Reacción transmitida por la carga variable máxima en las dos ruedas del puente grúa

$$R_{min_var} := P_{min_var} \cdot \left(2 - \frac{S}{L}\right) = 9.3 \text{ kN}$$

Reacción transmitida por la carga variable mínima en las dos ruedas del puente grúa

$$R_{max_pp} := P_{pE} \cdot \left(2 - \frac{S}{L}\right) + \frac{q_s \cdot L}{2} = 53.949 \text{ kN}$$

Reacción transmitida por la carga permanente en las dos ruedas del puente grúa y la viga misma

$$R_{lat_var} := \frac{P_{ts}}{2} = 3.45 \text{ kN}$$

Reacción Lateral en cada lado del puente grúa

Casos de carga

Caso 1

$$R_a := 3.45 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 104.67 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_c := 10.33 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_c := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_d := 3.45 \text{ kN} \quad CV$$

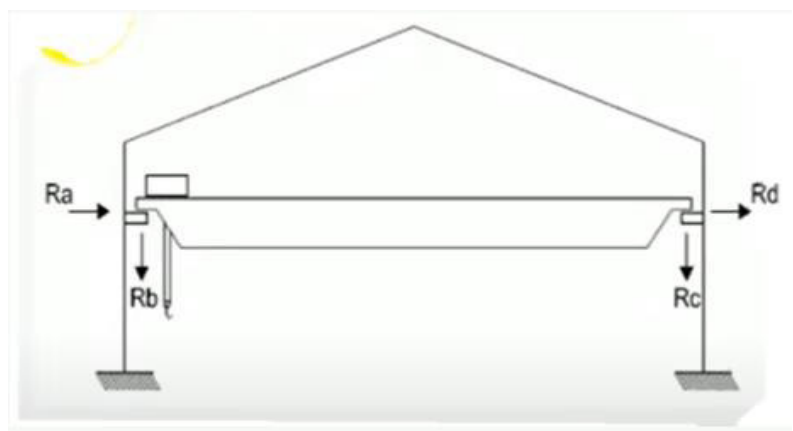


Figura 16. Caso 1

Fuente: González y Varela (2022)

Caso 2

$$R_a := -3.45 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 104.67 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_c := 10.33 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_c := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_d := -3.45 \text{ kN} \quad CV$$

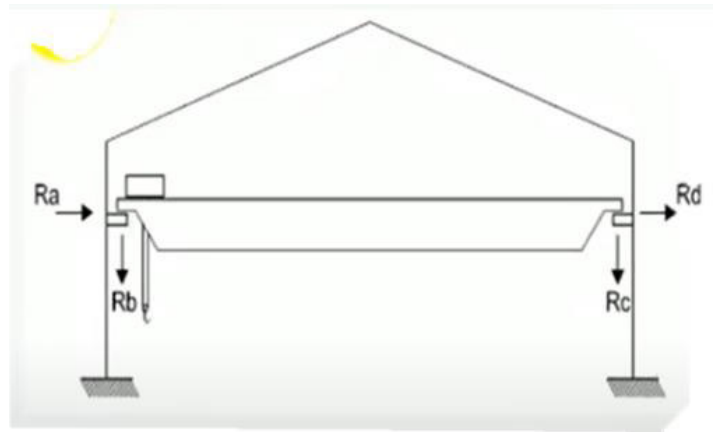


Figura 17. Caso 2

Fuente: González y Varela (2022)

Caso 4

$$R_a := -3.45 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 10.33 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_c := 104.67 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_c := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_d := -3.45 \text{ kN} \quad CV$$

Caso 3

$$R_a := 3.45 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 10.33 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_b := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_c := 104.67 \text{ kN} \quad CV$$

$$R_c := 59.45 \text{ kN} \quad CP$$

$$R_d := 3.45 \text{ kN} \quad CV$$

Puntos de aplicación de cargas

$$Capacidad := 10000 \text{ kgf}$$

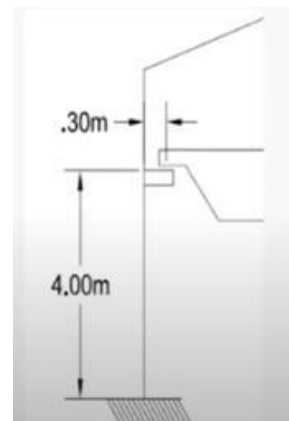
$$PesoM := 6200 \text{ kgf}$$

$$Carga := Capacidad + PesoM$$

$$z \text{ Vertical} := Carga + Carga \cdot 0.1 = 174754.503 \text{ N}$$

$$y \text{ Longitudinal} := Vertical \cdot 0.1 = 17475.45 \text{ N}$$

$$x \text{ Lateral} := Vertical \cdot 0.2 = 34950.901 \text{ N}$$



Diseño de Correas

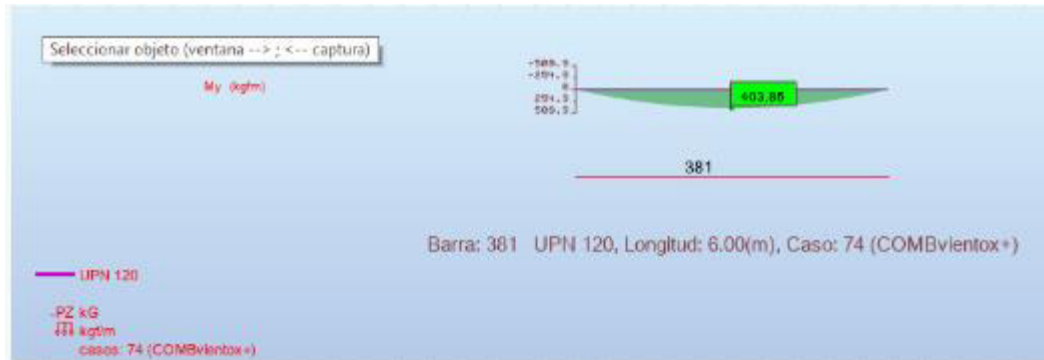


Figura 18. Autodesk robot momento máximo en correa más desfavorable

Fuente: González y Varela (2022)

Correa 381, UPN 120 (Información Hierrobeco)

$d := 12 \text{ cm}$	$r_x := 4.62 \text{ cm}$	$b_f := 5.5 \text{ cm}$	$r_y := 1.59 \text{ cm}$
$t_f := 0.9 \text{ cm}$	$A := 17 \text{ cm}^2$	$Z_x := 72.6 \text{ cm}^3$	$J := 4.15 \text{ cm}^4$
$t_w := 0.7 \text{ cm}$	$I_x := 364 \text{ cm}^4$	$S_x := 60.70 \text{ cm}^3$	$I_y := 43.1 \text{ cm}^4$

Acero A36

$$F_y := 25310504.87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad E := 20389017809.54 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Clasificación de la Sección Según su Esbeltez

A) Chequeo en las alas:

Esbeltez del ala de la viga

$$\lambda_{ala} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 3.056$$

Esbeltez máxima del ala de la viga

$$\lambda_{alamax} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

Verificación

$$\text{if}(\lambda_{\text{ala}} \leq \lambda_{\text{alamax}}, \text{"COMPACTA"}, \text{"NO COMPACTA"}) = \text{"COMPACTA"}$$

B) Chequeo en el alma:

Altura libre del alma

$$h := d - 2 \cdot t_f = 102 \text{ mm}$$

Esbeltez del alma de la viga

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h}{t_w} = 14.571$$

Esbeltez máxima del alma de la viga

$$\lambda_{\text{alamax}} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

Verificación

$$\text{if}(\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{alamax}}, \text{"COMPACTA"}, \text{"NO COMPACTA"}) = \text{"COMPACTA"}$$

Diseño Por Flexión

Longitud libre no arriostrada

$$L := 6 \text{ m}$$

Numero de soportes laterales en la viga

$$N_{\text{la}} := 0 \quad L_b := \frac{L}{N_{\text{la}} + 1} = 6 \text{ m}$$

Cálculo del coeficiente Cb **Cb := 1.14**

Calculo de longitudes Características

Distancia entre centroides del ala

$$h_o := d - t_f = 111 \text{ mm}$$

Constante de torsión de alabeo

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} = 1327.588 \text{ cm}^6$$

Longitud límite de comportamiento Plástico Lp

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.794 \text{ m} \quad r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x}} = 1.985 \text{ cm} \quad c := \frac{h_o}{2} \cdot \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{F_y}{E}\right)^2}} = 5.024 \text{ m}$$

Calculo del momento plástico y la tensión critica

Momento plástico Mp

$$M_p := Z_x \cdot F_y = 1837.543 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_x \cdot F_y = 1075.443 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Tensión critica debido al pandeo lateral torsional inelástico Fcr

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 1682.473 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Comportamiento y capacidad de carga de la viga a flexión en función de la longitud no arriostrada

CASO 1: Miembros con adecuado soporte lateral

$$L_b \leq L_r \quad M_{n1} := M_p = 1837.543 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

CASO 2: a) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_p < L_b \leq L_r$ PTL Inelástico

$$M_{n2} := \min \left(Cb \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 S_x \cdot F_y) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 1025.585 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

b) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_b > L_r$ PTL Elástico

$$M_{n3} := \min (S_x \cdot F_{cr}, M_p) = 1021.261 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

La resistencia a la flexión es la que domina el diseño

$$M_n := M_{n3} = 1021.261 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Factor de minoración por flexión

$$\phi := 0.9 \quad \phi \cdot M_n = 919.135 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Relación demanda capacidad

$$Mu := 403.85 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \frac{Mu}{\phi \cdot M_n} = 0.358$$

Verificación

$$\text{if} \left(\frac{Mu}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

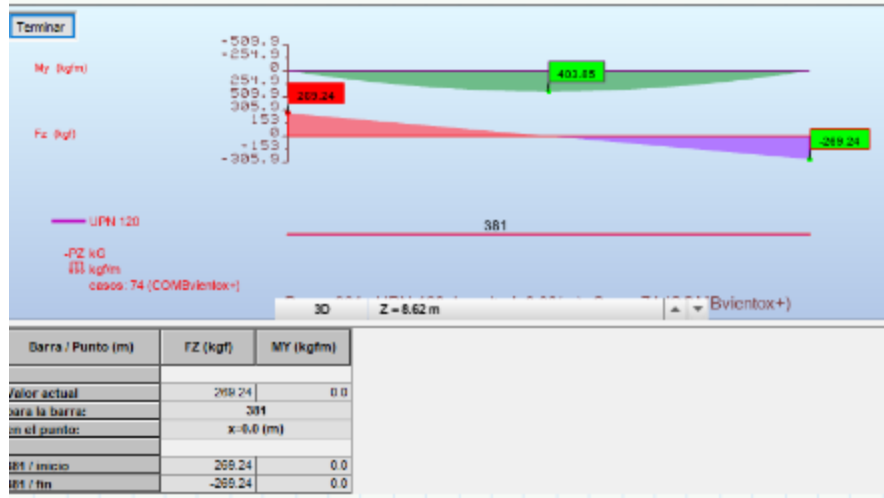


Figura 19. Autodesk Robot información De Viga

Fuente: González y Varela (2022)

Diseño Por Corte

$$k_v := 5 \quad \text{Factor K}$$

$$V_u := 269.24 \text{ kgf} \quad \text{Corte ultima máximo del análisis}$$

$$A_w := d \cdot t_w = 8.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Área dela alma de la viga}$$

$$h = 0.102 \text{ m} \quad \text{Altura del alma de la viga}$$

$$\text{Verificando la esbeltez en el alma} \quad \lambda_{alma} = 14.571$$

$$C_{v1} := \text{if} \left(\lambda_{alma} < 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, 1, 0 \right) = 1 \quad C_{v3} := \text{if} \left(\lambda_{alma} > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, 1.51 \cdot \frac{k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y}, 0 \right) = 0$$

$$C_{v2} := \text{if} \left(1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \lambda_{alma} < 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}, 0 \right) = 0 \quad C_v := \max(C_{v1}, C_{v2}, C_{v3}) = 1$$

La resistencia nominal al corte de la viga es:

$$\phi_d := 1 \quad V_t := 0.6 C_v \cdot A_w \cdot F_y = 12756.494 \text{ kgf} \quad \phi_d \cdot V_t = 12756.494 \text{ kgf}$$

Relación demanda capacidad:

$$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.021$$

Verificación

$$\text{if}\left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$$

Diseño Por Deformación o Flecha

$$W_u := 0.8974 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \Delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{W_u \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 2.04 \text{ cm} \quad \Delta_{\text{Limite}} := \frac{L}{240} = 2.5 \text{ cm}$$

Verificación

$$\text{Flecha} := \text{if}(\Delta \geq \Delta_{\text{Limite}}, \text{"No Cumple"}, \text{"Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de la Viga de Carga



Figura 20. Autodesk robot información de viga de carga

Fuente: González y Varela (2022)

Viga 62, IPE 360 (información Hierrobeco)

$d := 36 \text{ cm}$	$r_x := 14.95 \text{ cm}$	$b_f := 17 \text{ cm}$	$r_y := 3.79 \text{ cm}$
$t_f := 1.27 \text{ cm}$	$A := 72.73 \text{ cm}^2$	$Z_x := 1019.15 \text{ cm}^3$	$J := 37.32 \text{ cm}^4$
$t_w := 0.8 \text{ cm}$	$I_x := 16270 \text{ cm}^4$	$S_x := 903.65 \text{ cm}^3$	$I_y := 1040 \text{ cm}^4$

Acero A36

$$F_y := 25310504.87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad E := 20389017809.54 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Clasificación de la sección según su Esbeltez

A) Chequeo en las alas:

Esbeltez del ala de la viga

$$\lambda_{ala} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.693$$

Esbeltez máxima del ala de la viga

$$\lambda_{alamax} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

Verificación

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{alamax}, \text{"COMPACTA"}, \text{"NO COMPACTA"}) = \text{"COMPACTA"}$$

B) Chequeo en el alma:

Altura libre del alma

$$h := d - 2 \cdot t_f = 334.6 \text{ mm}$$

Esbeltez del alma de la viga

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 41.825$$

Esbeltez máxima del alma de la viga

$$\lambda_{alamax} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

Verificación

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alamax}, \text{"COMPACTA"}, \text{"NO COMPACTA"}) = \text{"COMPACTA"}$$

Diseño Por Flexión

Longitud libre no arriostrada:

$$L := 10.14 \text{ m}$$

Verificación de la barra n.º:		62	Unidades:	(kgf) (kgf*m)
Esfuerzos internos en la sección analizada				
Momentos flectores	Esfuerzos cortantes	Fuerza axial	Momento de torsión	
Mr _y =	V _{ry} =	Pr =	Tr =	
-15468.53	-5.27	5936.55	2.03	
Mr _z =	V _{rz} =			
-0.54	4831.85			
Momentos en las secciones características				
Momentos flectores en los extremos de la barra				
Mr _{1y} =	-15468.53	Mr _{2y} =	3850.84	
Mr _{1z} =	-0.54	Mr _{2z} =	-0.10	
Momentos en 1/4 de la longitud		Momentos en el medio de la		Momentos en 3/4 de la longitud
Mr _{1/4y} =	-5281.55	Mr _{ymid} =	1343.08	Mr _{3/4y} =
		Mr _{zmid} =	-0.19	

Figura 21. Autodesk Robot, cargas ultimas

Fuente: González y Varela (2022)

$$M_{max} := 15458.53 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_a := 5281.55 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$L_b := 10.14 \text{ m}$$

$$M_b := 1343.08 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_c := 4404.36 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Calculo del coeficiente C_b

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} = 2.644$$

Calculo de longitudes características

Distancia entre centroides del ala

$$h_o := d - t_f = 347.3 \text{ mm}$$

Constante de torsión de alabeo

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} = 313604.954 \text{ cm}^6$$

Longitud limite de Comportamiento plástico L_p

$$c := 1 \quad L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.893 \text{ m} \quad r_{tz} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x}} = 4.47 \text{ cm}$$

Longitud limite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tz} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{F_y}{E}\right)^2} = 6.137 \text{ m}$$

Calculo del momento plástico y la tensión crítica

$$\text{Momento plástico } M_p \quad M_p := Z_x \cdot F_y = 25795.201 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente correspondiente al limite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_x \cdot F_y = 16010.286 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional inelástico F_{cr}

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} = 2484.803 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Comportamiento y capacidad de carga de la viga a flexión en función de la longitud no arriostrada

CASO 1: Miembros con adecuado soporte lateral $L_b \leq L_r$ PTL Inelástico

$$M_{n1} := M_p = 25795.201 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

CASO 2: a) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 S_x \cdot F_y) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 17929.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

b) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_b > L_r$ PTL Elástico

$$M_{n3} := \min (S_x \cdot F_{cr}, M_p) = 22453.919 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

La resistencia a la flexión es la que domina el diseño

$$M_n := M_{n3} = 22453.919 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Factor de minoración por flexión

$$\phi := 0.9 \quad \phi \cdot M_n = 20208.527 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Relación demanda capacidad

$$Mu := M_{max} \quad \frac{Mu}{\phi \cdot M_n} = 0.765$$

Verificación

$$\text{if} \left(\frac{Mu}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Diseño Por Corte

$$k_v := 5$$

Factor K

$$V_u := 4831.85 \text{ kgf}$$

Corte ultima máximo del análisis

$$A_w := d \cdot t_w = 28.8 \text{ cm}^2$$

Área dela alma de la viga

$$h = 0.335 \text{ m}$$

Altura del alma de la viga

Verificando la esbeltez en el alma

$$\lambda_{\text{alma}} = 41.825$$

$$C_{v1} := \text{if} \left(\lambda_{\text{alma}} < 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, 1, 0 \right) = 1 \quad C_{v3} := \text{if} \left(\lambda_{\text{alma}} > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, 1.51 \cdot \frac{k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot F_y}, 0 \right) = 0$$

$$C_{v2} := \text{if} \left(1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} < \lambda_{\text{alma}} < 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}, 0 \right) = 0 \quad C_v := \max(C_{v1}, C_{v2}, C_{v3}) = 1$$

La resistencia nominal al corte de la viga es:

$$\phi_d := 1 \quad V_t := 0.6 C_v \cdot A_w \cdot F_y = 43736.552 \text{ kgf} \quad \phi_d \cdot V_t = 43736.552 \text{ kgf}$$

Relación demanda capacidad:

$$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.11 \quad \text{if} \left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} \leq 1, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

COLUMNA 33, HEB 340 (información Hierrobeco)

Características de la Sección

$d := 340 \text{ mm}$	$r_x := 14.60 \text{ cm}$	$b_f := 30 \text{ cm}$	$r_y := 7.53 \text{ cm}$
$t_f := 21.5 \text{ mm}$	$A := 171 \text{ cm}^2$	$Z_x := 2408 \text{ cm}^3$	$J := 2700000 \text{ mm}^4$
$t_w := 12 \text{ mm}$	$I_x := 36660 \text{ cm}^4$	$S_x := 2160 \text{ cm}^3$	$I_y := 9690 \text{ cm}^4$
$L := 8 \text{ m}$			

Acero A36

$$F_y := 25310504.87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad E := 20389017809.54 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Clasificación de la sección según su Esbeltez

A) Chequeo en las alas:

Esbeltez del ala de la viga

$$\lambda_{ala} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.977$$

Esbeltez máxima del ala de la viga

$$\lambda_{alamax} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

Verificación

$$\mathbf{if} (\lambda_{ala} \leq \lambda_{alamax}, \text{“COMPACTA”}, \text{“NO COMPACTA”}) = \text{“COMPACTA”}$$

B) Chequeo en el alma:

Altura libre del alma

$$h := d - 2 \cdot t_f = 297 \text{ mm}$$

Esbeltez del alma de la columna

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 24.75$$

Esbeltez máxima del alma de la columna

$$\lambda_{almamax} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

Verificación

$$\mathbf{if} (\lambda_{alma} \leq \lambda_{almamax}, \text{“COMPACTA”}, \text{“NO COMPACTA”}) = \text{“COMPACTA”}$$

Diseño por Flexo-Compresión

Datos de la viga IPE 360

$$dbv := 360 \text{ mm}$$

$$I_{xv} := 16270 \text{ cm}^4$$

$$H := L - dbv = 7.64 \text{ m}$$

$$N_{ia} := 0$$

$$L_b := \frac{H}{N_{ia} + 1} = 7.64 \text{ m}$$

Momentos en el perfil

$$M_{max} := 31957.21 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_a := 8147.74 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_b := 4294.63 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_c := 13831.29 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Calculo del coeficiente Cb

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} = 2.451$$

Calculo de longitudes características

Distancia entre centroides del ala

$$h_o := d - t_f = 318.5 \text{ mm}$$

Constante de torsión de alabeo:

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} = 2457438.506 \text{ cm}^6$$

Longitud límite de comportamiento Plástico Lp: $c := 1$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.761 \text{ m} \quad r_{tz} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x}} = 8.452 \text{ cm}$$

Longitud limite del comportamiento lateral torsional inelástico:

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tz} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{F_y}{E}\right)^2}} = 17.439 \text{ m}$$

Calculo del momento plástico y la tensión crítica

Momento plástico M_p

$$M_p := Z_x \cdot F_y = 60947.696 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente correspondiente al limite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_x \cdot F_y = 38269.483 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional inelástico F_{cr}

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 11293.533 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Comportamiento y capacidad de carga de la columna a flexión en función de la longitud no arriostrada

CASO 1: Miembros con adecuado soporte lateral $L_b \leq L_r$

$$M_{n1} := M_p = 60947.696 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{PTL Inelástico}$$

CASO 2: a) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 S_x \cdot F_y) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 60947.696 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

b) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_b > L_r$ PTL Elástico

$$M_{n3} := \min (S_x \cdot F_{cr}, M_p) = 60947.696 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

La resistencia a la flexión es la que domina el diseño

$$M_n := M_{n3} = 60947.696 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Factor de minoración por flexión $\phi := 0.9$

$$\phi \cdot M_n = 54852.926 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Relación demanda capacidad:

$$Mu := Mmax \quad \frac{Mu}{\phi \cdot M_n} = 0.583$$

Verificación

$$\text{if} \left(\frac{Mu}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Resistencia por compresión de la columna

Definición de factor de la longitud efectiva

a) Análisis en dirección X (Pórtico NO desplazable)

$$K_y := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva en Y}$$

b) Análisis en dirección Y (Pórtico Desplazable)

$$G_B := 1 \quad G_A := \frac{2 E \cdot I_x}{\frac{H}{E \cdot I_{xv}} \cdot L} = 4.719$$

Módulo de rigidez en la base de la columna

$$K_x := \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 (G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}}$$

$$K_x = 1.694 \quad \text{Factor de longitud efectiva en X}$$

Módulo de rigidez en la base de la columna

Resistencia a la compresión

$L_{xc} := Lb$ Longitud libre de la columna en X

$L_{yc} := Lb$ Longitud libre de la columna en Y

$K_x \cdot \frac{L_{xc}}{rx} = 88.636$ Esbeltez de la columna en X

$K_y \cdot \frac{L_{yc}}{ry} = 101.461$ Esbeltez de la columna en Y

$E_{max} := \max\left(K_x \cdot \frac{L_{xc}}{rx}, K_y \cdot \frac{L_{yc}}{ry}\right) = 101.461$ Esbeltez de la columna

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un **pandeo inelástico o elástico** es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 133.681$$

Verificación

if ($E_{max} \leq E_{limite}$, "Pandeo Inelastico", "Pandeo Elastico") = "Pandeo Inelastico"

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la **tensión de pandeo elástico**, de la siguiente forma:

$$F_c := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2} = 19547862.965 \frac{kgf}{m^2} \quad \frac{Fy}{F_c} = 1.295$$

Verificación

if ($\frac{Fy}{F_c} \leq 2.25$, "Pandeo Inelastico", "Pandeo Elastico") = "Pandeo Inelastico"

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.138$$

Verificación

if($\lambda_c \leq 1.5$, "Pandeo Inelastico", "Pandeo Elastico") = "Pandeo Inelastico"

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_y\right) = 14721102.222 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Resistencia a la Compresión

$$P_n := A \cdot F_{cr} = 251.731 \text{ tonnef}$$

Resistencia Nominal Minorada a la Compresión

$$\phi := 0.90 \quad \phi \cdot P_n = 226.558 \text{ tonnef} \quad \phi \cdot P_n = 226557.763 \text{ kgf}$$

Relación Demanda/capacidad a Flexo-compresión de la columna

$$P_u := 35330.6 \text{ kgf} \quad \phi \cdot P_n = 226.558 \text{ tonnef}$$

$$M_u := M_{max} = 31.957 \text{ m} \cdot \text{tonnef} \quad \phi \cdot M_n = 54.853 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

Se plantea la revisión ante la fuerza axial y los momentos

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} < 0.20$$

$$I := \frac{P_n}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20$$

$$I := \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{8 \cdot M_u}{9 \cdot \phi \cdot M_n}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = 0.156$$

Verificación

$$I := \text{if} \left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.20, \left(\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right), \left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8 \cdot M_u}{9 \cdot \phi \cdot M_n} \right) \right) = 0.661$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"OK"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"OK"}$$

Diseño de Columnas

COLUMNA 33, HEB 340 (información Hierrobeco)

Características de la Sección

$d := 360 \text{ mm}$	$r_x := 15.50 \text{ cm}$	$b_f := 30 \text{ cm}$	$r_y := 74.9 \text{ mm}$
$t_f := 22.5 \text{ mm}$	$A := 181 \text{ cm}^2$	$Z_x := 2683 \text{ cm}^3$	$J := 3100000 \text{ mm}^4$
$t_w := 12.5 \text{ mm}$	$I_x := 43190 \text{ cm}^4$	$S_x := 2400 \text{ cm}^3$	$I_y := 10140 \text{ cm}^4$
$L := 8 \text{ m}$			

Acero A36

$$F_y := 25310504.87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad E := 20389017809.54 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Clasificación de la sección según su Esbeltez

A) Chequeo en las alas:

Esbeltez del ala de la viga

$$\lambda_{ala} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.667$$

Esbeltez máxima del ala de la viga

$$\lambda_{alamax} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

Verificación

$$\text{if}(\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{almamax}}, \text{"COMPACTA"}, \text{"NO COMPACTA"}) = \text{"COMPACTA"}$$

B) Chequeo en el alma:

Altura libre del alma

$$h := d - 2 \cdot t_f = 315 \text{ mm}$$

Esbeltez del alma de la columna

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h}{t_w} = 25.2$$

Esbeltez máxima del alma de la columna

$$\lambda_{\text{almamax}} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

Verificación

$$\text{if}(\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{almamax}}, \text{"COMPACTA"}, \text{"NO COMPACTA"}) = \text{"COMPACTA"}$$

Diseño por Flexo-Compresión

Datos de la viga IPE 360

$$dbv := 360 \text{ mm}$$

$$I_{xv} := 16270 \text{ cm}^4$$

$$H := L - dbv = 7.64 \text{ m}$$

$$N_{ia} := 0$$

$$Lb := \frac{H}{N_{ia} + 1} = 7.64 \text{ m}$$

Momentos en el perfil

$$M_{\text{max}} := 24062.35 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_a := 11243.48 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_b := 1575.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_c := 14394.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Calculo del coeficiente Cb

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} = 2.098$$

Calculo de longitudes características

Distancia entre centroides del ala

$$h_o := d - t_f = 337.5 \text{ mm}$$

Constante de torsión de alabeo:

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} = 2887523.438 \text{ cm}^6$$

Longitud limite de comportamiento Plástico Lp: $c := 1$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.741 \text{ m} \quad r_{tz} := \sqrt{\frac{I_y \cdot h_o}{2 \cdot S_x}} = 8.444 \text{ cm}$$

Longitud limite del comportamiento lateral torsional inelástico:

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tz} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{F_y}{E}\right)^2}} = 17.233 \text{ m}$$

Calculo del momento plástico y la tensión crítica

Momento plástico Mp

$$M_p := Z_x \cdot F_y = 67908.085 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente correspondiente al limite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_x \cdot F_y = 42521.648 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional inelástico Fcr

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} = 9569.612 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Comportamiento y capacidad de carga de la columna a flexión en función de la longitud no arriostrada

CASO 1: Miembros con adecuado soporte lateral $L_b \leq L_r$

$$M_{n1} := M_p = 67908.085 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad \text{PTL Inelástico}$$

CASO 2: a) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 S_x \cdot F_y) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 67908.085 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

b) Miembros con inadecuado soporte lateral $L_b > L_r$ PTL Elástico

$$M_{n3} := \min (S_x \cdot F_{cr}, M_p) = 67908.085 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

La resistencia a la flexión es la que domina el diseño

$$M_n := M_{n3} = 67908.085 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Factor de minoración por flexión $\phi := 0.9$

$$\phi \cdot M_n = 61117.276 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Relación demanda capacidad:

$$Mu := M_{max} \quad \frac{Mu}{\phi \cdot M_n} = 0.394$$

Verificación

$$\text{if} \left(\frac{Mu}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

Resistencia por compresión de la columna

Definición de factor de la longitud efectiva

a) Análisis en dirección X (Pórtico NO desplazable)

$$K_y := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva en Y}$$

b) Análisis en dirección Y (Pórtico Desplazable)

$$G_B := 1$$

$$G_A := \frac{2 E \cdot I_x}{\frac{H}{\frac{E \cdot I_{yv}}{L}}} = 5.559$$

Módulo de rigidez en la base de la columna

$$K_x := \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 (G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}}$$

$$K_x = 1.741 \quad \text{Factor de longitud efectiva en X}$$

Módulo de rigidez en la base de la columna

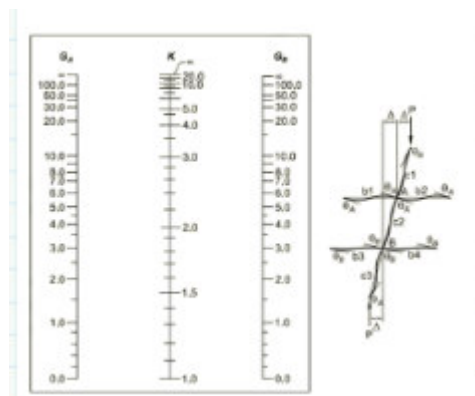


Figura 22. Módulo de rigidez de la columna

Fuente: González y Varela (2022)

Resistencia a la compresión

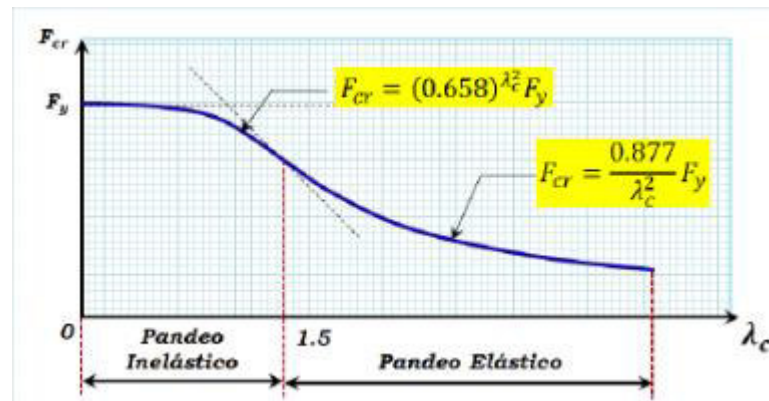


Figura 23. Resistencia a la compresión

Fuente: González y Varela (2022)

$$L_{xc} := Lb \quad \text{Longitud libre de la columna en X}$$

$$L_{yc} := Lb \quad \text{Longitud libre de la columna en Y}$$

$$K_x \cdot \frac{L_{xc}}{rx} = 85.832 \quad \text{Esbeltez de la columna en X}$$

$$K_y \cdot \frac{L_{yc}}{ry} = 102.003 \quad \text{Esbeltez de la columna en Y}$$

$$E_{max} := \max\left(K_x \cdot \frac{L_{xc}}{rx}, K_y \cdot \frac{L_{yc}}{ry}\right) = 102.003 \quad \text{Esbeltez de la columna}$$

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un **pandeo inelástico o elástico** es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.681$$

Verificación

$$\text{if}(E_{max} \leq E_{limite}, \text{"Pandeo Inelastico"}, \text{"Pandeo Elastico"}) = \text{"Pandeo Inelastico"}$$

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la siguiente forma:

$$F_c := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2} = 19340734.752 \frac{kgf}{m^2} \qquad \frac{F_y}{F_c} = 1.309$$

Verificación

$$\mathbf{if} \left(\frac{F_y}{F_c} \leq 2.25, \text{“Pandeo Inelastico”}, \text{“Pandeo Elastico”} \right) = \text{“Pandeo Inelastico”}$$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.144$$

Verificación

$$\mathbf{if} (\lambda_c \leq 1.5, \text{“Pandeo Inelastico”}, \text{“Pandeo Elastico”}) = \text{“Pandeo Inelastico”}$$

$$F_{cr} := \mathbf{if} \left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_y \right) = 14635910.741 \frac{kgf}{m^2}$$

Resistencia a la Compresión

$$P_n := A \cdot F_{cr} = 264.91 \text{ tonnef}$$

Resistencia Nominal Minorada a la Compresión

$$\phi := 0.90 \qquad \phi \cdot P_n = 238.419 \text{ tonnef} \qquad \phi \cdot P_n = 238418.986 \text{ kgf}$$

Relación Demanda/capacidad a Flexo-compresión de la columna

$$P_u := 68777.46 \text{ kgf} \qquad \phi \cdot P_n = 238.419 \text{ tonnef}$$

$$M_u := M_{max} = 24.062 \text{ m} \cdot \text{tonnef} \qquad \phi \cdot M_n = 61.117 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

Se plantea la revisión ante la fuerza axial y los momentos

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} < 0.20$$

$$I := \frac{P_n}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} > 0.20$$

$$I := \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{8 \cdot M_u}{9 \cdot \phi \cdot M_n}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = 0.288$$

Verificación

$$I := \text{if} \left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.20, \left(\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right), \left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8 \cdot M_u}{9 \cdot \phi \cdot M_n} \right) \right) = 0.638$$

$$\text{if}(I \leq 1, \text{"OK"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"OK"}$$

Diseño de Placa base Columnas Internas

Datos del Perfil HEB 360

$$d := 360 \text{ mm} \quad b_f := 300 \text{ mm} \quad f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

1) Debemos obtener o calcular las cargas axiales y momentos a la que estará sometida la columna.

Datos Obtenidos de Autodesk Robot Structural

$$P_U := 70817.16 \text{ kgf} \quad M_U := 26382.20 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

2) Tamaño de la placa base.

$$N_p := d + (2) \cdot 3 \text{ in} = 512.4 \text{ mm}$$

$$B_p := b_f + (2) \cdot 3 \text{ in} = 452.4 \text{ mm}$$

Valores Asumidos

$$N := 600 \text{ mm} \quad B := 500 \text{ mm}$$

3) Determinación de "e" y "e critica" para comprobar la desigualdad en entre estos para ver si hay solución.

Se debe asumir en que el área de la placa va a ser igual al área que va a estar en contacto con esta.

$$A_1 := 1 \quad A_2 := 1 \quad \Phi := 0.65$$

$$f_{pmax} := \Phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.965 \text{ ksi} \quad \text{Tensión de soporte}$$

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 38.673 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad \text{Esfuerzo del hormigón como soporte}$$

Calculo de Excentricidad

$$e := \frac{M_U}{P_U} = 37.254 \text{ cm}$$

Calculo de Excentricidad Critica

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_U}{2 \cdot q_{max}} = 24.873 \text{ cm}$$

Verificación

$$\text{if}(e > e_{crit}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Suponer que del borde de la placa al borde de la barra de anclaje es de 50mm.
Se va a verificar la desigualdad para verificar si cumple la condición.

$$f := \frac{N}{2} - 50 \text{ mm} = 25 \text{ cm} \quad B_1 := \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}} = 1276.713 \text{ cm}^2$$

$$A_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 3025 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_1 \geq B_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

4) la longitud portante "Y" y la tensión de la barra de anclaje.

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 96.813 \text{ cm}$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 13.187 \text{ cm}$$

Se escoge el menor de los dos resultados.

$$Y := \min(Y_1, Y_2) = 13.187 \text{ cm}$$

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_U = 20258.846 \text{ kgf}$$

5) Determine el espesor mínimo de la placa.

Interfaz portante.

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 12.9 \text{ cm}$$

Porque $Y \geq m$

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}} = 1.382 \text{ in}$$

Interfaz de tensión.

$$x := \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5 \text{ in} = 3.224 \text{ in}$$

$$t_{p_req1} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{F_y \cdot B}} = 0.738 \text{ in}$$

Verificar el grosor utilizando el valor de n

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2} = 5.118 \text{ in}$$

Calculo definitivo del espesor de la placa

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}} = 35.363 \text{ mm} \quad t_p := 2 \text{ in} \quad \text{Se redondea el espesor a un valor cerrado y comercial}$$

6) Determine el tamaño y la profundidad de la barra de anclaje por LRFD

$$T_u = 20258.846 \text{ kgf} \quad \text{Tensión de la barra de anclaje}$$

Aquí se plantea el uso del número de barras que trabajaran la AISC propone un mínimo de 2 barras por lado o cara de columna estructural.

$$n_{barra} := 3 \quad \text{Valor de ingreso}$$

$$F_{barra1} := \frac{T_u}{n_{barra}} = 14.888 \text{ kip} \quad \text{Esta es la fuerza que tendrá cada barra trabajando a tensión.}$$

Se escoge un valor esfuerzo a tensión mayor del que se ha calculado, con la finalidad de que pueda soportar la tensión calculada.

Barra de anclaje (solo barra) Fuerza disponible

$$d_{barra} := 1 \text{ in} \quad \text{Diámetro barra}$$

$$F_{barra} := 40 \text{ tonnef} \quad \text{Fuerza de barra}$$

Para completar el diseño se debe determinar la longitud de empotramiento de las barras de anclaje, se empezara probando con 800mm.

$$h_{ef} := 800 \text{ mm} \quad L := 140 \text{ mm}$$

Calculo del área de ruptura del grupo de barras de anclajes

$$L_2 := 2 \cdot L = 280 \text{ mm}$$

$$L_1 := 500 \text{ mm}$$

El área rayada de color azul es la equivalencia del área del cono de ruptura.

Calculo del área de ruptura de un solo anclaje

$$A_N := (3 \cdot h_{ef} + L_2) \cdot (3 \cdot h_{ef} + L_1) = 7.772 \text{ m}^2$$

$$A_{N0} := (3 \cdot h_{ef}) \cdot (3 \cdot h_{ef}) = 5.76 \text{ m}^2$$

Calculo de la resistencia al desprendimiento del hormigón

$$\Psi_3 := 1.25 \qquad f_{c1} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad A_{N1} := A_{N0} \cdot 2 = 11.52 \text{ m}^2$$

$$\Phi := 0.7 \qquad h_{ef1} := 800 \text{ mm} \qquad A_{N01} := A_{N0} = 5.76 \text{ m}^2$$

$$\phi N_{cbg1} := \Phi \cdot \Psi_3 \cdot 16 \cdot \left(\sqrt{f_{c1}} \cdot \left(1 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} \cdot \text{in} \right) \right) \cdot h_{ef1}^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^3} \cdot \left(\frac{A_{N1}}{A_{N01}} \right) = 237.897 \text{ tonnef}$$

$$(\phi N_{cbg1}) = 237.897 \text{ tonnef} \qquad F_{barra} = 40 \text{ tonnef}$$

Verificación

$$\text{if}(\phi N_{cbg1} > F_{barra}, \text{“Cumple”}, \text{“Rediseñar”}) = \text{“Cumple”}$$

Distancia al corte desde la placa hasta las barras de anclaje

Resistencia al corte de la barra de anclaje es:

Resistencia al corte de la barra

$$d_{barra} = 1 \text{ in}$$

$$F_u := 58 \text{ ksi}$$

$$\phi := 0.75$$

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_{barra}^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$\Phi R_n := \phi \cdot 0.4 \cdot F_u \cdot A_b = 13.666 \text{ kip}$$

Para "n" Numero de barras total del sistema seria igual a: $n := 6$

Capacidad total de resistencia al corte en las barras de anclaje $\Phi R_{nT} := \Phi R_n \cdot n = 81.996 \text{ kip}$

$$c_1 := 60 \text{ mm}$$

Valor de entrada, distancia del centro de la barra de anclaje al borde del hormigón.

$$s := 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm}$$

$$m := 140 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

Separación de las barras de anclaje en una línea de grupo.

$$n := 100 \text{ mm} \quad \frac{n}{m} = 0.714$$

$$\Psi_\delta := 0.7 + \frac{0.3 \cdot n}{1.5 \cdot m} = 0.843 \quad (\text{no limitado por la invasión lateral})$$

$$A_{v0} := 4.5 \cdot c_1^2 = 162 \text{ cm}^2$$

$$A_v := 4.5 \cdot c_1^2 + s \cdot (1.5 \cdot c_1) = 612 \text{ cm}^2$$

$$f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_0 := 1 \text{ in} \quad \Phi V_{cbgl} := 10.4 \cdot \frac{A_v}{A_{v0}} \cdot \Psi_\delta \cdot \sqrt{d_0} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^{\frac{1}{2}}} \sqrt{f_c} \cdot 1 \text{ lbf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{in} \cdot c_1^{1.5} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^{1.5}} = 7169.203 \text{ lbf}$$

$$(\Phi V_{cbgl}) = 7.169 \text{ kip}$$

Verificación

$$\text{if}(\Phi R_{nT} > \Phi V_{cbgl}, \text{"Cumple"}, \text{"Rediseñe"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Placa base Columnas Internas

Datos del Perfil HEB 360

$$d := 340 \text{ mm} \quad b_f := 300 \text{ mm} \quad f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad F_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

1) Debemos obtener o calcular las cargas axiales y momentos a la que estará sometida la columna.

Datos Obtenidos de Autodesk Robot Structural

$$P_U := 36535.19 \text{ kgf}$$

$$M_U := 31809.39 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

2) Tamaño de de la placa base.

$$N_p := d + (2) \cdot 3 \text{ in} = 492.4 \text{ mm}$$

$$B_p := b_f + (2) \cdot 3 \text{ in} = 452.4 \text{ mm}$$

Valores Asumidos

$$N := 600 \text{ mm} \quad B := 500 \text{ mm}$$

3) Determinacion de "e" y "e critica" para comprobar la desigualdad en entre estos para ver si hay solución.

Se debe asumir en que el área de la placa va a ser igual al área que va a estar en contacto con esta.

$$A_1 := 1 \quad A_2 := 1 \quad \Phi := 0.65$$

$$f_{pmax} := \Phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.965 \text{ ksi} \quad \text{Tensión de soporte}$$

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 38.673 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad \text{Esfuerzo del hormigón como soporte}$$

Calculo de Excentricidad $e := \frac{M_U}{P_U} = 12.189 \text{ cm}$

Calculo de Excentricidad Critica

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_U}{2 \cdot q_{max}} = 27.355 \text{ cm}$$

Verificación

$$\text{if}(e > e_{crit}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"No cumple"}$$

Suponer que del borde de la placa al borde de la barra de anclaje es de 50mm.

Se va a verificar la desigualdad para verificar si cumple la condición.

$$f := \frac{N}{2} - 50 \text{ mm} = 25 \text{ cm} \quad B_1 := \frac{2 \cdot P_U \cdot (e+f)}{q_{max}} = 393.473 \text{ cm}^2$$

$$A_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 3025 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_1 \geq B_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

4) la longitud portante "Y" y la tensión de la barra de anclaje.

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e+f)}{q_{max}}} = 106.298 \text{ cm}$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e+f)}{q_{max}}} = 3.702 \text{ cm}$$

Se escoge el menor de los dos resultados.

$$Y := \min(Y_1, Y_2) = 3.702 \text{ cm}$$

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_U = -10971.098 \text{ kgf}$$

5) Determine el espesor mínimo de la placa.
Interfaz portante.

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 13.85 \text{ cm}$$

Porque $Y > m$

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}} = 1.483 \text{ in}$$

Interfaz de tensión.

$$x := \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5 \text{ in} = 3.618 \text{ in}$$

$$t_{p_req1} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{F_y \cdot B}} = 0.576 \text{ in}$$

Verificar el grosor utilizando el valor de n

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2} = 5.118 \text{ in}$$

Calculo definitivo del espesor de la placa

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}} = 35.363 \text{ mm} \quad t_p := 2 \text{ in} \quad \text{Se redondea el espesor a un valor cerrado y comercial}$$

6) Determine el tamaño y la profundidad de la barra de anclaje por LRFD

$$T_u = -10971.098 \text{ kgf} \quad \text{Tensión de la barra de anclaje}$$

Aquí se plantea el uso del número de barras que trabajaran la AISC propone un mínimo de 2 barras por lado o cara de columna estructural.

$$n_{barra} := 3$$

Valor de ingreso

$$F_{barra} := \frac{T_u}{n_{barra}} = -8.062 \text{ kip}$$

Esta es la fuerza que tendrá cada barra trabajando a tensión.

Se escoge un valor esfuerzo a tensión mayor del que se ha calculado, con la finalidad de que pueda soportar la tensión calculada.

Barra de anclaje (solo barra) Fuerza disponible

$$d_{barra} := 1 \text{ in}$$

Diámetro barra

$$F_{barra} := 40 \text{ tonnef}$$

Fuerza de barra

Para completar el diseño se debe determinar la longitud de empotramiento de las barras de anclaje, se empezara probando con 800mm.

$$h_{ef} := 700 \text{ mm}$$

$$L := 140 \text{ mm}$$

Calculo del área de ruptura del grupo de barras de anclajes

$$L_2 := 2 \cdot L = 280 \text{ mm}$$

$$L_1 := 500 \text{ mm}$$

El área rayada de color azul es la equivalencia del área del cono de ruptura.

Calculo del área de ruptura de un solo anclaje

$$A_N := (3 \cdot h_{ef} + L_2) \cdot (3 \cdot h_{ef} + L_1) = 6.188 \text{ m}^2$$

$$A_{N0} := (3 \cdot h_{ef}) \cdot (3 \cdot h_{ef}) = 4.41 \text{ m}^2$$

Calculo de la resistencia al desprendimiento del hormigón

$$\Psi_3 := 1.25 \qquad f_{c1} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad A_{N1} := A_{N0} \cdot 2 = 8.82 \text{ m}^2$$

$$\Phi := 0.7 \qquad h_{ef1} := 800 \text{ mm} \qquad A_{N01} := A_{N0} = 4.41 \text{ m}^2$$

$$\phi N_{cbg1} := \Phi \cdot \Psi_3 \cdot 16 \cdot \left(\sqrt{f_{c1}} \cdot \left(1 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} \cdot \text{in} \right) \right) \cdot h_{ef1}^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^3} \cdot \left(\frac{A_{N1}}{A_{N01}} \right) = 237.897 \text{ tonnef}$$

$$(\phi N_{cbg1}) = 237.897 \text{ tonnef} \qquad F_{barra} = 40 \text{ tonnef}$$

Verificación

$$\text{if}(\phi N_{cbg1} > F_{barra}, \text{"Cumple"}, \text{"Rediseñar"}) = \text{"Cumple"}$$

Distancia al corte desde la placa hasta las barras de anclaje

Resistencia al corte de la barra de anclaje es:

Resistencia al corte de la barra

$$d_{barra} = 1 \text{ in} \qquad A_b := \frac{\pi \cdot d_{barra}^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$F_u := 58 \text{ ksi}$$

$$\phi := 0.75 \qquad \Phi R_n := \phi \cdot 0.4 \cdot F_u \cdot A_b = 13.666 \text{ kip}$$

Para "n" Numero de barras total del sistema seria igual a: $n := 6$

Capacidad total de resistencia al corte en las barras de anclaje $\Phi R_{nT} := \Phi R_n \cdot n = 81.996 \text{ kip}$

$$c_1 := 60 \text{ mm}$$

Valor de entrada, distancia del centro de la barra de anclaje al borde del hormigón.

$$s := 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm}$$

$$m := 140 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

Separación de las barras de anclaje en una línea de grupo.

$$n := 100 \text{ mm} \quad \frac{n}{m} = 0.714$$

$$\Psi_\phi := 0.7 + \frac{0.3 \cdot n}{1.5 \cdot m} = 0.843 \quad (\text{no limitado por la invasión lateral})$$

$$A_{v0} := 4.5 \cdot c_1^2 = 162 \text{ cm}^2 \quad A_v := 4.5 \cdot c_1^2 + s \cdot (1.5 \cdot c_1) = 612 \text{ cm}^2 \quad f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_0 := 1 \text{ in} \quad \Phi V_{cbgl} := 10.4 \cdot \frac{A_v}{A_{v0}} \cdot \Psi_\phi \cdot \sqrt{d_0} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^{\frac{1}{2}}} \sqrt{f_c} \cdot 1 \text{ lbf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{in} \cdot c_1^{1.5} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^{1.5}} = 7169.203 \text{ lbf}$$

$$(\Phi V_{cbgl}) = 7.169 \text{ kip}$$

Verificación

$$\text{if}(\Phi R_{nT} > \Phi V_{cbgl}, \text{"Cumple"}, \text{"Rediseñe"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Zapata Aislada de Columna Lateral .

$$P := 36.5 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial.

$$M_y := 2851.74 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momentos flectores.

$$M_x := 31809.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$q_a := 1.54 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible de suelo.

$$f_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto.

$$f_y := 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del acero.

$$b_y := 700 \text{ mm} \quad b_x := 600 \text{ mm}$$

$$H := 210 \cdot \text{cm}$$

Profundidad de la Zapata.

$$v := \text{if}(H \leq 150 \text{ cm}, 1.15, \text{if}(150 \text{ cm} \leq H \leq 300 \text{ cm}, 1.2, 1.3)) = 1.2$$

$$P_u := v \cdot P = 43.8 \text{ tonnef}$$

$$A_{reques} := \frac{P_u}{q_a} = 2.844 \text{ m}^2$$

1) Cálculo de excentricidades y área requerida:

$$e_y := \frac{M_y}{P_u} = 0.912 \text{ cm}$$

$$e_x := \frac{M_x}{P_u} = 10.167 \text{ cm}$$

$$L := \sqrt[2]{A_{reques}} = 168.646 \text{ cm}$$

$$thresh := 10 \text{ cm}$$

$$B_y := \text{Round}(L, thresh) = 170 \text{ cm}$$

$$B_y := 2.5 \text{ m}$$

$$B_x := B_y$$

$$\text{if} \left(q_a \geq \frac{P_u}{B_x \cdot B_y}, \text{"NO cumple"}, \text{"OK Cumple"} \right) = \text{"OK Cumple"}$$

2-) Cálculo de esfuerzos de suelo: $v = 1.2$

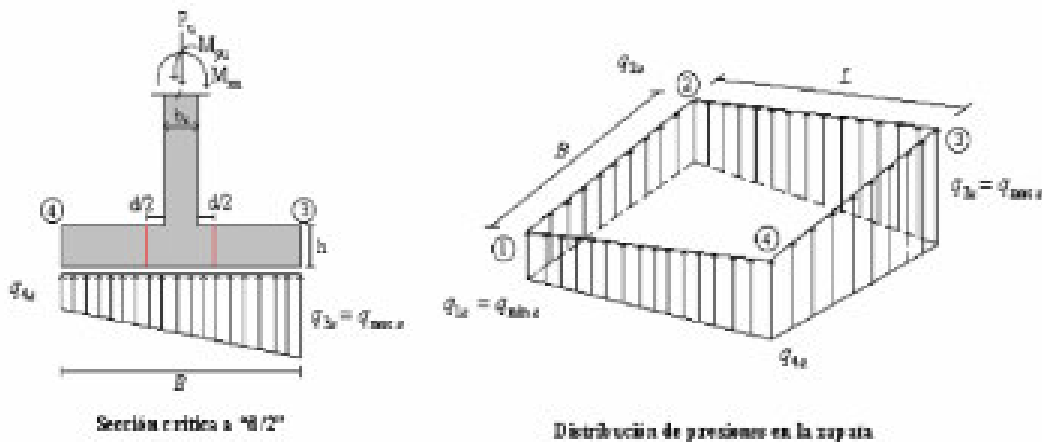


Figura 24. Diagrama de Cimentación

Fuente: González y Varela (2022)

$$q_1 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B_x} - \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = -3.153 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_1 = -32.152 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_2 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B_x} + \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = -2057.264 \frac{kN}{m^2} \quad q_2 = -20.978 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_3 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B_x} + \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = 10165.831 \frac{kN}{m^2} \quad q_3 = 103.663 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_4 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B_x} - \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = 9070.019 \frac{kN}{m^2} \quad q_4 = 92.488 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$P_u = 43.8 \text{ tonnef}$$

3) Cálculo de altura útil de la zapata aislada:

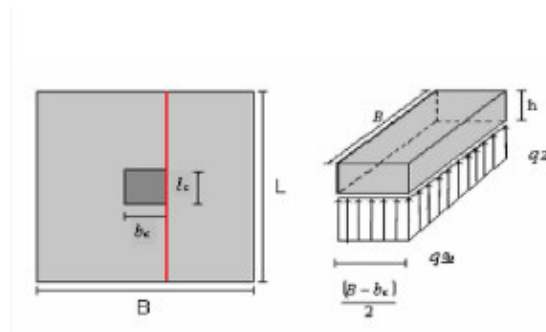


Figura 25. Diagrama Zapata, Distribución de cargas

Fuente: González y Varela (2022)

$$q_{uf} := q_3 - \left(\frac{q_3 - q_4}{B_y} \right) \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} \right) = 109.25 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$M_u := \left(\left(\frac{q_3 - q_{uf}}{2} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} \right)^2}{3} \right) + q_{uf} \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} \right) \right) \cdot B_x = 5.655 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\mu := 0.1448 \quad thresh := 5 \text{ cm} \quad r := 7 \text{ cm} \quad d := \sqrt{\frac{M_u}{\mu \cdot f'_c \cdot B_x}} = 21.127 \text{ cm}$$

$$d := \text{Round}(d, \text{thresh}) = 20 \text{ cm}$$

$$h := d + r = 27 \text{ cm}$$

$$\text{if}(d > 15 \text{ cm}, \text{"OK"}, \text{"Aumentar "}) = \text{"OK"}$$

4-) Fuerza total por punzonado: $d := 40 \text{ cm}$

$$V_{up} := P_u - \frac{q_4 + q_3}{2} \cdot ((b_y + d) \cdot (b_x + d)) = -1035030.936 \text{ kgf}$$

$$b_o := 2 \cdot ((b_y + d) + (b_x + d)) = 420 \text{ cm}$$

$$U_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = -61.609 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 16.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación de punzonado:

$$\text{if}(U_{up} \leq V_c, \text{"OK"}, \text{"No cumple aumentar d"}) = \text{"OK"}$$

5-) Cortante directo:

$$q_{ud} := q_3 - \frac{q_3 - q_4}{B_y} \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} - d \right) = 122.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d = 40 \text{ cm}$$

Fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo:

$$V_{ud} := \frac{q_{ud} + q_3}{2} \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} - d \right) \cdot B_x = -227093.318 \text{ kgf} \quad h := d + r = 47 \text{ cm}$$

El esfuerzo cortante es:

$$U_{ud} := \frac{V_{ud}}{B_x \cdot d} = -162.21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 8.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación

$$\text{if}(U_{ud} \leq V_c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6-) Aplastamiento: $\phi := 0.7 \quad P_{umax} Col := \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b_y \cdot b_x) = 624.75 \text{ tonnef}$

Verificación

$$\text{if}(P_{umax} Col \geq P_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"} \quad \left| \quad a := \sqrt{\frac{B_x \cdot B_y}{b_x \cdot b_y}} = 0.54$$

$$P_{umax} Base := \text{if}\left(a < 2, P_{umax} Col \cdot \sqrt{\frac{B_x \cdot B_y}{b_x \cdot b_y}}, P_{umax} Col \cdot 2\right) = 337.404 \text{ tonnef}$$

Verificación

$$\text{if}(P_{umax} Base \geq P_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7-) Diseño de acero de refuerzo: $\phi := 0.9 \quad j_u := 0.894 \quad A_s := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j_u \cdot d} = 45.74 \text{ cm}^2$

Barras a Utilizar

12 ϕ 1" c/15 cm $A_s = 50.7 \text{ cm}^2$ Longitudinal y Transversalmente

DISTRIBUCION DE LAS BARRAS DE ACERO
Entrar en la Tabla con los valores de a_s (cm²/m)

Espac. (cm)	Diámetro de las barras (pulgadas)						
	#1/4	#3/8	#1/2	#5/8	#3/4	#7/8	#1
8	4,0	8,9	15,2	24,8	35,5	48,4	63,4
9	3,6	7,9	14,1	22,0	31,6	43,0	56,3
10	3,2	7,1	12,7	19,8	28,4	38,7	50,7
11	2,9	6,5	11,5	18,0	25,8	35,2	46,1
12	2,7	5,9	10,6	16,5	23,7	32,2	42,2
13	2,5	5,5	9,8	15,2	21,8	29,8	39,0
14	2,3	5,1	9,1	14,1	20,3	27,6	36,2
15	2,1	4,7	8,5	13,2	18,9	25,8	33,8
16	2,0	4,4	7,9	12,4	17,8	24,2	31,7
17	1,9	4,2	7,5	11,6	16,7	22,8	29,8
18	1,8	3,9	7,1	11,0	15,8	21,5	28,2
19	1,7	3,7	6,7	10,4	14,9	20,4	26,7
20	1,6	3,5	6,4	9,9	14,2	19,4	25,4
25	1,3	2,8	5,1	7,9	11,4	15,5	20,3
30	1,1	2,4	4,2	6,6	9,5	12,9	16,9
35	0,9	2,0	3,6	5,7	8,1	11,1	14,5
40	0,8	1,8	3,2	5,0	7,1	9,7	12,7
45	0,7	1,6	2,8	4,4	6,3	8,6	11,3
50	0,6	1,4	2,5	4,0	5,7	7,7	10,1

Figura 26. Distribución de aceros

Diseño de Zapata Aislada de Columna Central

$$P := 70.817 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial.

$$M_y := 5298.88 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momentos flectores.

$$M_x := 26382.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$q_a := 1.54 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible de suelo.

$$f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto.

$$f_y := 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del acero.

$$b_y := 700 \text{ mm} \quad b_x := 600 \text{ mm}$$

$$H := 210 \cdot \text{cm}$$

Profundidad de la Zapata.

$$v := \text{if}(H \leq 150 \text{ cm}, 1.15, \text{if}(150 \text{ cm} \leq H \leq 300 \text{ cm}, 1.2, 1.3)) = 1.2$$

$$P_u := v \cdot P = 84.98 \text{ tonnef}$$

$$A_{\text{reques}} := \frac{P_u}{q_a} = 5.518 \text{ m}^2$$

1) Calculo de excentricidades y área requerida:

$$e_y := \frac{M_y}{P_u} = 0.873 \text{ cm}$$

$$e_x := \frac{M_x}{P_u} = 4.346 \text{ cm}$$

$$L := \sqrt[2]{A_{\text{reques}}} = 234.909 \text{ cm}$$

$$\text{thresh} := 10 \text{ cm}$$

$$B_y := \text{Round}(L, \text{thresh}) = 230 \text{ cm}$$

$$B_y := 2.5 \text{ m}$$

$$B_x := B_y$$

Verificación

$$\text{if}\left(q_a \geq \frac{P_u}{B_x \cdot B_y}, \text{"NO cumple"}, \text{"OK Cumple"}\right) = \text{"OK Cumple"}$$

2-) Calculo de esfuerzos de suelo: $\nu = 1.2$

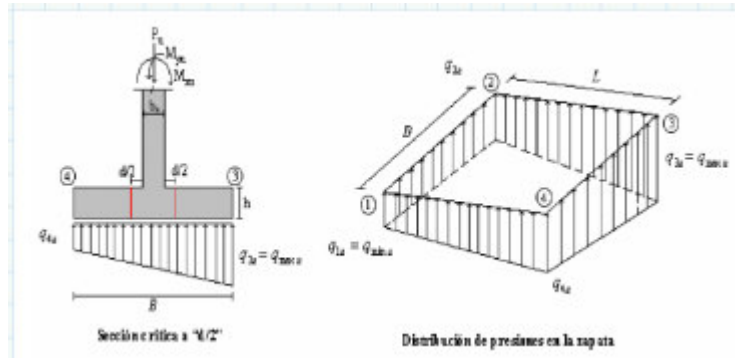


Figura 27. Distribución de Cargas en Cimentación
Fuente: González y Varela (2022)

$$q_1 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B_x} - \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = 716.15 \frac{kN}{m^2} \quad q_1 = 7.303 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_2 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B_x} + \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = 2752.301 \frac{kN}{m^2} \quad q_2 = 28.066 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_3 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B_x} + \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = 12889.94 \frac{kN}{m^2} \quad q_3 = 131.441 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_4 := \left(\frac{P_u}{B_y \cdot B_x} \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B_x} - \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) = 10853.79 \frac{kN}{m^2} \quad q_4 = 110.678 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$P_u = 84.98 \text{ tonnef}$$

3) Cálculo de altura útil de la zapata aislada:

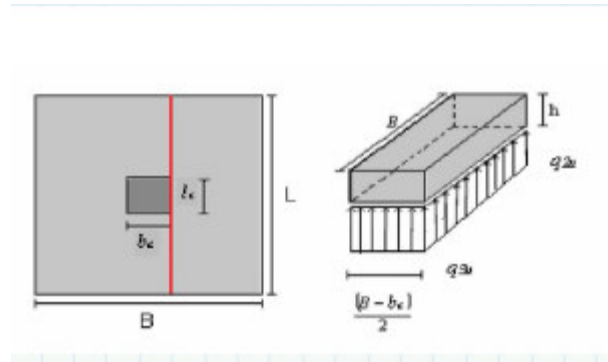


Figura 28. Diagrama de cargas

Fuente: González y Varela (2022)

$$q_{uf} := q_3 - \left(\frac{q_3 - q_4}{B_y} \right) \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} \right) = 141.822 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_u := \left(\left(\frac{q_3 - q_{uf}}{2} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} \right)^2}{3} \right) + q_{uf} \cdot \left(\frac{\left(\frac{B_y - b_y}{2} \right)^2}{2} \right) \right) \cdot B_x = 7.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\mu := 0.1448 \quad thresh := 5 \text{ cm} \quad r := 7 \text{ cm} \quad d := \sqrt{\frac{M_u}{\mu \cdot f_c \cdot B_x}} = 23.888 \text{ cm}$$

$$d := \text{Round}(d, thresh) = 25 \text{ cm} \quad h := d + r = 32 \text{ cm}$$

if($d > 15 \text{ cm}$, "OK", "Aumentar") = "OK"

4-) Fuerza total por punzonado: $d := 40 \text{ cm}$

$$V_{up} := P_u - \frac{q_4 + q_3}{2} \cdot ((b_y + d) \cdot (b_x + d)) = -1246672.237 \text{ kgf}$$

$$b_o := 2 \cdot ((b_y + d) + (b_x + d)) = 420 \text{ cm}$$

$$U_{up} := \frac{V_{up}}{b_o \cdot d} = -74.207 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 16.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación de punzonado:

$$\text{if}(U_{up} \leq V_c, \text{"OK"}, \text{"No cumple aumentar d"}) = \text{"OK"}$$

5-) Cortante directo:

$$q_{ud} := q_3 - \frac{q_3 - q_4}{B_y} \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} - d \right) = 165.551 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d = 40 \text{ cm}$$

Fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo:

$$V_{ud} := \frac{q_{ud} + q_3}{2} \cdot \left(\frac{B_y - b_y}{2} - d \right) \cdot B_x = -298848.395 \text{ kgf} \quad h := d + r = 47 \text{ cm}$$

El esfuerzo cortante es:

$$U_{ud} := \frac{V_{ud}}{B_x \cdot d} = -213.463 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 8.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación

$$\text{if}(U_{ud} \leq V_c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6-) Aplastamiento: $\phi := 0.7 \quad P_{umax\text{Col}} := \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b_y \cdot b_x) = 624.75 \text{ tonnef}$

Verificación

$$\text{if}(P_{umax\text{Col}} \geq P_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"} \quad a := \sqrt[2]{\frac{B_x \cdot B_y}{b_x \cdot b_y}} = 0.54$$

$$P_{umax}Base := \text{if} \left(a < 2, P_{umax}Col \cdot 2 \sqrt{\frac{B_x \cdot B_y}{b_x \cdot b_y}}, P_{umax}Col \cdot 2 \right) = 337.404 \text{ tonnef}$$

Verificación

$$\text{if} (P_{umax}Base \geq P_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7-) Diseño de acero de refuerzo: $\phi := 0.9$ $j_u := 0.894$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j_u \cdot d} = 38.46 \text{ cm}^2$$

Barras a Utilizar

11 ϕ 7/8" c/15 cm $A_s = 42.57 \text{ cm}^2$ Longitudinal y Transversalmente

Diseño Viga de Riostra Laterales

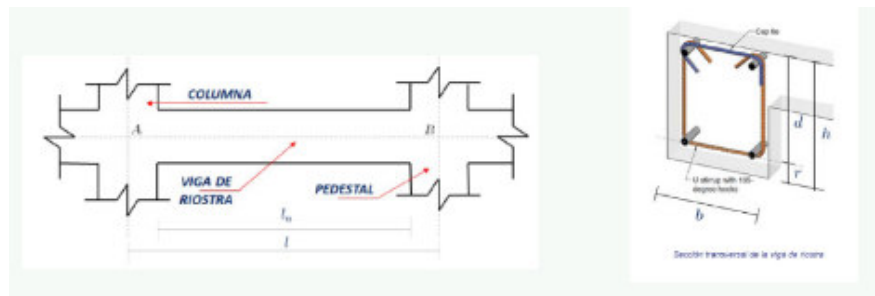


Figura 29. Diagrama Viga de Riostra

Fuente: González y Varela (2022)

Datos Preliminares

$b := 30 \text{ cm}$	Base de la viga riostra	$Aa := 0.8 \text{ m}$	Ancho pedestal A
$h := 55 \text{ cm}$	Altura de la viga riostra	$Ba := 0.9 \text{ m}$	Base pedestal A
$l := 6 \text{ m}$	Longitud de la viga riostra	$Ab := 0.8 \text{ m}$	Ancho pedestal B
		$Bb := 0.9 \text{ m}$	Base pedestal B

Longitud libre viga de Riostra

$$l_n := l - \frac{Aa}{2} - \frac{Ab}{2} = 0.728 \text{ m}$$

Propiedades de los materiales de la viga de riostra

$$f_c := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 238751.963 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ct} := 0.1 \cdot f_c = 25 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 8.796$$

Caso de carga más desfavorable

Carga axial

$$P_u := 36535.19 \text{ kgf}$$

Momento flector

$$M_u := 31809.39 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Datos para el diseño a tracción

$$\phi_t := 0.9 \quad \text{Factor de minoración a tracción}$$

$$A_g := b \cdot h = 1650 \text{ cm}^2$$

Configuración del acero de refuerzo longitudinal de la viga

Diámetro de barras longitudinales inferiores

$$\phi_b A_s := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Numero de barras longitudinales inferiores

$$\#bAs := 4$$

Área de barras longitudinales inferiores

$$AbAs := \frac{\pi \cdot \phi bAs^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

$$As := \#bAs \cdot AbAs = 11.401 \text{ cm}^2$$

Diámetro de barras longitudinales superiores

$$\phi bAs := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Numero de barras longitudinales superiores

$$\#bAs := 4$$

Área del acero de refuerzo superior

$$A's := \#bAs \cdot AbAs = 11.401 \text{ cm}^2$$

Área total del acero de refuerzo en tracción

$$A_{total} := A's + As = 22.802 \text{ cm}^2$$

Recubrimiento de protección del acero

$$rec := 7.5 \text{ cm}$$

Separación min del refuerzo longitudinal

$$sepmin1 := 2.5 \text{ cm}$$

$$sepmin2 := \phi bAs = 1.905 \text{ cm}$$

$$sepmin := \max(sepmin1, sepmin2) = 2.5 \text{ cm}$$

Ancho requerido de sección para la configuración de barras longitudinales propuestas

Verificación

$$b_{req} := 2 \cdot rec + \#b_{As} \cdot \phi b_{As} + (\#b_{As} - 1) \cdot sep_{min} = 30.12 \text{ cm}$$

$$\text{if}(b \geq b_{req}, \text{"Ok"}, \text{"Redimensionar"}) = \text{"Redimensionar"}$$

Configuración del acero de refuerzo transversal de la viga

Diámetro de barra transversal

$$\phi b_{Av} := \frac{3}{8} \text{ in}$$

Numero de ramas para el refuerzo transversal

$$\#r_{Av} := 2$$

Área del acero de barra transversal

$$Ab_{As} := \frac{\pi \cdot \phi b_{Av}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Área del acero transversal

$$A_{ve} := \#r_{Av} \cdot Ab_{As} = 1.425 \text{ cm}^2$$

Separación (tramo central)

$$sep_{Av} := 15 \text{ cm}$$

Requisitos dimensionales

$$b_{min1} := \frac{l_n}{20} = 0.036 \text{ m} \quad b_{min2} := 30 \text{ cm}$$

$$b_{min} := \max(b_{min1}, b_{min2}) = 30 \text{ cm}$$

$$h_{min} := \frac{l_n}{10} = 0.073 \text{ m} \quad \text{Altura min de la viga de riostra}$$

Verificación

$$\text{if}(h \geq h_{min}, \text{"Ok"}, \text{"Redimensionar"}) = \text{"Ok"}$$

Requisitos de acero de refuerzo longitudinal

$$A_{smin1} := 0.01 \cdot b \cdot h = 16.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero de refuerzo min (formula 1)}$$

$$A_{smin2} := \frac{0.15 \cdot A_g \cdot f_c}{f_y} = 14.732 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero de refuerzo min (formula 2)}$$

Acero de refuerzo min que se debe colocar en la viga

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2}) = 16.5 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_{stotal} \geq A_{smin}, \text{"Ok"}, \text{"Colocar acero min"}) = \text{"Ok"}$$

Diseño estructural de la viga de riostra

Contribución del 10% de la carga axial

$$Tu1 := 0.1 \cdot Pu = 3653.519 \text{ kgf}$$

Contribución del 15% de la carga axial

$$Tu2 := 0.15 \cdot Pu = 5480.279 \text{ kgf}$$

Contribución del 20% de la carga axial

$$Tu3 := 0.2 \cdot Pu = 7307.038 \text{ kgf}$$

Contribución del 25% de la carga axial

$$Tu4 := 0.25 \cdot Pu = 9133.798 \text{ kgf} \quad Tu := 2$$

$$Tu := \text{if}(Tu = 1, Tu1, \text{if}(Tu = 2, Tu2, \text{if}(Tu = 3, Tu3, Tu4))) = 5480.279 \text{ kgf}$$

Área de acero de refuerzo requerida en tracción

$$A_s := \frac{T_u}{\phi_t \cdot f_y} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_{s\text{total}} \geq A_s, \text{"Ok"}, \text{"Colocar mas acero"}) = \text{"Ok"}$$

Área de acero de refuerzo a colocar en la sección

$$A_s := \text{if}(A_s \geq A_{s\text{min}}, A_s, A_{s\text{min}}) = 16.5 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida a tracción de la viga de riostra

$$A_c := \frac{T_u}{f_{ct}} - (n-1) \cdot \frac{T_u}{\phi_t \cdot f_y} = 207.909 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_g \geq A_c, \text{"Ok"}, \text{"Redimensionar"}) = \text{"Ok"}$$

Área de acero de refuerzo transversal mínima

El área de acero de refuerzo transversal mínimo será la mayor entre las ecuaciones (a) y (b)

Área de acero de refuerzo transversal mínimo según formula (a)

$$A_{v\text{amin}} := 0.2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b \cdot \text{sep} \cdot A_v}{f_y} = 0.339 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo transversal mínimo según formula (b)

$$A_{v\text{bmin}} := 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b \cdot \text{sep} \cdot A_v}{f_y} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo transversal mínima

$$A_{vmin} := \max(A_{vamin}, A_{vbmin}) = 0.375 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_{ve} \geq A_{vmin}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar Av y separacion propuesta"}) = \text{"Ok"}$$

Separación máxima normativa para el refuerzo transversal

Se deben colocar estribos cerrados a una separación que no exceda el menor valor entre la mitad de la menor dimensión ortogonal de la sección o 30cm

Separación máxima (formula 1)

$$S_{max1} := \frac{b}{2} = 15 \text{ cm}$$

Separación máxima (formula 2)

$$S_{max2} := 30 \text{ cm}$$

Separación máxima del refuerzo transversal que se debe colocar en la viga de riostra

$$sep_{max} := \min(S_{max1}, S_{max2}) = 15 \text{ cm}$$

Verificación

$$\text{if}(sep_{Av} \leq sep_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar Av y separacion propuesta"}) = \text{"Ok"}$$

Diseño Viga de Riostra Interna

Datos Preliminares

$b := 30 \text{ cm}$	Base de la viga riostra	$Aa := 0.8 \text{ m}$	Ancho pedestal A
$h := 55 \text{ cm}$	Altura de la viga riostra	$Ba := 0.9 \text{ m}$	Base pedestal A
$l := 6 \text{ m}$	Longitud de la viga riostra	$Ab := 0.8 \text{ m}$	Ancho pedestal B
		$Bb := 0.9 \text{ m}$	Base pedestal B

Longitud libre viga de Riostra

$$l_n := l - \frac{Aa}{2} - \frac{Ab}{2} = 0.728 \text{ m}$$

Propiedades de los materiales de la viga de riostra

$$f_c := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 238751.963 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ct} := 0.1 \cdot f_c = 25 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 8.796$$

Caso de carga más desfavorable

Carga axial

$$P_u := 70817.16 \text{ kgf}$$

Momento flector

$$M_u := 26382.20 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Datos para el diseño a tracción

$\phi_t := 0.9$ Factor de minoración a tracción

$$A_g := b \cdot h = 1650 \text{ cm}^2$$

Configuración del acero de refuerzo longitudinal de la viga

Diámetro de barras longitudinales inferiores

$$\phi b A_s := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Numero de barras longitudinales inferiores

$$\#bAs := 4$$

Área de barras longitudinales inferiores

$$AbAs := \frac{\pi \cdot \phi bAs^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

$$As := \#bAs \cdot AbAs = 11.401 \text{ cm}^2$$

Diámetro de barras longitudinales superiores

$$\phi bAs := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Numero de barras longitudinales superiores

$$\#bAs := 4$$

Área del acero de refuerzo superior

$$A's := \#bAs \cdot AbAs = 11.401 \text{ cm}^2$$

Área total del acero de refuerzo en tracción

$$Astotal := A's + As = 22.802 \text{ cm}^2$$

Recubrimiento de protección del acero

$$rec := 7.5 \text{ cm}$$

Separación min del refuerzo longitudinal

$$sepmin1 := 2.5 \text{ cm}$$

$$sepmin2 := \phi bAs = 1.905 \text{ cm}$$

$$sepmin := \max(sepmin1, sepmin2) = 2.5 \text{ cm}$$

Ancho requerido de sección para la configuración de barras longitudinales propuestas

Verificación

$$b_{req} := 2 \cdot rec + \#b_{As} \cdot \phi b_{As} + (\#b_{As} - 1) \cdot sep_{min} = 30.12 \text{ cm}$$

$$\text{if}(b \geq b_{req}, \text{"Ok"}, \text{"Redimensionar"}) = \text{"Redimensionar"}$$

Configuración del acero de refuerzo transversal de la viga

Diámetro de barra transversal

$$\phi b_{Av} := \frac{3}{8} \text{ in}$$

Numero de ramas para el refuerzo transversal

$$\#r_{Av} := 2$$

Área del acero de barra transversal

$$Ab_{As} := \frac{\pi \cdot \phi b_{Av}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Área del acero transversal

$$A_{ve} := \#r_{Av} \cdot Ab_{As} = 1.425 \text{ cm}^2$$

Separación (tramo central)

$$sep_{Av} := 15 \text{ cm}$$

Requisitos dimensionales

$$b_{min1} := \frac{l_n}{20} = 0.036 \text{ m} \quad b_{min2} := 30 \text{ cm}$$

$$b_{min} := \max(b_{min1}, b_{min2}) = 30 \text{ cm}$$

$$h_{min} := \frac{l_n}{10} = 0.073 \text{ m} \quad \text{Altura min de la viga de riostra}$$

Verificación

$$\text{if}(h \geq h_{min}, \text{"Ok"}, \text{"Redimensionar"}) = \text{"Ok"}$$

Requisitos de acero de refuerzo longitudinal

$$A_{smin1} := 0.01 \cdot b \cdot h = 16.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero de refuerzo min (formula 1)}$$

$$A_{smin2} := \frac{0.15 \cdot A_g \cdot f_c}{f_y} = 14.732 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero de refuerzo min (formula 2)}$$

Acero de refuerzo min que se debe colocar en la viga

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2}) = 16.5 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_{stotal} \geq A_{smin}, \text{"Ok"}, \text{"Colocar acero min"}) = \text{"Ok"}$$

Diseño estructural de la viga de riostra

Contribución del 10% de la carga axial

$$Tu1 := 0.1 \cdot Pu = 7081.716 \text{ kgf}$$

Contribución del 15% de la carga axial

$$Tu2 := 0.15 \cdot Pu = 10622.574 \text{ kgf}$$

Contribución del 20% de la carga axial

$$Tu3 := 0.2 \cdot Pu = 14163.432 \text{ kgf}$$

Contribución del 25% de la carga axial

$$Tu4 := 0.25 \cdot Pu = 17704.29 \text{ kgf} \quad Tu := 2$$

$$Tu := \text{if}(Tu = 1, Tu1, \text{if}(Tu = 2, Tu2, \text{if}(Tu = 3, Tu3, Tu4))) = 10622.574 \text{ kgf}$$

Área de acero de refuerzo requerida en tracción

$$A_s := \frac{T_u}{\phi_t \cdot f_y} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_{s\text{total}} \geq A_s, \text{"Ok"}, \text{"Colocar mas acero"}) = \text{"Ok"}$$

Área de acero de refuerzo a colocar en la sección

$$A_s := \text{if}(A_s \geq A_{s\text{min}}, A_s, A_{s\text{min}}) = 16.5 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida a tracción de la viga de riostra

$$A_c := \frac{T_u}{f_{ct}} - (n-1) \cdot \frac{T_u}{\phi_t \cdot f_y} = 402.995 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_g \geq A_c, \text{"Ok"}, \text{"Redimensionar"}) = \text{"Ok"}$$

Área de acero de refuerzo transversal mínima

El área de acero de refuerzo transversal mínimo será la mayor entre las ecuaciones (a) y (b)

Área de acero de refuerzo transversal mínimo según formula (a)

$$A_{v\text{amin}} := 0.2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b \cdot \text{sep}Av}{f_y} = 0.339 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo transversal mínimo según formula (b)

$$A_{vb\text{min}} := 3.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{b \cdot \text{sep}Av}{f_y} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo transversal mínima

$$A_{vmin} := \max(A_{vamin}, A_{vbmin}) = 0.375 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$\text{if}(A_{ve} \geq A_{vmin}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar } A_v \text{ y separacion propuesta"}) = \text{"Ok"}$$

Separación máxima normativa para el refuerzo transversal

Se deben colocar estribos cerrados a una separación que no exceda el menor valor entre la mitad de la menor dimensión ortogonal de la sección o 30cm

Separación máxima (formula 1)

$$S_{max1} := \frac{b}{2} = 15 \text{ cm}$$

Separación máxima (formula 2)

$$S_{max2} := 30 \text{ cm}$$

Separación máxima del refuerzo transversal que se debe colocar en la viga de riostra

$$sep_{max} := \min(S_{max1}, S_{max2}) = 15 \text{ cm}$$

Verificación

$$\text{if}(sep_{Av} \leq sep_{max}, \text{"Ok"}, \text{"Cambiar } A_v \text{ y separacion propuesta"}) = \text{"Ok"}$$

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

La Nave Industrial propuesta estará destinada para uso almacén o depósito de maquinaria pesada, la misma está conformada por un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, esta corresponde al Tipo I según la NORMA COVENIN 1756:01 y al Special Moment Frame (SMF) en la AISC 360-16, así mismo posee una clasificación según Nivel de Diseño 1 (ND1): ya que el presente diseño no requirió de condiciones adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales. En las Normas AISC y la COVENIN 1756:01 a las edificaciones incluidas en este Nivel de Diseño se les conoce como edificaciones Ordinarias.

Las cargas a las cuales se le sometió a la estructura fueron las siguientes. Carga permanente (Peso de la cubierta) = 2.82 kg/m^2 , Carga Variable = 40 kg/m^2 , Carga de viento = ver anexo 2, Cargas de puente grúa

- FX (max) = 3564 kgf
- FX (min) = 356.4 kgf
- FY (max) = 1782 kgf
- FY (min) = 178.19 kgf
- FZ (max) = 17820 kgf
- FZ (min) = 1782 kgf

La geometría de la edificación está conformada: por tres naves con una luz de 19.5 metros, diez pórticos con una separación de 6 metros y una altura total de 10 metros hasta la cumbrera (ver anexos 1), la cubierta de la estructura posee las siguientes características: láminas tipo Panel Sandwich. Estas láminas se apoyarán sobre correas (UPN 120) y estas a su vez se apoyarán sobre vigas del tipo alma llena con Perfiles (IPE 360), con una conexión tipo simplemente apoyada (PINED), las columnas laterales estarán conformadas por perfiles (HEB 340) y las columnas internas estarán conformadas por perfiles (HEB 360).

Las columnas se conectarán a las vigas a través de conexiones precalificadas a momento de tipo de placa externa extendida y las columnas se conectarán a la infraestructura por medio de planchas de acero; conexión tipo (columna-base) Rígida (FIXED). La solución estructural para la infraestructura está basada en el uso de fundaciones poco profundas, del tipo aisladas excavadas y

vaciados en sitio, desplantadas a una profundidad de pedestal de 2.10 metros y 0.4 metros la zapata, con vigas de riostra de 30 cm de base y 55 cm de altura, trabajando con unos coeficientes de capacidad de carga admisible: $1,54 \text{ kg/cm}^2$

5.2. Recomendaciones

Realizar un estudio del impacto ambiental que ocasionará la construcción del proyecto sobre el ecosistema en el que se erigirán las naves industriales.

Se recomienda a la empresa Trimeca proporcionar a sus trabajadores equipos computacionales de última tecnología, para garantizar la eficiencia y optimización de la fase de cálculo y diseño de futuros proyectos.

Llevar a cabo una investigación comparativa sobre el diseño de estructuras a porticadas con nodos apernados y soldados, haciendo énfasis en la estimación de costos.

Proporcionar a las vigas de descanso soporte lateral adecuado para las alas superiores e inferiores del elemento con el fin de garantizar que las solicitaciones se mantengan en el plano de carga y no ocurra un efecto de pandeo lateral torsional.

Al momento de realizar el cálculo estructural en el software definir cartelas en las uniones vigas/columna con el fin de aumentar el área en los extremos de la viga y optimizar el modelado.

Se recomienda a la escuela de ingeniería civil emplear los softwares estructurales como son Robot Structural y Advance Steel en la asignatura de aplicaciones digitales para que los estudiantes de ingeniería civil tengan acceso a las nuevas herramientas tecnológicas utilizadas en la actualidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigación: Introducción a la metodología científica* (6ta ed.). Caracas, Venezuela: Epísteme. Obtenido de https://issuu.com/fidiasgerardoarias/docs/fidias_g._arias._el_proyecto_de_inv
- Arnal, E., Gutierrez, A., Montemayor, F., & Achabal, F. (2014). *Proyecto y Construcción de Galpones Modulares* (Primera Edición Digital ed.). Caracas, Venezuela. Obtenido de file:///C:/Users/Usuario/Downloads/proyecto_y_construccion_de_galpones_modulares.pdf
- Codina, A. (2009). *INEAMIENTOS ESTRATÉGICOS DE LIDERAZGO TRANSFORMACIONAL BASADO EN LAS COMPETENCIAS GERENCIALES*. Obtenido de https://www.eumed.net/libros-gratis/2011d/1042/matriz_dofa.html
- COVENIN 2002. (Octubre de 1988). *Criterios de Acciones Mínimas para proyectos de edificaciones*. Obtenido de <https://pandectasdigital.blogspot.com/2019/06/norma-covenin-2002-88-criterios-y.html>
- ENVISIONING DEVELOPMENT. (22 de Octubre de 2013). *¿QUÉ ES LA ZONIFICACIÓN?* Obtenido de https://implantepic.gob.mx/librosemanal/coverupdated_zoningspanish.pdf
- espaciobim. (23 de Julio de 2020). *¿QUÉ ES AUTODESK ROBOT?* Obtenido de <https://www.espaciobim.com/autodesk-robot>
- Estrada, J., & Díaz, T. (2019). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA EN EL DISTRITO DE TALARA, PROVINCIA DE PIURA – AÑO 2019*. [Trabajo de grado], UNIVERSIDAD RICARDO PALMA, Lima. Obtenido de <https://core.ac.uk/download/pdf/337287531.pdf>
- Falconi, G., & Ojeda, A. (2016). *Desarrollo de un complemento para el proceso de modelado de naves industriales con software especializado*. [Trabajo de grado], Universidad de Carabobo. Obtenido de <http://mriuc.bc.uc.edu.ve/handle/123456789/5344>
- Fundación CIV. (2021). *Diseño Estructural de Naves Industriales. Diseño Estructural de Naves Industriales*. Maracaibo: Fundación CIV Joven Zulia.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. México: McGraw-Hill Education. Obtenido de

- https://books.google.co.ve/books?id=oLbjoQEACAAJ&dq=sampieri&hl=es&sa=X&redir_esc=y
- Huenupil, S. (26 de Junio de 2018). *La Observación Participante: Fases, ventajas y desventajas*. Obtenido de <http://saulmirandaramos.blogspot.com/2018/06/la-observacion-participante-fases.html>
- ideastatica. (2022). *Diseño de conexiones de Acero*. Obtenido de <https://www.ideastatica.com/es>
- iho. (2019). *Levantamiento Topográfico*. Recuperado el 13 de Mayo de 2022, de https://iho.int/uploads/user/pubs/cb/c-13/spanish/C-13_Capitulo_6.pdf
- Kerlinger, F., & Lee, H. (2002). *Metodología de investigación, pautas para hacer Tesis*. Obtenido de [tesis-investigacion-cientifica.blogspot.com/2013/08/disenos-no-experimentales.html?m=0#:~:text=Kerlinger%20y%20Lee%20\(2002\)%20nos,que%20son%20inherentemente%20no%20manipulables](http://tesis-investigacion-cientifica.blogspot.com/2013/08/disenos-no-experimentales.html?m=0#:~:text=Kerlinger%20y%20Lee%20(2002)%20nos,que%20son%20inherentemente%20no%20manipulables).
- Méndez, C. (19 de Agosto de 2012). *Metodología de la investigación*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/Skepper63/metodologa-de-la-investigacin-fusm-carlos-mendez>
- ocw. (2019). *INGENIERÍA DE DETALLE*. Obtenido de https://ocw.bib.upct.es/pluginfile.php/11566/mod_resource/content/1/Tema%204.%20Ingenier%C3%ADa%20de%20detalle.pdf
- Ortíz, R. (2018). *Análisis y Diseño de un Galpón Metálico en el Programa SAP 2000, bajo las Normas del AISC-360 y la NEC-15, ubicado en el KM 1 1/2 Vía Durán Jujan, en el Cantón Durán, de la Provincia del Guayas*. [Trabajo de grado], Universidad de Guayaquil, Provincia del Guayas. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/355980830_Analisis_y_Disenio_de_un_Galpon_Metalico_en_el_Programa_SAP_2000_bajo_las_Normas_del_AISC-360_y_la_NEC-15_ubicado_en_el_KM_1_12_Via_Duran_Jujan_en_el_Canton_Duran_de_la_Provincia_del_Guayas
- peddinghaus. (2022). *Máquina de Control Numérico*. Obtenido de <https://www.peddinghaus.com/>
- ptolomeo. (2018). *Diseño Estructural de Edificios Altos*. Recuperado el 17 de Mayo de 2022, de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/474/9/A9.pdf>
- Roa, P., & Vargas, C. (2009). *El Cuaderno de Campo como Estrategia de Enseñanza*. Obtenido de <https://core.ac.uk/download/pdf/234802536.pdf>

- Sabino, C. (2010). *Cómo hacer una Tesis*. Caracas: Panapo. Obtenido de <https://www.utm.mx/~vero0304/ST/Como.Hacer.Una.Tesis.Y.Elaborar.Todo.Tipo.pdf>
- Scribano, A. (2007). *El proceso de investigación social cualitativo*. Buenos Aires: Prometeo. Obtenido de <https://books.google.co.ve/books?id=YR0tjqk8my4C&pg=PA33&lpg=PA33&dq=%22Consiste+en+la+obtenci%C3%B3n+y+an%C3%A1lisis+de+documentos+producidos+en+el+curso+de+la+vida+cotidiana,+como+tal+la+revisi%C3%B3n+documental+es+una+t%C3%A9cnica+no+obstructiva,+rica+>
- Silva, A. (Agosto de 2006). *LOGÍSTICA DE ALMACENAMIENTO*. Obtenido de https://tauniversity.org/sites/default/files/tesis/inf_2_alvaro_silva_0.pdf
- Tamayo, M. (2006). *El Proyecto de Investigación*. Bogotá, Colombia: ICFES. Obtenido de https://www.academia.edu/7012157/MARIO_TAMAYO_Y_TAMAYO
- UPEL. (2010). *Manual UPEL*. Caracas: FEDEUPEL. Obtenido de <http://tesisdeinvestig.blogspot.com/2011/07/proyectos-factibles-manual-upel.html>
- Vargas, M., Benjumea, D., & Segura, M. (2017). *CONCEPTUALIZACIÓN DE LA INTERACCIÓN COMUNICATIVA Y SU CARACTERIZACIÓN*. Obtenido de <https://revistas.unimilitar.edu.co/index.php/rmed/article/view/3082/2944>
- Vargas, W. (2017). *Diseño estructural de nave industrial metálica para mejoramiento de almacenes en Av. Argentina, Callao-2017*. [Trabajo de grado]. Obtenido de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/20071>

Anexo 1. Geometría de la nave y Lámina de techo

Dimensiones de la estructura

n: 10

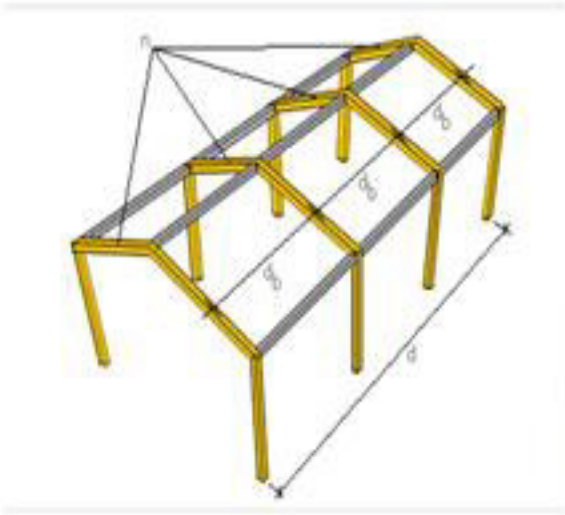
Separación regular de pórticos

d: 54.00 m

d_b : 6.00 m

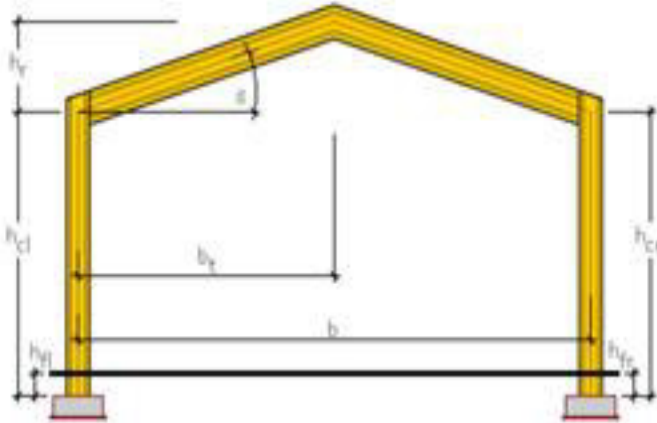
Separación arbitraria de pórticos

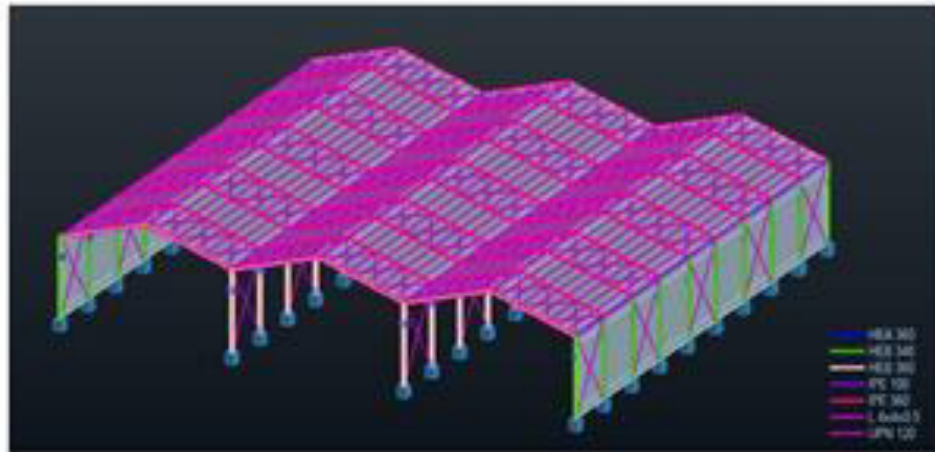
Tran	Separación d_{bi}
9	6.00 m
8	6.00 m
7	6.00 m
6	6.00 m
5	6.00 m
4	6.00 m



Cotas

h_r :	2.00 m	α :	11,6 °
h_{cl} :	8.00 m	h_{cr} :	8.00 m
h_{fl} :	0.00 m	h_{fr} :	0.00 m
b:	19.50 m	b_t :	9.75 m





Cubierta-de-Techo¶



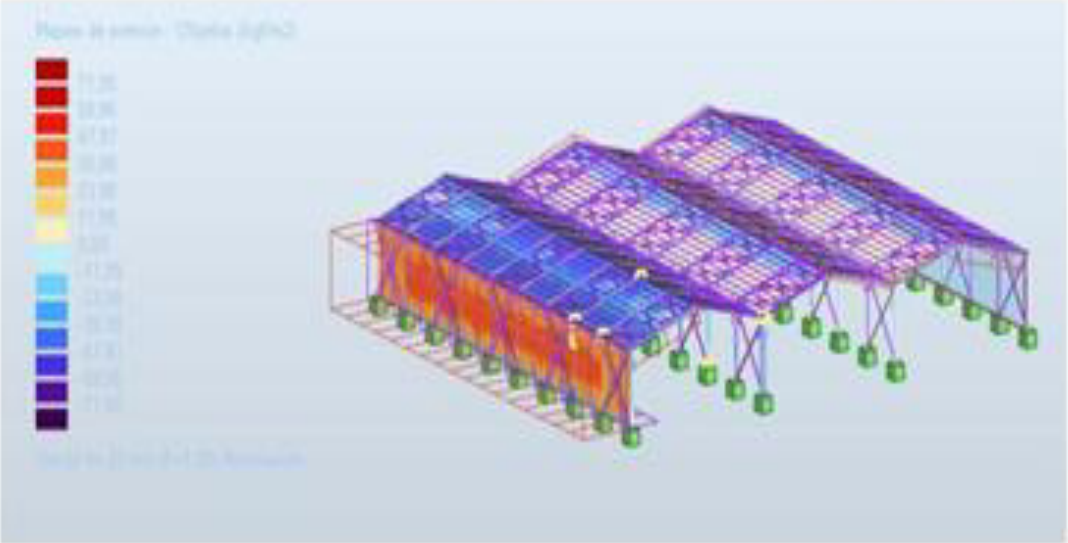
Centrolam SS63

Es un techo similar al SS50 pero con ondas de 63 mm de altura. La mayor altura se logra con un trapecoide en la parte inferior de la onda, que aumenta la resistencia mecánica y la capacidad para trabajar en tendidos más largos con baja pendiente.

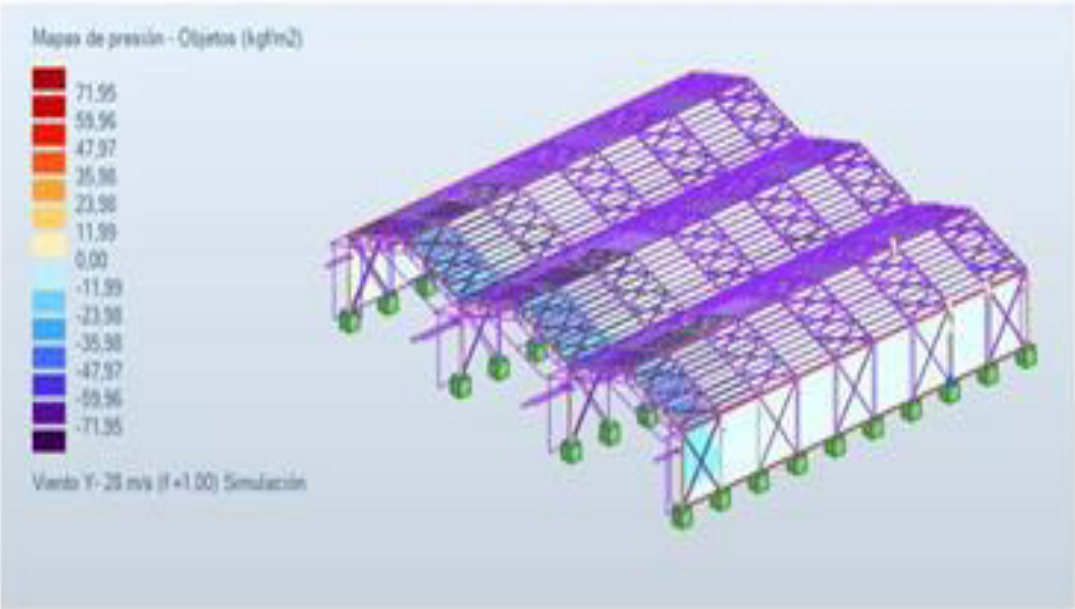
ESPESOR	Galv. 0.51 mm		Galv. 0.60 mm		Galv. 0.70 mm		Aluminio 0.70 mm	
	Dist. Max.	Peso/mt2	Dist. Max.	Peso/mt2	Dist. Max.	Peso/mt2	Dist. Max.	Peso/mt2
SS50	2.50	5.00	2.50	6.57	2.70	7.60	2.20	2.57
SS63	2.65	5.60	3.00	7.03	3.30	8.12	2.40	2.82
TRIS-TRAS 50	2.30	5.10	2.50	6.57	2.70	7.60		
AA50	2.30	10.20	2.50	12.90	2.70	15.00	2.20	5.12
AA63	2.65	11.20	3.00	14.50				

Anexo 2. Cargas de viento

Viento en X



Viento en Y



Barras	Perfil	Material	Lay1	Lay2	Sección	Carga
217	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
218	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
219	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
220	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
221	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
222	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
223	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
224	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
225	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
226	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
227	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
228	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
229	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
230	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
231	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
232	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
233	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
234	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
235	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
236	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
237	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
238	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
239	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.71	74 COMBviento
240	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
241	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
242	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
243	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
244	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
245	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
246	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
247	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
248	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.70	74 COMBviento
249	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
250	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
251	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
252	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
253	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
254	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
255	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
256	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.47	74 COMBviento
257	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.48	74 COMBviento
258	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.48	74 COMBviento
259	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64	0.48	74 COMBviento
260	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64		
261	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64		
262	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64		
263	[S] UPN 120	STEEL A36	120.18	375.64		

Etiqueta	Forma	Material	Larg	Loc	Sección	Caso
284	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.48-74-COMBviento
285	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.48-74-COMBviento
286	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.48-74-COMBviento
287	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.48-74-COMBviento
288	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.48-74-COMBviento
289	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
290	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
291	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
292	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
293	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
294	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
295	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
296	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
297	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
298	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
299	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
300	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
301	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
302	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
303	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
304	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
305	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
306	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
307	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74-COMBviento
308	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	
309	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	
310	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	

Barra	Prop	Material	Lxy	Lyz	Sección	Carga
311	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
312	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
313	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
314	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
315	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
316	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
317	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
318	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
319	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
320	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
321	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
322	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
323	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
324	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
325	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
326	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
327	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
328	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
329	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
330	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,72 - 74 COMB	[viontoe]
331	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
332	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
333	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
334	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
335	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
336	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
337	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
338	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,70 - 74 COMB	[viontoe]
339	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
340	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
341	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
342	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
343	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
344	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
345	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
346	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,43 - 74 COMB	[viontoe]
347	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,44 - 74 COMB	[viontoe]
348	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,44 - 74 COMB	[viontoe]
349	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,44 - 74 COMB	[viontoe]
350	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,44 - 74 COMB	[viontoe]
351	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,44 - 74 COMB	[viontoe]
352	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,44 - 74 COMB	[viontoe]
353	[X]	IIPN 120	129,18	375,64	0,44 - 74 COMB	[viontoe]
354	[X]	IIPN 120	129,18	375,64		
355	[X]	IIPN 120	129,18	375,64		
356	[X]	IIPN 120	129,18	375,64		

Barra		Perfil	Material	Lay	Lca	Solict	Caso
367	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.44	T4-COMBventos+T
368	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
369	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
370	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
371	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
372	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
373	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
374	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
375	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72	T4-COMBventos+T
376	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
377	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
378	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
379	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
380	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
381	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
382	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
383	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
384	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
385	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
386	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
387	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
388	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
389	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
390	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
391	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
392	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
393	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
394	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
395	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
396	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
397	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
398	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
399	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
400	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
401	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
402	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
403	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
404	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
405	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
406	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
407	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
408	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
409	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.74	T4-COMBventos+T
410	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64		
411	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64		
412	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64		
413	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64		

414	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
415	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
416	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
417	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
418	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
419	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
420	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
421	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
422	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
423	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
424	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
425	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
426	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
427	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
428	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
429	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
430	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
431	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
432	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
433	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
434	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
435	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
436	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
437	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.74	74	COB	viento	co
438	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
439	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
440	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
441	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
442	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
443	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
444	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
445	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
446	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
447	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
448	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
449	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
450	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
451	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
452	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
453	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
454	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.48	74	COB	viento	co
455	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.73	74	COB	viento	co
456	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.73	74	COB	viento	co
457	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64	0.73	74	COB	viento	co
458	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64					
459	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64					
460	[X]	LIPN-120	STEEL-A36	129.15	375.64					

461	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
462	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
463	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
464	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
465	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
466	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
467	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
468	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
469	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
470	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
471	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
472	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
473	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
474	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
475	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
476	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
477	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
478	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
479	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
480	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
481	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
482	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
483	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
484	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
485	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
486	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
487	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
488	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
489	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
490	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
491	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
492	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
493	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
494	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
495	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
496	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
497	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
498	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
499	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
500	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
501	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
502	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
503	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
504	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
505	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
506	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz
507	[]	IIPN 120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.73	74 COMBventoz

Barras	Forma	Material	Ley	Luz	Sección	Carga
656	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
656	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
660	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
661	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
662	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
663	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
664	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
665	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
666	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
667	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
668	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
669	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
670	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
671	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
672	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
673	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
674	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
675	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
676	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
677	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
678	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
679	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
680	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
681	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
682	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
683	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
684	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
685	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
686	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
687	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
688	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
689	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.71-74 COMBventos+T
690	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
691	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
692	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
693	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
694	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
695	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
696	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
697	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
698	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
699	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
700	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
701	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	0.72-74 COMBventos+T
702	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	
703	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	
704	[X]	UPN-120	STEEL-A36	129.18	375.64	

Etiqueta	Perfil	Material	Largo	Area	Volu[m]en	Carga
Y05	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.72	T4 COMBviento
Y06	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.72	T4 COMBviento
Y07	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.72	T4 COMBviento
Y08	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.72	T4 COMBviento
Y09	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.72	T4 COMBviento
Y10	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y11	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y12	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y13	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y14	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y15	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y16	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y17	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.69	T4 COMBviento
Y18	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y19	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y20	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y21	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y22	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y23	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y24	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y25	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64	0.42	T4 COMBviento
Y26	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64		
Y27	IPN 120	STEEL A36	129.15	375.64		

Anexo 3. Diseño de miembros por flexión y corte

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Autor:
Dirección:

Archivo: estructura-cargadoblepuente.rtd
Proyecto: estructura-cargadoblepuente

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
BARRA: 381 - : CUBROBARRA: z=0.50 L=3.00 m				
Características de la sección: I11N 120				
A_x	1688.49	mm ²	Área de la sección	
A_y	990.00	mm ²	Área elástica en contorno en la dirección Y	
A_z	840.00	mm ²	Área elástica en contorno en la dirección Z	
I_t	37720.00	mm ⁴	Constante de torsión	
I_y	3842490.00	mm ⁴	Momento de inercia respecto al eje Y	
I_z	430777.00	mm ⁴	Momento de inercia respecto al eje Z	
Z_y	72898.30	mm ³	Módulo de sección plástico respecto al eje Y	
S_y	60708.17	mm ³	Módulo de sección elástico respecto al eje Y	
Z_z	21268.20	mm ³	Módulo de sección plástico respecto al eje Z	
S_z	11083.73	mm ³	Módulo de sección elástico respecto al eje Z	
h	120.0	mm	Altura de la sección	
b	85.0	mm	Anchura de la sección	
t_f	9.0	mm	Espesor del ala	
t_w	7.0	mm	Espesor del alma	
r_y	48.4	mm	Radio de inercia respecto al eje Y	
r_z	18.0	mm	Radio de inercia respecto al eje Z	
Materiales				
Nombre	SI DEL A36			
F_y	25310904.87	kgf/m ²	Resistencia de material	
F_u	40778038.82	kgf/m ²	Límite mínima de resistencia a la tracción	
E	355017808.57	kgf/m ²	Coefficiente de elasticidad longitudinal	
Método de coeficientes parciales L11C1				
F_{ty}	0.90		Coefficiente de resistencia para la plastificación en tracción	[D2 (a)]
F_{tu}	0.75		Coefficiente de resistencia para la ruptura en tracción	[D2 (b)]
F_{t0}	0.90		Parámetro de resistencia para la flexión	[F1 (1)]
Estabilidad local de la sección				
λ_{eff}	6.11		Proporción de anchura-espesor para un ala	[Tabla B4.1a,b]
λ_{effw}	12.00		Proporción de anchura-espesor para un alma	[Tabla B4.1a,b]
Clase de sección en flexión simple por el momento M_y				
$\lambda_{eff_p_My}$	10.78		Esbeltez límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{eff_r_My}$	28.38		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1b]
$Class_F_My$	compacta		Clase del ala	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{eff_p_My}$	106.72		Esbeltez límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{eff_r_My}$	181.78		Esbeltez límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]
$Class_M_My$	compacta		Clase del alma	[Tabla B4.1b]
Clase de sección en flexión simple por el momento M_z				
$\lambda_{eff_p_Mz}$	10.78		Esbeltez límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{eff_r_Mz}$	28.38		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1b]
$Class_F_Mz$	compacta		Clase del ala	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{eff_p_Mz}$	106.72		Esbeltez límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]

Fecha: 15/09/22

Página: 1

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
$\lambda_{lim} r_{Mc}$	181.78		Esfuerzo límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{lim} r_{Mc}$	compacto		clase del alma	[Tabla B4.1b]
Otros				
r_{in}	1.00		parámetro de asimetría de la sección	[Comn.F1]
C_b	1.14		coeficiente de reducción para el pandeo lateral	[H1.2]
L_b	8.00	m	longitud de la barra para el pandeo lateral	[F2.2]
L_{cr}	0.80	m	longitud máx. en el estado límite de resistencia	[F2.2]
L_{cr}	4.80	m	longitud máx. en el estado límite de pandeo lateral	[F2.2]
M_{cr}	970.88	kg ² /m	momento crítico en pandeo lateral	[F2.2]
$F_{cr,LT}$	16002601.05	kg ² /m ²	tensión crítica para el pandeo lateral	[F2.2]
Resistencia				
α	1.00		Proporción área de bitácula (nota) - Área no de bitácula	[D3.2]
L	1.00		Perímetro del cuadrilátero	[D3.3]
A_e	1688.49	mm ²	área de superficie efectiva nota	[D3.3]
C_w	1314222661.8	mm ⁶	constante de pandeo local	[E.F]
Esfuerzos internos				
F_y	-1.48	kg	Resistencia exigida a la tracción	
M_{xy}	403.85	kg ² /m	resistencia exigida a la flexión	
M_{xz}	112.58	kg ² /m	resistencia exigida a la flexión	
Resistencia nominal				
F_{ty}	42738.50	kg	Resistencia nominal a la plastificación en tracción	[D2.(a)]
F_{tu}	68853.31	kg	Resistencia nominal a la rotura en tracción	[D2.(b)]
Resistencia y momento de la sección				
M_{py}	1839.73	kg ² /m	Momento plástico nominal	[F]
$M_{ny}(YD)$	1839.73	kg ² /m	Resistencia nominal a flexión en el estado límite de plastificación	[F2.1]
$M_{ny}(LTB)$	971.54	kg ² /m	Resistencia nominal al pandeo lateral	[F2.2]
$M_{ny}(LTB)$	854.70	kg ² /m	Resistencia nominal al pandeo lateral ($C_b=1.0$)	[F2.2]
M_{ny}	971.54	kg ² /m	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
Resistencia y momento de la sección				
M_{pz}	539.07	kg ² /m	Momento plástico nominal	[F]
$M_{nz}(YD)$	448.05	kg ² /m	Resistencia nominal a flexión en el estado límite de plastificación	[F2]
M_{nz}	448.05	kg ² /m	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
Resistencia y momento de dimensionamiento				
F_y/F_{ty}	38462.88	kg	Resistencia de dimensionamiento a la plastificación en tracción	[D2.(a)]
F_u/F_{tu}	51639.98	kg	Resistencia de dimensionamiento a la rotura en tracción	[D2.(b)]
Resistencia y momento de dimensionamiento				
F_y/M_{py}	1655.75	kg ² /m	Momento plástico de dimensionamiento	[F]
$F_y/M_{ny}(YD)$	1655.75	kg ² /m	Resistencia de dimensionamiento a la flexión en el estado límite de plastificación	[F2.1]
$F_y/M_{ny}(LTB)$	874.39	kg ² /m	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral en el estado límite de plastificación	[F2.2]
$F_y/M_{ny}(LTB)$	769.23	kg ² /m	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral en el estado límite de plastificación ($C_b=1.0$)	[F2.2]
F_y/M_{ny}	874.39	kg ² /m	Resistencia de dimensionamiento a la flexión	[F2]
Resistencia y momento de dimensionamiento				

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	UF
Fib*Msu	488.18	kg*m	Momento plástico de momento	[F]
Fib*Msu*FD	403.24	kg*m	Resistencia de dimensionamiento a la flexión sin el coeficiente de plasticación	[F6]
Fib*Msu	403.24	kg*m	resistencia de cálculo a la flexión	[F6]
Fórmula de verificación:				
UF(Lcy)	0.43		Lcy/ly(Lcy),max	control
UF(H1_1b)	0.74		$\text{Pr}(2*\text{Fiy}*\text{Fry}) + \text{My}(\text{Fib}*\text{My}) + \text{Mz}(\text{Fib}*\text{Mz})$	verificado
Solución:				
RA1	0.74		solución	[RA1] control

Barra		Perfil	Material	Lay	Loc	Sección	Carga	Ratio[uy]
5	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.56	T4-COMBventos+	0.04
6	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.50	T4-COMBventos+	0.03
9	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.52	T4-COMBventos+	0.03
10	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.52	T4-COMBventos+	0.03
13	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.52	T4-COMBventos+	0.03
14	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.58	T4-COMBventos+	0.04
2	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.67	T4-COMBventos+	0.04
22	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.64	T4-COMBventos+	0.03
24	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.64	T4-COMBventos+	0.03
24	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.63	T4-COMBventos+	0.03
26	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.69	T4-COMBventos+	0.03
26	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.69	T4-COMBventos+	0.03
30	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.76	T4-COMBventos+	0.04
31	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.71	T4-COMBventos+	0.03
34	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
4	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
42	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.74	T4-COMBventos+	0.03
44	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.79	T4-COMBventos+	0.03
44	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.77	T4-COMBventos+	0.04
53	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.04
54	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
57	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
58	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.74	T4-COMBventos+	0.03
58	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.80	T4-COMBventos+	0.03
6	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.76	T4-COMBventos+	0.03
63	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.71	T4-COMBventos+	0.03
69	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
70	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
73	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.74	T4-COMBventos+	0.03
74	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.80	T4-COMBventos+	0.03
77	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.76	T4-COMBventos+	0.03
78	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.71	T4-COMBventos+	0.04
84	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.04
84	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
85	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.74	T4-COMBventos+	0.03
89	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.80	T4-COMBventos+	0.03
90	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.77	T4-COMBventos+	0.03
93	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
94	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
101	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.03
102	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.74	T4-COMBventos+	0.03
105	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.80	T4-COMBventos+	0.03
106	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.76	T4-COMBventos+	0.03
109	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.71	T4-COMBventos+	0.03
110	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.04
117	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.72	T4-COMBventos+	0.04
118	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.74	T4-COMBventos+	0.03
121	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64			0.03
122	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64			0.03
125	[X]	IPE 360	STEEL A36	67.82	2.64			0.03

Barra	Perfil	Material	Lay	Luz	Solicit.	Caso	Ratio (uy)
126	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.79	74 COMBventos+	0.03
133	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.67	74 COMBventos+	0.03
134	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.64	74 COMBventos+	0.03
137	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.64	74 COMBventos+	0.03
138	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.63	74 COMBventos+	0.03
141	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.69	74 COMBventos+	0.03
142	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.69	74 COMBventos+	0.04
146	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.56	74 COMBventos+	0.04
150	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.52	74 COMBventos+	0.03
153	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.52	74 COMBventos+	0.03
154	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.52	74 COMBventos+	0.03
157	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64	0.58	74 COMBventos+	0.03
158	IPB 360	STEEL A36	67.82	2.64			0.04

Caso (uy)	Ratio (u)	Caso (u)
67 ELS/163	0.12	67 ELS/177
67 ELS/167	0.15	67 ELS/177
67 ELS/152	0.10	67 ELS/177
67 ELS/808	0.11	67 ELS/145
67 ELS/473	0.14	67 ELS/759
67 ELS/786	0.09	67 ELS/879
67 ELS/104	0.10	67 ELS/145
67 ELS/520	0.19	67 ELS/145
67 ELS/184	0.12	67 ELS/511
67 ELS/840	0.14	67 ELS/177
67 ELS/505	0.17	67 ELS/831
67 ELS/815	0.11	67 ELS/498
67 ELS/232	0.13	67 ELS/241
67 ELS/551	0.20	67 ELS/241
67 ELS/215	0.13	67 ELS/543
67 ELS/59	0.14	67 ELS/209
67 ELS/537	0.19	67 ELS/863
67 ELS/857	0.11	67 ELS/530
67 ELS/255	0.13	67 ELS/209
67 ELS/575	0.20	67 ELS/209
67 ELS/241	0.13	67 ELS/575
67 ELS/57	0.14	67 ELS/241
67 ELS/560	0.19	67 ELS/825
67 ELS/879	0.11	67 ELS/582
67 ELS/21	0.13	67 ELS/305
67 ELS/817	0.20	67 ELS/305
67 ELS/279	0.13	67 ELS/807
67 ELS/103	0.14	67 ELS/273
67 ELS/801	0.19	67 ELS/827
67 ELS/913	0.11	67 ELS/594
67 ELS/26	0.13	67 ELS/273
67 ELS/85	0.20	67 ELS/273

Caso (uy)	Ratio (uc)	Caso (uc)
67 ELS/305	0.13	67 ELS/303
67 ELS/305	0.14	67 ELS/305
67 ELS/324	0.19	67 ELS/322
67 ELS/353	0.11	67 ELS/355
67 ELS/330	0.13	67 ELS/329
67 ELS/381	0.20	67 ELS/389
67 ELS/343	0.13	67 ELS/371
67 ELS/1110	0.14	67 ELS/337
67 ELS/365	0.19	67 ELS/361
67 ELS/385	0.11	67 ELS/388
67 ELS/33	0.13	67 ELS/337
67 ELS/708	0.20	67 ELS/337
67 ELS/369	0.13	67 ELS/703
67 ELS/1026	0.14	67 ELS/369
67 ELS/690	0.19	67 ELS/1023
67 ELS/1007	0.11	67 ELS/688
67 ELS/423	0.10	67 ELS/433
67 ELS/738	0.19	67 ELS/433
67 ELS/401	0.12	67 ELS/735
67 ELS/1058	0.14	67 ELS/401
67 ELS/719	0.17	67 ELS/1055
67 ELS/1049	0.12	67 ELS/720
67 ELS/458	0.12	67 ELS/401
67 ELS/768	0.15	67 ELS/401
67 ELS/433	0.09	67 ELS/401
67 ELS/1087	0.11	67 ELS/433
67 ELS/752	0.14	67 ELS/1087
67 ELS/1080	0.09	67 ELS/975

Anexo 4. Diseño de miembros por flexo-compresión

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Autor:
Dirección:

Archivo: estructura-cargadoblepuente.rtd
Proyecto: estructura-cargadoblepuente

Simbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
BAMBA: 62 : CORRUGADA: x = 0.00 L = 0.00 m				
Características de la sección: IPE 380				
A_x	7272.62	mm ²	área de la sección	
A_y	4318.00	mm ²	área eficaz en contorno en la dirección Y	
A_z	2880.00	mm ²	área eficaz en contorno en la dirección Z	
I	382000.00	mm ⁴	constante de torsión	
I_y	162696000.00	mm ⁴	momento de inercia respecto al eje Y	
I_z	10434500.00	mm ⁴	momento de inercia respecto al eje Z	
Z_y	1019220.00	mm ³	módulo de sección plástico respecto al eje Y	
S_y	903844.64	mm ³	módulo de sección elástico respecto al eje Y	
Z_z	191104.00	mm ³	módulo de sección plástico respecto al eje Z	
S_z	122758.62	mm ³	módulo de sección elástico respecto al eje Z	
h	380.0	mm	altura de la sección	
b	170.0	mm	anchura de la sección	
t_f	12.7	mm	espesor del ala	
t_w	8.0	mm	espesor del alma	
r_y	149.8	mm	radio de inercia respecto al eje Y	
r_z	37.5	mm	radio de inercia respecto al eje Z	
Materiales				
Nombre	ST 508 - A36			
F_y	25310904.87	kgf/m ²	resistencia de materia	
F_u	40778038.62	kgf/m ²	límite mínima de resistencia a la tracción	
E	2059017509.5	kgf/m ²	coeficiente de elasticidad longitudinal	
Método de coeficientes parciales LRF-2				
Φ_c	0.90		parámetro de resistencia para la compresión	[F.1]
Φ_b	0.90		parámetro de resistencia para la flexión	[F.1.1]
Φ_s	0.90		parámetro de resistencia para el contorno	[G.1]
Φ_T	0.90		Coefficiente de resistencia para la ruptura en tracción	[H3.1]
Estabilidad local de la sección				
λ_{lim}	8.89		Proporción de anchura-espesor para un ala	[Tabla B4.1a,b]
λ_{limw}	37.32		Proporción de anchura-espesor para un alma	[Tabla B4.1a,b]
Clase de sección en compresión simple				
λ_{lim_N}	15.89		Esbeltez límite para el ala no rebelta	[Tabla B4.1a]
$Class_N$	Non rebelta		clase del ala	[Tabla B4.1a]
λ_{limw_N}	42.29		Esbeltez límite para el alma no rebelta	[Tabla B4.1a]
$Classw_N$	Non rebelta		clase del alma	[Tabla B4.1a]
Clase de sección en flexión simple por el momento M_y				
$\lambda_{lim_p_My}$	10.79		Esbeltez límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{lim_r_My}$	28.39		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1b]
$ClassF_My$	compacta		clase del ala	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{lim_p_My}$	108.72		Esbeltez límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{lim_r_My}$	161.79		Esbeltez límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]

Fecha: 15/09/22

Página: 17

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
ClassM_My	compacto		clase del alma	[Tabla B4.1b]
clase de sección en flexión simple por el momento Mx				
Lam1_p_Mx	10.79		Esbeltez límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
Lam1_r_Mx	28.33		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1b]
ClassF_Mx	compacto		clase del ala	[Tabla B4.1b]
Lamw_p_Mx	108.72		Esbeltez límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]
Lamw_r_Mx	181.78		Esbeltez límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]
ClassW_Mx	compacto		clase del alma	[Tabla B4.1b]
Esbeltez límite para cortante				
Lamw_p_Vx	72.15		Esbeltez límite de cortante para el alma compacta	[G2.1(b)]
Lamw_r_Vx	89.85		Esbeltez límite de cortante para el alma no compacta	[G2.2(b)]
Parámetros del análisis de pandeo				
respecto al eje Y de la sección				
Ly	10.14	m	longitud no protegida contra el pandeo de la barra	[E2]
Ky	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Lcy	10.14	m	longitud de pandeo lateral de la barra	[E2]
Lcyr	87.82		esbeltez de cálculo de la barra	[E2]
Fcy	43748297.14	kgf/m ²	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcry	10888325.98	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Fry	14489.84	kgf	resistencia nominal de la barra en compresión	[E3]
respecto al eje Z de la sección				
Lz	0.10	m	longitud no protegida contra el pandeo de la barra	[E2]
Kz	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Lcz	0.10	m	longitud de pandeo lateral de la barra	[E2]
Lczr	2.84		esbeltez de cálculo de la barra	[E2]
Fcz	25370804342.1	kgf/m ²	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fczr	25301219.25	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Fzr	184013.74	kgf	resistencia nominal de la barra en compresión	[E3]
pandeo fijo-rotor				
Lr	0.10	m	longitud no protegida contra el pandeo de la barra	[E4]
Kr	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E4]
KrLrRr	0.89		esbeltez de cálculo de la barra	[E4]
Fcr	30506028800.8	kgf/m ²	Tensión crítica para el pandeo fijo-rotor	[E4]
FcrRr	25303179.19	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo fijo-rotor	[E4]
Frr	184028.00	kgf	resistencia nominal de la barra en compresión	[E4]
Parámetros del análisis de pandeo lateral				
Rr	1.00		parámetro de asimetría de la sección	[Com.F1]
Cr	2.89		coeficiente de reducción para el pandeo lateral	[F1.3]
Ll	10.14	m	longitud de la barra para el pandeo lateral	[F2.2]
Lpl	1.89	m	longitud máx. en el estado límite de resistencia	[F2.2]
Lpr	8.10	m	longitud máx. en el estado límite de pandeo lateral	[F2.2]
McrLr	22309.04	kgf·m	momento crítico en pandeo lateral	[F2.2]
FcrLr	24588043.54	kgf/m ²	tensión crítica para el pandeo lateral	[F2.2]
Otros				

Simbología	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
C_w	34646278126	mm ⁶	coeficiente de pandeo local	[E,F]
k_{xy}	1.20		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G8]
C_{y2}	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G2.2]
k_{w2}	5.34		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G2.1]
C_{w2}	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G2.1]
Esfuerzos en tiramos				
R_{T1}	8938.59	kgf	resistencia exigida a la compresión	
T_{11}	2.03	kgf/m ²	resistencia exigida a la torsión	
M_{y1}	-15488.53	kgf/m ²	resistencia exigida a la flexión	
M_{x1}	-0.54	kgf/m ²	resistencia exigida a la flexión	
V_{y1}	-5.27	kgf	resistencia exigida al cortante	
V_{x1}	4831.65	kgf	resistencia exigida al cortante	
Resistencia nominal:				
R_{Tn}	144484.84	kgf	Resistencia nominal a la compresión	[E3]
respecto al eje Y de la sección				
M_{pY}	25798.97	kgf/m ²	Momento plástico nominal	[F]
$M_{nY}(YD)$	25798.97	kgf/m ²	Resistencia nominal a flexión en el estado límite de plastificación	[F2.1]
$M_{nY}(LTB)$	22218.14	kgf/m ²	Resistencia nominal al pandeo lateral	[F2.2]
$M_{nY}(LTB)$	8369.14	kgf/m ²	Resistencia nominal al pandeo lateral (Cb=1.0)	[F2.2]
M_{nY}	22218.14	kgf/m ²	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
V_{nY}	43738.59	kgf	Resistencia nominal en cortante	[G2.1]
respecto al eje Z de la sección				
M_{pZ}	4838.94	kgf/m ²	Momento plástico nominal	[F]
$M_{nZ}(YD)$	4838.94	kgf/m ²	Resistencia nominal a flexión en el estado límite de plastificación	[F2.1]
M_{nZ}	4838.94	kgf/m ²	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
V_{nZ}	85574.48	kgf	Resistencia nominal en cortante	[G2.1]
Resistencia de dimensionamiento:				
$R_{c1}(R_{Tn})$	130040.85	kgf	resistencia de cálculo a la compresión	[E3]
respecto al eje Y de la sección				
$F_b(M_{pY})$	23217.38	kgf/m ²	Momento plástico de dimensionamiento	[F]
$F_b(M_{nY}(YD))$	23217.38	kgf/m ²	Resistencia de dimensionamiento a la flexión en el estado límite de plastificación	[F2.1]
$F_b(M_{nY}(LTB))$	19994.52	kgf/m ²	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral	[F2.2]
$F_b(M_{nY}(LTB))$	7559.23	kgf/m ²	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral	[F2.2]
$F_b(M_{nY})$	19994.52	kgf/m ²	Resistencia de dimensionamiento a la flexión	[F2]
$1.00 \cdot V_{nY}$	43738.59	kgf	resistencia de cálculo al cortante	[G2.1]
respecto al eje Z de la sección				
$F_b(M_{pZ})$	4383.24	kgf/m ²	Momento plástico de dimensionamiento	[F]
$F_b(M_{nZ}(YD))$	4383.24	kgf/m ²	Resistencia de dimensionamiento a la flexión en el estado límite de plastificación	[F2.1]
$F_b(M_{nZ})$	4383.24	kgf/m ²	Resistencia de dimensionamiento a la flexión	[F2]
$F_v(V_{nZ})$	59017.01	kgf	resistencia de cálculo al cortante	[G2.1]
Tensiones en la sección				
$f_{ny,te}$	71347.43	kgf/cm ²	tensión de diseño a la tracción para tensión simple	
$f_{nz,te}$	44943.28	kgf/cm ²	tensión de diseño a la tracción para tensión simple	

Símbolo []	Valor []	Unidad []	Descripción del símbolo []	[]
Fórmulas de verificación []				
LIP(Lx) []	0.24 []		$\text{Max}(L_{xy}/y)(L_{x1}), \text{min}; L_{x2}/x)(L_{x1}), \text{min}) []$	variable []
LIP(HI _ 1b) []	0.80 []		$\text{Pr}(2 \cdot F_{ic} / \text{Pr}) + (\text{M}_{xy} / F_{ic} \cdot \text{M}_{xy}) + (\text{M}_{xz} / F_{ic} \cdot \text{M}_{xz}) []$	Verificado []
LIP(S8) []	0.01 []		$\text{M}_{xy} / F_{ic} \cdot \text{M}_{xy} + \text{M}_{xz} / \text{M}_{xz} (0.8 \cdot F_{ic} \cdot F_{y}) []$	Verificado []
LIP(S2) []	0.1 []		$\text{M}_{xz} / 1.00 \cdot \text{M}_{xz} + \text{M}_{xz} / \text{M}_{xz} (0.8 \cdot 1.00 \cdot F_{y}) []$	Verificado []
Selección: []				
RAT []	0.80 []		selección []	(Perfil comado) []
Flexión (COORDENADAS LOCALES): []				
uy []	0.1 []	cm []	flexión de la barra en la dirección Y - Cargas totales []	
uy-max(rs) []	4.2 []	cm []	Deformación admisible de la barra en la dirección Y - valor relativo []	
uy-max []	4.2 []	cm []	Deformación admisible de la barra en la dirección Y - Cargas totales []	
Solici.(uy) []	0.00 []		selección []	
Verificado []				
uz []	-0.5 []	cm []	flexión de la barra en la dirección Z - Cargas totales []	
uz-max(rs) []	4.2 []	cm []	Deformación admisible de la barra en la dirección Z - valor relativo []	
uz-max []	4.2 []	cm []	Deformación admisible de la barra en la dirección Z - Cargas totales []	
Solici.(uz) []	0.1 []		selección []	
Verificado []				

Barra	Perfil	Materia	Luz	Luz	Sección	Carga
161	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.44	74 COMBventoz
162	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.70	74 COMBventoz
163	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.44	74 COMBventoz
164	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.71	74 COMBventoz
165	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.48	74 COMBventoz
166	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.71	74 COMBventoz
167	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.44	74 COMBventoz
168	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.70	74 COMBventoz
169	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.44	74 COMBventoz
350	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.27	74 COMBventoz
351	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.32	74 COMBventoz
352	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.32	74 COMBventoz
353	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.27	74 COMBventoz
354	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.32	74 COMBventoz
355	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.27	74 COMBventoz
356	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.32	74 COMBventoz
357	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.27	74 COMBventoz
358	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.24	74 COMBventoz
539	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.29	74 COMBventoz
540	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.28	74 COMBventoz
541	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.24	74 COMBventoz
542	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.28	74 COMBventoz
543	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.24	74 COMBventoz
544	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.29	74 COMBventoz
545	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.24	74 COMBventoz
546	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.18	74 COMBventoz
547	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.19	74 COMBventoz
728	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.18	74 COMBventoz
729	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.21	74 COMBventoz
730	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.19	74 COMBventoz
731	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.21	74 COMBventoz
732	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.18	74 COMBventoz
733	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18	0.19	74 COMBventoz
734	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18		
735	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18		
736	IPE 100	STEEL A36	147.42	483.18		

Barra	Perfil	Material	Lay	Loc	Sección	Caso	Ratio (vx)
1	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.71	64-ELU-08	0.49
4	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-085	0.37
17	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-110	0.50
20	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-089	0.38
33	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-114	0.58
36	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-092	0.46
40	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-118	0.58
52	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-096	0.48
65	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-122	0.58
68	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-101	0.48
81	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-126	0.58
84	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-104	0.48
97	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-130	0.58
100	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-108	0.48
113	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-134	0.58
116	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-113	0.48
129	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.73	64-ELU-138	0.50
132	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-116	0.38
145	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.70	64-ELU-142	0.49
148	HEB 340	STEEL A36	54.62	108.24	0.62	64-ELU-120	0.37

Caso (vx)	Ratio (vy)	Caso (vy)
67-ELS-177	0.01	67-ELS-182
67-ELS-179	0.02	67-ELS-186
67-ELS-145	0.01	67-ELS-182
67-ELS-147	0.01	67-ELS-183
67-ELS-241	0.01	67-ELS-226
67-ELS-115	0.01	67-ELS-180
67-ELS-209	0.00	67-ELS-226
67-ELS-183	0.01	67-ELS-147
67-ELS-305	0.01	67-ELS-290
67-ELS-175	0.01	67-ELS-114
67-ELS-273	0.00	67-ELS-298
67-ELS-175	0.01	67-ELS-101
67-ELS-389	0.00	67-ELS-389
67-ELS-1071	0.01	67-ELS-1085
67-ELS-137	0.00	67-ELS-389
67-ELS-1039	0.01	67-ELS-1085
67-ELS-433	0.00	67-ELS-423
67-ELS-1007	0.01	67-ELS-1049
67-ELS-401	0.00	67-ELS-152
67-ELS-1975	0.01	67-ELS-1049

Anexo 5. Diseño de conexiones

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Autor:
Dirección:

Archivo: estructura-cargadoblepuente.rtd
Proyecto: estructura-cargadoblepuente

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
SECCIÓN: 33 ; COORDENADA: x = 1.00 L = 8.00 m				
Características de la sección: HEB340				
Ax	17069.80	mm ²	área de la sección	
Ay	12900.00	mm ²	área elástica en caliente en la dirección Y	
Az	4080.00	mm ²	área elástica en caliente en la dirección Z	
L	2700000.00	mm ⁴	constante de torsión	
Iy	366584000.00	mm ⁴	momento de inercia respecto al eje Y	
Iz	96829500.00	mm ⁴	momento de inercia respecto al eje Z	
Zy	2408250.00	mm ³	módulo de sección plástico respecto al eje Y	
Sy	2158258.82	mm ³	módulo de sección elástico respecto al eje Y	
Zz	985737.00	mm ³	módulo de sección plástico respecto al eje Z	
Sz	645998.67	mm ³	módulo de sección elástico respecto al eje Z	
h	340.0	mm	altura de la sección	
b	300.0	mm	anchura de la sección	
t	21.5	mm	espesor del ala	
tw	12.0	mm	espesor del alma	
ry	148.6	mm	radio de inercia respecto al eje Y	
rz	75.3	mm	radio de inercia respecto al eje Z	
Materiales				
Nombre	ST-BEL-A38			
Fy	25310904.57	kgf/m ²	resistencia de material	
Fu	40778035.82	kgf/m ²	límite mínima de resistencia a la tracción	
E	20389017500.5	kgf/m ²	coeficiente de elasticidad longitudinal	
Método de coeficientes parciales LRFCD				
Fc	0.90		parámetro de resistencia para la compresión	[F.1]
Ft	0.90		parámetro de resistencia para la flexión	[F.1.1]
Fv	0.90		parámetro de resistencia para el cortante	[G.1]
Ft1	0.90		Coefficiente de resistencia para la ruptura en tracción	[H3.1]
Estabilidad local de la sección				
Lamf	8.58		Proporción de anchura-espesor para un ala	[Tabla B4.1a,b]
Lamw	20.25		Proporción de anchura-espesor para un alma	[Tabla B4.1a,b]
clase de sección en compresión simple				
Lamf_r_M	15.89		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1a]
ClassF_r_M	No compacta		clase del ala	[Tabla B4.1a]
Lamw_r_M	42.25		Esbeltez límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1a]
ClassW_r_M	No compacta		clase del alma	[Tabla B4.1a]
clase de sección en flexión simple por el momento My				
Lamf_p_My	10.79		Esbeltez límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
Lamf_r_My	28.38		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1b]
ClassF_p_My	compacta		clase del ala	[Tabla B4.1b]
Lamw_p_My	108.72		Esbeltez límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]
Lamw_r_My	167.75		Esbeltez límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]

Fecha: 15/09/22

Página: 11

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
ClassW_My	compacta		clase del alma	[Tabla B4.1b]
clase de sección en flexión simple por el momento Mz				
Lam1_p_Mz	10.79		Esfuerzo límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
Lam1_r_Mz	28.38		Esfuerzo límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1b]
ClassF_Mz	compacta		clase del alma	[Tabla B4.1b]
Lamw_p_Mz	108.72		Esfuerzo límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]
Lamw_r_Mz	181.78		Esfuerzo límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]
ClassW_Mz	compacta		clase del alma	[Tabla B4.1b]
Esfuerzo límite para cortante				
Lamw_p_Vz	72.15		Esfuerzo límite de cortante para el alma compacta	[02.1.(b)]
Lamw_r_Vz	89.85		Esfuerzo límite de cortante para el alma no compacta	[02.2.(b)]
Parámetros del análisis de pandeo				
respecto al eje Y de la sección				
Ly	8.00	m	longitud no protegida contra el pandeo de la bamba	[E2]
Ky	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Lcy	8.00	m	longitud de pandeo lateral de la bamba	[E2]
Lcy/ly	84.82		relación de cálculo de la bamba	[E2]
Fcy	87441761.88	kgf/m ²	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcry	21831270.72	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo por tensión	[E3]
Fry	388874.08	kgf	resistencia nominal de la bamba en compresión	[E3]
respecto al eje Z de la sección				
Lz	8.00	m	longitud no protegida contra el pandeo de la bamba	[E2]
Kz	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Lcz	8.00	m	longitud de pandeo lateral de la bamba	[E2]
Lcz/lz	108.24		relación de cálculo de la bamba	[E2]
Fcz	17827918.18	kgf/m ²	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fczr	13971208.50	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo por tensión	[E3]
Fzr	238765.18	kgf	resistencia nominal de la bamba en compresión	[E3]
pandeo flexo-torsor				
Lx	8.00	m	longitud no protegida contra el pandeo de la bamba	[E4]
Kx	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E4]
Kx'Lx/lx	48.53		relación de cálculo de la bamba	[E4]
Fx	82388483.93	kgf/m ²	Tensión crítica para el pandeo flexo-torsor	[E4]
Fxr	21388938.18	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo flexo-torsor	[E4]
Fxr	384988.73	kgf	resistencia nominal de la bamba en compresión	[E4]
Parámetros del análisis de pandeo lateral				
Bx	1.00		parámetro de asimetría de la sección	[Comu.F1]
Cb	2.48		coeficiente de reducción para el pandeo lateral	[F1.3]
Lb	8.00	m	longitud de la bamba para el pandeo lateral	[F2.2]
Lpy	3.78	m	longitud máx. en el estado límite de resistencia	[F2.2]
Lyz	17.47	m	longitud máx. en el estado límite de pandeo lateral	[F2.2]
Mcry	228881.18	kgf·m	momento crítico en pandeo lateral	[F2.2]
Otros				
Cw	248000000000	mm ⁶	constante de pandeo local	[E.F]

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	Ref.
k_{xy}	1.20		coef. de inestabilidad local para el cortante	[C8]
C_{xy2}	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[C2.2]
k_{xz}	5.34		coef. de inestabilidad local para el cortante	[C2.1]
C_{xz}	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[C2.1]
Exigencia interna				
F_y	35330.80	kg	resistencia exigida a la compresión	
F_x	371.04	kg/m	resistencia exigida a la tensión	
M_{xy}	-31887.21	kg/m	resistencia exigida a la flexión	
M_{xz}	2881.81	kg/m	resistencia exigida a la flexión	
V_{xy}	-1102.01	kg	resistencia exigida al cortante	
V_{xz}	-9082.98	kg	resistencia exigida al cortante	
Resistencia nominal				
F_{y0}	238765.18	kg	Resistencia nominal a la compresión	[E3]
respecto al eje Y de la sección				
M_{py}	80654.02	kg/m	Momento plástico nominal	[F]
$M_{ny}(YD)$	80654.02	kg/m	Resistencia nominal a la flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
$M_{ny}(LTB)$	80654.02	kg/m	Resistencia nominal al pandeo lateral	[F2.2]
$M_{ny}(LTB)$	53918.11	kg/m	Resistencia nominal al pandeo lateral ($C_b=1.0$)	[F2.2]
M_{ny}	80654.02	kg/m	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
V_{y0}	81980.12	kg	Resistencia nominal en cortante	[C2.1]
respecto al eje Z de la sección				
M_{pz}	24949.50	kg/m	Momento plástico nominal	[F]
$M_{nz}(YD)$	24949.50	kg/m	Resistencia nominal a la flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
M_{nz}	24949.50	kg/m	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
V_{zy}	105903.31	kg	Resistencia nominal en cortante	[C8]
Resistencia de dimensionamiento				
F_c/F_{y0}	214888.64	kg	resistencia de cálculo a la compresión	[E3]
respecto al eje Y de la sección				
F_b/M_{py}	54888.62	kg/m	Momento plástico de dimensionamiento	[F]
$F_b/M_{ny}(YD)$	54888.62	kg/m	Resistencia de dimensionamiento a la flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
$F_b/M_{ny}(LTB)$	54888.62	kg/m	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral en el estado límite de plasticación	[F2.2]
$F_b/M_{ny}(LTB)$	48328.30	kg/m	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral en el estado límite de plasticación	[F2.2]
F_b/M_{ny}	54888.62	kg/m	Resistencia de cálculo a la flexión	[F2]
$1.00 \cdot V_{y0}$	81980.12	kg	resistencia de cálculo al cortante	[C2.1]
respecto al eje Z de la sección				
F_b/M_{pz}	22454.55	kg/m	Momento plástico de dimensionamiento	[F]
$F_b/M_{nz}(YD)$	22454.55	kg/m	Resistencia de dimensionamiento a la flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
F_b/M_{nz}	22454.55	kg/m	Resistencia de cálculo a la flexión	[F2]
F_v/V_{zy}	178312.98	kg	resistencia de cálculo al cortante	[C8]
Tensiones en la sección				
$f_{ny,ns}$	2854805.47	kg/m ²	tensión de diseño a la flexión para tensión simple	
$f_{nz,ns}$	1848082.12	kg/m ²	tensión de diseño a la flexión para tensión simple	

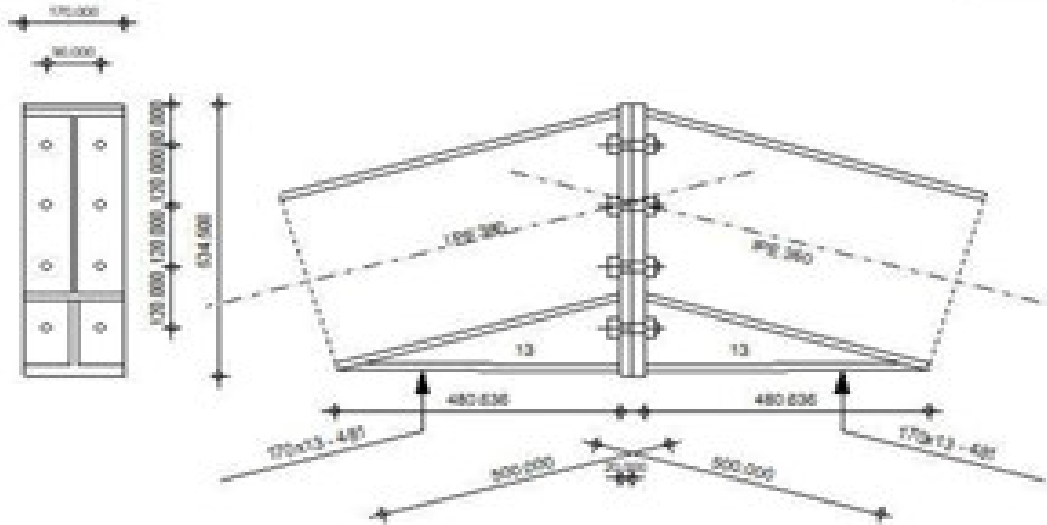
Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	Estado
UF(LcY)	0.50		$\text{Max}(LcYy)(LcY), \text{max}(LcYx)(LcY), \text{max}(LcYz)(LcY)$	Verificado
UF(Ht_1b)	0.79		$\text{Pr}(2 \cdot Fc \cdot Pr) + Mx \cdot (Fb \cdot My) + \text{Max}(Fb \cdot Mx)$	Verificado
UF(S8)	0.22		$Vy \cdot (Fw \cdot My) + \text{Inv}, \text{max}(0.8 \cdot Fw \cdot Fy)$	Verificado
UF(S2)	0.22		$Vz \cdot (1.00 \cdot Mx) + \text{Inv}, \text{max}(0.8 \cdot 1.00 \cdot Fy)$	Verificado
Solleción:				
RAT	0.79		solleción	Perfil comido
Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):				
vx	3.1	cm	desplazamiento de la bama en la dirección X	
vx máx/nl	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección X - valor relativo	
vx mín	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección X	
Sollec.(vx)	0.50		solleción	
Verificado				
vy	0.0	cm	desplazamiento de la bama en la dirección Y	
vy máx/nl	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección Y - valor relativo	
vy mín	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección Y	
Sollec.(vy)	0.01		solleción	
Verificado				

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
BARRA: 34 - ; CONDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m				
Características de la sección: HEB/350				
A_x	18063.30	mm ²	área de la sección	
A_y	13500.00	mm ²	área eficaz en caliente en la dirección Y	
A_z	4500.00	mm ²	área eficaz en caliente en la dirección Z	
I_x	3100000.00	mm ⁴	constante de torsión	
I_y	431939000.00	mm ⁴	momento de inercia respecto al eje Y	
I_z	101412000.00	mm ⁴	momento de inercia respecto al eje Z	
Z_y	2683140.00	mm ³	módulo de sección plástico respecto al eje Y	
S_y	2329338.89	mm ³	módulo de sección elástico respecto al eje Y	
Z_z	1032510.00	mm ³	módulo de sección plástico respecto al eje Z	
S_z	676080.00	mm ³	módulo de sección elástico respecto al eje Z	
h	360.0	mm	altura de la sección	
b	300.0	mm	anchura de la sección	
t_f	22.9	mm	espesor del ala	
t_w	12.9	mm	espesor del alma	
r_y	154.8	mm	radio de inercia respecto al eje Y	
r_z	74.9	mm	radio de inercia respecto al eje Z	
Materiales				
Nombre	ST EEL A36			
F_y	25310904.81	kgf/cm ²	resistencia de materia	
F_u	40778035.82	kgf/cm ²	límite mínimo de resistencia a la tracción	
E	21388017800.59	kgf/cm ²	coeficiente de elasticidad longitudinal	
Método de coeficientes parciales LRFD				
Φ_c	0.90		parámetro de resistencia para la compresión	[F 1]
Φ_t	0.90		parámetro de resistencia para la flexión	[F 1.1]
Φ_v	0.90		parámetro de resistencia para el cortante	[G 1]
Φ	0.90		Coefficiente de resistencia para la ruptura en tracción	[H3.1]
Estabilidad local de la sección				
λ_{mf}	6.81		Proporción de anchura-espesor para un ala	[Tabla B4.1a,b]
λ_{mw}	20.88		Proporción de anchura-espesor para un alma	[Tabla B4.1a,b]
Clase de sección en compresión simple				
λ_{mf_N}	15.89		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1a]
$Class_F_N$	Noncompact		clase del ala	[Tabla B4.1a]
λ_{mw_N}	42.26		Esbeltez límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1a]
$Class_W_N$	Noncompact		clase del alma	[Tabla B4.1a]
Clase de sección en flexión simple por el momento M_y				
$\lambda_{mf_p_M_y}$	10.79		Esbeltez límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{mf_r_M_y}$	28.38		Esbeltez límite para el ala no compacta	[Tabla B4.1b]
$Class_F_M_y$	compact		clase del ala	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{mw_p_M_y}$	108.72		Esbeltez límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]
$\lambda_{mw_r_M_y}$	181.78		Esbeltez límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	Ref.
Class _N _My	compacto		clase del alma	[Tabla B4.1b]
clase de sección en flexión simple por el momento [Mc]				
Lami _p _Mc	10.73		Esfuerzo límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
Lami _r _Mc	25.33		Esfuerzo límite para el alma compacta	[Tabla B4.1b]
Class _F _Mc	compacto		clase del ala	[Tabla B4.1b]
Lami _p _Mc _F	108.72		Esfuerzo límite para el ala compacta	[Tabla B4.1b]
Lami _r _Mc _F	161.78		Esfuerzo límite para el alma no compacta	[Tabla B4.1b]
Class _N _Mc _F	compacto		clase del alma	[Tabla B4.1b]
Esfuerzo límite para cortante				
Lami _p _Vc	72.15		Esfuerzo límite de cortante para el alma compacta	[G2.1.(b)]
Lami _r _Vc	89.85		Esfuerzo límite de cortante para el alma no compacta	[G2.2.(b)]
Parámetros del análisis de pandeo:				
respecto al eje Y de la sección				
Ly	8.00	m	longitud no protegida contra el pandeo de la bamba	[E2]
Ky	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Lcy	8.00	m	longitud de pandeo lateral de la bamba	[E2]
Lcy/r _y	51.73		esbeltez de cálculo de la bamba	[E2]
Fcy	75189058.91	kgf/m ²	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcr _y	21984100.23	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Phi _y	397105.40	kgf	resistencia nominal de la bamba en compresión	[E3]
respecto al eje Z de la sección				
Lz	8.00	m	longitud no protegida contra el pandeo de la bamba	[E2]
Kz	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Lcz	8.00	m	longitud de pandeo lateral de la bamba	[E2]
Lcz/r _z	108.77		esbeltez de cálculo de la bamba	[E2]
Fcz	17652585.74	kgf/m ²	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcr _z	13889992.75	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Phi _z	250381.04	kgf	resistencia nominal de la bamba en compresión	[E3]
pandeo flexo-torsión				
L _{FT}	8.00	m	longitud no protegida contra el pandeo de la bamba	[E4]
K _{FT}	1.00		Coefficiente eficaz de longitud de pandeo	[E4]
K _{FT} L _{FT} /r _y	49.59		esbeltez de cálculo de la bamba	[E4]
F _{FT}	82604893.31	kgf/m ²	Tensión crítica para el pandeo flexo-torsión	[E4]
F _{cr_{FT}}	21370340.12	kgf/m ²	tensión crítica en pandeo flexo-torsión	[E4]
Phi _{FT}	389018.88	kgf	resistencia nominal de la bamba en compresión	[E4]
Parámetros del análisis de pandeo lateral				
P _u	1.00		parámetro de asimetría de la sección	[Comm.F1]
C _u	2.10		coeficiente de reducción para el pandeo lateral	[F1.(3)]
L _u	8.00	m	longitud de la bamba para el pandeo lateral	[F2.2]
L _u _{cr}	3.74	m	longitud máx. en el estado límite de resistencia	[F2.2]
L _u _{cr}	17.24	m	longitud máx. en el estado límite de pandeo lateral	[F2.2]
M _{cr} _y	216470.9	kgf·m	momento crítico en pandeo lateral	[F3.2]
Otros:				
C _w	2832086.166266	mm ⁶	constante de pandeo local	[E.F]

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción del símbolo	F
k_{xy}	1.20		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G2]
C_{y2}	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G2.2]
k_{w2}	5.34		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G2.1]
C_{w2}	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G2.1]
Resistencia interna				
F_y	68777.48	kg	resistencia exigida a la compresión	
T_y	-0.14	kg/m	resistencia exigida a la torsión	
M_y	24062.38	kg/m	resistencia exigida a la flexión	
M_{y2}	5264.98	kg/m	resistencia exigida a la flexión	
V_y	2047.92	kg	resistencia exigida al cortante	
V_{y2}	-6403.43	kg	resistencia exigida al cortante	
Resistencia nominal				
F_y	250681.04	kg	Resistencia nominal a la compresión	[E3]
respecto al eje Y de la sección				
M_{py}	67911.63	kg/m	Momento plástico nominal	[F]
$M_y(YD)$	67911.63	kg/m	Resistencia nominal a flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
$M_y(LTB)$	67911.63	kg/m	Resistencia nominal al pandeo lateral	[F2.2]
$M_y1(LTB)$	59889.19	kg/m	Resistencia nominal al pandeo lateral ($C_b=1.0$)	[F2.2]
M_y	67911.63	kg/m	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
V_{wy}	68338.38	kg	Resistencia nominal en cortante	[G2.1]
respecto al eje Z de la sección				
M_{pz}	28133.35	kg/m	Momento plástico nominal	[F]
$M_z(YD)$	28133.35	kg/m	Resistencia nominal a flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
M_z	28133.35	kg/m	Resistencia nominal a la flexión	[F2]
V_{wz}	205015.09	kg	Resistencia nominal en cortante	[G2]
Resistencia de dimensionamiento				
F_c/F_y	225732.94	kg	resistencia de cálculo a la compresión	[E3]
respecto al eje Y de la sección				
F_b/M_{py}	61120.47	kg/m	Momento plástico de dimensionamiento	[F]
$F_b/M_y(YD)$	61120.47	kg/m	Resistencia de dimensionamiento a la flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
$F_b/M_y(LTB)$	61120.47	kg/m	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral en el estado límite de plasticación	[F2.2]
$F_b/M_y1(LTB)$	53909.27	kg/m	Resistencia de dimensionamiento al pandeo lateral en el estado límite de plasticación	[F2.2]
F_b/M_y	61120.47	kg/m	Resistencia de cálculo a la flexión	[F2]
$1.00 \cdot V_{wy}$	68338.38	kg	resistencia de cálculo al cortante	[G2.1]
respecto al eje Z de la sección				
F_b/M_{pz}	23620.07	kg/m	Momento plástico de dimensionamiento	[F]
$F_b/M_z(YD)$	23620.07	kg/m	Resistencia de dimensionamiento a la flexión en el estado límite de plasticación	[F2.1]
F_b/M_z	23620.07	kg/m	Resistencia de cálculo a la flexión	[F2]
F_w/V_{wz}	184813.58	kg	resistencia de cálculo al cortante	[G2]
Tensiones en la sección				
$f_{ny,nc}$	1025.97	kg/cm ²	tensión de diseño axial para torsión simple	
$f_{nz,nc}$	589.98	kg/cm ²	tensión de diseño axial para torsión simple	

Símbolo	Valor	Unidad	Descripción de la fórmula	Estado
UF(LcY)	0.50		$\text{Max}(LcY)(LcX)_{\text{max}}; LcX)(LcY)_{\text{max}})$	inicial
UF(H1_1a)	0.85		$(P_x)(F_x^2/P_x) + 8(S^2)(M_y)(F_x^2/M_y) + (M_x)(F_x^2/M_x))$	Verificado
UF(S2)	0.01		$(V_y)(F_x^2/V_y) + (V_x)_{\text{max}}(0.8^2 F_x^2/P_x)$	Verificado
UF(S2)	0.05		$(V_x)(1.00^2/V_x) + (V_y)_{\text{max}}(0.8^2 1.00^2/P_y)$	Verificado
Solicitación:				
PAT	0.85		solicitación	[Pantá comido]
Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):				
vx	1.3	cm	desplazamiento de la bama en la dirección X	
vx(max)rel	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección X - valor relativo	
vx(max)	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección X	
Solicit.(vx)	0.31		solicitación	
[Verificador]				
vy	0.0	cm	desplazamiento de la bama en la dirección Y	
vy(max)rel	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección Y - valor relativo	
vy(max)	5.3	cm	desplazamiento admisible de la bama en la dirección Y	
Solicit.(vy)	0.01		solicitación	
[Verificador]				



GENERAL

Unión N.º: 32
 Nombre de la unión: Ángulo de pódico
 Nudo de la estructura: 37
 Barra de la estructura: 23, -28

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: **csc - 360**
 Barra N.º: 23
 α : -164,0 (Deg) - Ángulo de inclinación
 h_w : 360,00 (mm) - Altura de la sección de la viga
 b_w : 170,00 (mm) - Anchura de la sección de la viga
 t_w : 8,000 (mm) - Espesor del alma de la sección de la viga
 t_f : 12,100 (mm) - Espesor del ala de la sección de la viga
 r : 12,000 (mm) - Radio del arredondado de la sección de la viga
 A : 3272,92 (mm²) - Área de la sección de la viga
 I_x : 162656000,00 (mm⁴) - Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: **S355JR S360**
 f_y : 3550004,27 (kgf/m²) - Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: **IPB 300**
Barra N.º: **25**
 α : **-16,3** (Deg) - Ángulo de inclinación
 h : **360,000** (mm) - Altura de la sección de la viga
 b : **170,000** (mm) - Anchura de la sección de la viga
 t_w : **8,000** (mm) - Espesor del alma de la sección de la viga
 t_f : **12,700** (mm) - Espesor del ala de la sección de la viga
 r : **19,000** (mm) - Radio del arredondado de la sección de la viga
 A : **7272,92** (mm²) - Área de la sección de la viga
 I_x : **142656000,00** (mm⁴) - Momento de inercia de la sección de la viga
Material: **Acero - S355**
 f_y : **355000,00** (kgf/m²) - Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO-FILETEADA de un tornillo
 d : **19,000** (mm) - Diámetro del tornillo
Clase: **A325** - Clase del tornillo
 F_u : **17322,12** (kgf) - Resistencia de tornillo a la tracción
 n : **2** - Número de columnas de tornillos
 n_r : **4** - Número de líneas de tornillos
 h : **40,000** (mm) - Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la platina de tope
Separación horizontal: **90,000** (mm)
Separación vertical: **120,000; 120,000; 120,000** (mm)

PLATINA

h : **534,500** (mm) - Altura de la platina
 b : **170,000** (mm) - Anchura de la platina
 t : **20,000** (mm) - Espesor de la platina
Material: **Acero - S355**
 f_y : **355000,00** (kgf/m²) - Resistencia

REFUERZO INFERIOR

w : **170,000** (mm) - Anchura de la platina
 t_w : **12,700** (mm) - Espesor del ala
 h : **140,000** (mm) - Altura de la platina
 t_f : **12,700** (mm) - Espesor del alma
 l : **500,000** (mm) - Longitud de la platina
 α : **0,3** (Deg) - Ángulo de inclinación
Material: **Acero - S355**
 f_y : **355000,00** (kgf/m²) - Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

a : **6,000** (mm) - Soldadura de la m
 a' : **6,000** (mm) - Soldadura de la m
 a'' : **6,000** (mm) - Soldadura de la m

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020
Autor:
Dirección:

Archivo: estructura-cargadoblepuente.rtd
Proyecto: estructura-cargadoblepuente

$F_{Rd,plata} = 140179,71 \cdot \gamma_{M2}$ [kgf]	Resistencia del ala de la riga	[6.2.6.2.(1)]
$d_{plata} = 220,000$ [mm]	Altura del alma comprimida	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{plata} = 1,06$	Esfuerzo del elemento de tipo pletina	[6.2.6.2.(1)]
$\eta_{plata} = 0,76$	Coefficiente de reducción en pandeo	[6.2.6.2.(1)]
$F_{Rd,plata} = \eta_{plata} \cdot \lambda_{plata} \cdot b_{plata} \cdot t_{plata} \cdot f_{plata} \cdot \cos(\gamma) / \sin(\gamma) \cdot \gamma$		
$F_{Rd,plata} = 107114,05 \cdot \gamma_{M2}$ [kgf]	Resistencia del ala de la riga	[6.2.6.2.(1)]
Resistencia final		
$F_{Rd,plata} = \text{Min}(F_{Rd,plata}, F_{Rd,alma})$		
$F_{Rd,plata} = 107114,05 \cdot \gamma_{M2}$ [kgf]	Resistencia del ala de la riga	[6.2.6.2.(1)]

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLETINA DE TOPE

Nº	m	m ₁	e	e ₁	p	l _{ef1}	l _{ef2}	l _{ef3}	l _{ef4}	l _{ef1g}	l _{ef2g}	l _{ef3g}	l _{ef4g}
1º	34,213	40,000	120,000	214,000	227,192	227,192	227,192	227,227	479,033	203,033	203,033	203,033	203,033
2º	34,213	40,000	120,000	214,000	227,192	247,192	247,192	247,240	000,000	000,000	000,000	000,000	000,000
3º	34,213	40,000	120,000	214,000	227,192	247,192	247,192	247,240	000,000	000,000	000,000	000,000	000,000
4º	34,213	40,000	120,000	214,000	227,192	247,192	247,192	247,227	479,033	424,033	424,033	424,033	424,033

- m – Distancia entre la tornillo y el alma
- m₁ – Distancia entre la tornillo y el ala
- e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior
- e₁ – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal
- p – Distancia entre tornillos
- l_{ef1} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos en el modo circular de destrucción
- l_{ef2} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos en el modo no circular de destrucción
- l_{ef3} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 1º
- l_{ef4} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2º
- l_{ef1g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción
- l_{ef2g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción
- l_{ef3g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1º
- l_{ef4g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2º

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$N_{d,un} = \text{Min}(N_{d,un2}, F_{Rd,plata})$		
$N_{d,un} = 194021,29 \cdot \gamma_{M2}$ [kgf]	Resistencia de la unión a la compresión	[6.2]
$N_{d,un} / N_{d,un} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	verificador (0,03)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$F_{Rd,t} = 17322,19 \cdot \gamma_{M2}$ [kgf]	Resistencia de tornillo a la tracción	[Tabla-3.4]
$B_{Rd,t} = 32142,52 \cdot \gamma_{M2}$ [kgf]	Resistencia del tornillo al punzoamiento / cizallamiento	[Tabla-3.4]
$F_{Rd,alma}$	resistencia del ala del pilar en flexión	
$F_{Rd,alma}$	resistencia del alma del pilar en tracción	
$F_{Rd,alma}$	resistencia de la pletina doblada en flexión	
$F_{Rd,alma}$	resistencia del alma en compresión	
$F_{Rd,t} = \text{Min}(F_{Rd,t}, F_{Rd,alma}, F_{Rd,alma})$		
$F_{Rd,t} = 0,03 \cdot b_{alma} \cdot t_{alma} \cdot f_{alma}$		[6.2.6.3.(1)]
$F_{Rd,t} = \text{Min}(F_{Rd,t}, F_{Rd,alma}, F_{Rd,alma})$		
$F_{Rd,t} = 0,03 \cdot b_{alma} \cdot t_{alma} \cdot f_{alma}$		[6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1º

$F_{t,comp}$ - Fórmula	$F_{t,comp}$	Componente
$F_{t,comp} = \text{Min.} (F_{t,comp})$	31725,31	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,comp} = 31725,31$	31725,31	Pletina de tope - tracción
$F_{t,comp} = 32222,90$	32222,90	Alma de la viga - tracción
$B_{t,comp} = 70225,16$	70225,16	Tornillo al anclamiento de la cabeza
$F_{c,comp} = 79829,69$	79829,69	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LINEA DE TORNILLOS NUMERO 21

$F_{t,comp}$ - Fórmula	$F_{t,comp}$	Componente
$F_{t,comp} = \text{Min.} (F_{t,comp})$	24272,72	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,comp} = 31418,34$	31418,34	Pletina de tope - tracción
$F_{t,comp} = 37233,56$	37233,56	Alma de la viga - tracción
$B_{t,comp} = 70225,16$	70225,16	Tornillo al anclamiento de la cabeza
$F_{c,comp} = \sum^2 F_{c,comp} = 79829,69 + 31725,31$	48044,30	Ala de la viga - compresión
$F_{t,comp(1)} = \sum^2 F_{t,comp} = 56364,03 + 31725,31$	24272,72	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,comp(2)} = \sum^2 F_{t,comp} = 56453,25 + 31725,31$	24667,24	Alma de la viga - tracción - grupo

RESISTENCIA DE LA LINEA DE TORNILLOS NUMERO 31

$F_{t,comp}$ - Fórmula	$F_{t,comp}$	Componente
$F_{t,comp} = \text{Min.} (F_{t,comp})$	23465,66	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,comp} = 31418,34$	31418,34	Pletina de tope - tracción
$F_{t,comp} = 37233,56$	37233,56	Alma de la viga - tracción
$B_{t,comp} = 70225,16$	70225,16	Tornillo al anclamiento de la cabeza
$F_{c,comp} = \sum^2 F_{c,comp} = 79829,69 + 56364,03$	23465,66	Ala de la viga - compresión
$F_{t,comp(1)} = \sum^2 F_{t,comp} = 53717,19 + 24578,72$	22132,47	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,comp(2)} = \sum^2 F_{t,comp} = 48596,17 + 24578,72$	24017,45	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,comp(3)} = \sum^2 F_{t,comp} = 80222,83 + 56364,03$	26222,22	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,comp(4)} = \sum^2 F_{t,comp} = 80751,53 + 56364,03$	24227,30	Alma de la viga - tracción - grupo

RESISTENCIA DE LA LINEA DE TORNILLOS NUMERO 41

$F_{t,comp}$ - Fórmula	$F_{t,comp}$	Componente
$F_{t,comp} = \text{Min.} (F_{t,comp})$	0,00	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,comp} = 31418,34$	31418,34	Pletina de tope - tracción
$F_{t,comp} = 37233,56$	37233,56	Alma de la viga - tracción
$B_{t,comp} = 70225,16$	70225,16	Tornillo al anclamiento de la cabeza
$F_{c,comp} = \sum^2 F_{c,comp} = 79829,69 + 79829,69$	0,00	Ala de la viga - compresión
$F_{t,comp(1)} = \sum^2 F_{t,comp} = 55997,06 + 23465,66$	32222,40	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,comp(2)} = \sum^2 F_{t,comp} = 55383,90 + 23465,66$	31222,24	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,comp(3)} = \sum^2 F_{t,comp} = 52855,86 + 48044,30$	34211,27	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,comp(4)} = \sum^2 F_{t,comp} = 79829,69 + 48044,30$	31617,61	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,comp(5)} = \sum^2 F_{t,comp} = 112381,09 + 79829,69$	32222,40	Pletina de tope - tracción - grupo
$F_{t,comp(6)} = \sum^2 F_{t,comp} = 111817,15 + 79829,69$	31227,46	Alma de la viga - tracción - grupo

TABLA RESUMEN DE ESFUERZOS

Nº	h	$F_{t,comp}$	$F_{c,comp}$	$F_{t,comp}$	$F_{c,comp}$	$F_{t,comp}$	$F_{c,comp}$	$F_{t,comp}$	$F_{c,comp}$
1	433,324	31725,31	-	-	-	31725,31	32222,90	34644,30	70225,16
2	303,324	24272,72	-	-	-	31418,34	37233,56	34644,30	70225,16
3	123,324	23465,66	-	-	-	31418,34	37233,56	34644,30	70225,16
4	63,324	-	-	-	-	31418,34	37233,56	34644,30	70225,16

Resistencia de la unión a la flexión $M_{t,comp}$

$$M_{t,comp} = \sum^2 h_i F_{t,comp}$$

$M_{t,comp} = 22212,22 \text{ [kgf} \cdot \text{m]}$ Resistencia de la unión a la flexión [8,2]

$M_{t,comp} / M_{t,comp} \leq 1,0$ 0,24 < 1,00 verificado [0,04]

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

α	0,60	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	[Tabla-3.4]
β	0,85	Coefficiente de reducción para las uniones largas	[3.8]
$F_{t,Rd1}$	11317,59	(kgf)- Resistencia de un tornillo al cortante	[Tabla-3.4]
$F_{t,Rd2}$	17322,15	(kgf)- Resistencia de un tornillo a la tracción	[Tabla-3.4]
$F_{t,Rd3}$	31072,26	(kgf)- Resistencia de un tornillo intermedio al apoyo	[Tabla-3.4]
$F_{t,Rd4}$	31072,26	(kgf)- Resistencia de un tornillo extremo al apoyo	[Tabla-3.4]

Nº	$F_{t,Rd1}$	$F_{t,Rd2}$	$F_{t,Rd3}$	$F_{t,Rd4}$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd}$
1º	34644,30	-1564,01	31725,31	1320,54	-243,47	32635,15
2º	34644,30	-1564,01	24575,72	1021,14	-342,27	32635,15
3º	34644,30	-1564,01	23465,66	274,22	-322,11	32635,15
4º	34644,30	-1564,01	0,00	0,00	-1564,01	32635,15

- $F_{t,Rd1}$ - Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple
- $F_{t,Rd2}$ - Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial
- $F_{t,Rd3}$ - Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple
- $F_{t,Rd4}$ - Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento
- $F_{t,Rd}$ - Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillos
- $F_{t,Rd}$ - Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{t,Rd1} = N_{t,Rd} F_{t,Rd2} / N_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd2} = M_{t,Rd} F_{t,Rd3} / M_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd1} + F_{t,Rd2}$$

$$F_{t,Rd} = \text{Min}(\text{de } F_{t,Rd} / (1 - F_{t,Rd} / (1,4 \cdot \text{de } F_{t,Rd2})), \text{de } F_{t,Rd1}, \text{de } F_{t,Rd2})$$

$$V_{Rd} = n \cdot \alpha \cdot \sum F_{t,Rd}$$

[Tabla-3.4]

$$V_{Rd} = 20340,83 \text{ (kgf) - Resistencia de la unión al cortante}$$

[Tabla-3.4]

$$V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1,0$$

0,00 <= 1,00 **verificado** (0,00)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

A_w	13122,60	(mm ²)- Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
$A_{w,h}$	7943,40	(mm ²)- Área de superficie de las soldaduras horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{w,v}$	5179,20	(mm ²)- Área de superficie de las soldaduras verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{p,Rd}$	47221222,03	(mm ⁴)- Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,Rd}$	-322622,02	(kgf/cm ²)- Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\parallel,v,Rd}$	-324221,42	(kgf/cm ²)- Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
τ_{Rd}	-7222,21	(kgf/cm ²)- Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
β	0,85	Coefficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{(\sigma_{\perp,Rd})^2 + 3(\tau_{Rd})^2} \leq f_{t,Rd} / \beta$	1022244,16	<= 32272227,24 verificado	(0,03)
$\sigma_{\parallel,v,Rd} \leq f_{t,Rd} / \beta$	1022244,25	<= 32272227,24 verificado	(0,03)
$\sigma_{\parallel,v,Rd} / \beta \leq f_{t,Rd} / \beta$	322622,02	<= 32262222,65 verificado	(0,03)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

t_{head}	4,000	(mm)- Espesor de la arandala	[6.2.6.3.(2)]
h_{head}	14,000	(mm)- Altura de la cabeza del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
h_{neck}	12,000	(mm)- Altura de la ceca del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
L	57,225	(mm)- Longitud del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$k_{t,Rd}$	7,273	(mm)- Coeficiente de rigidez de los tornillos	[6.3.2.(1)]

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nº	h	k_{t1}	k_{t2}	k_{t3}	$k_{t,Rd}$	$k_{t,Rd} h$	$k_{t,Rd} h^2$
					Suma	4712,12	1213626,75
1º	423,324	=	=	22,254	5,112	2166,22	217105,24

Nº	h	k ₁	k ₂	k ₃	k ₄	k _{eq} h	k _{eq} h ³
2	303,364	∞	∞	21,977	4,995	1390,62	422016,07
3	183,364	∞	∞	21,977	4,995	840,81	154200,30
4	63,364	∞	∞	27,987	5,053	320,30	20305,05

$k_{eq} = 1 / (\sum_{i=1}^n (1/k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum k_{eq} h^3 / \sum k_{eq} h$
 $Z_{eq} = 320,202$ [mm] Brazo de fuerzas-equivalente [6.3.3.1.(3)]

$R_{eq} = \sum (k_{eq} h) / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 14,707$ [mm] Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos [6.3.3.1.(1)]

$S_{eq} = E \cdot Z_{eq}^3 \cdot k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{eq} = 30261362,77$ [kgf·m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

$U = 1,00$ Coeficiente de rigidez de la unión [6.3.1.(6)]

$S_f = S_{eq} / U$ [6.3.1.(4)]

$S_f = 30261362,77$ [kgf·m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez:

$S_{un} = 2615732,24$ [kgf·m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

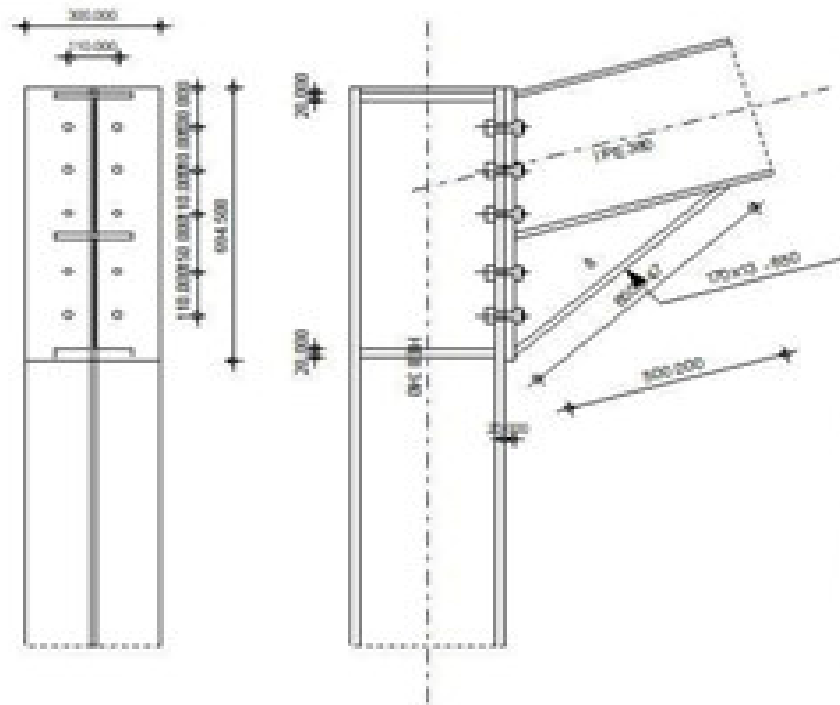
$S_{un} = 146463,31$ [kgf·m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{un} \geq S_{un} \text{ RIGIDA}$

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma	Relación: 0,04
------------------------------------	----------------



GENERAL

Unión N.º: 1
 Nombre de la unión: Ángulo de pórtico
 Nudo de la estructura: 2
 Barras de la estructura: 1, 2

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: **xxx-340**
 Barra N.º: 1

α : **-20,0** (Deg) - Ángulo de inclinación
 h : **340,000** (mm) - Altura de la sección del pilar
 b : **300,000** (mm) - Anchura de la sección del pilar
 t : **12,000** (mm) - Espesor de la flange de la sección del pilar
 t_f : **21,000** (mm) - Espesor del ala del de la sección del pilar
 r : **27,000** (mm) - Radio del amonedado de la sección del pilar

$\alpha_1 = -20,0$ [Deg] - Ángulo de inclinación
 $A_{c1} = 17000,00$ [mm²] - Área de la sección del pilar
 $I_{c1} = 366564000,00$ [mm⁴] - Momento de inercia de la sección del pilar
Material: S235 - A36
 $f_{yk1} = 2350004,87$ [kgf/m²] - Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 300

Serie N.º: 31

$\alpha_1 = 16,0$ [Deg] - Ángulo de inclinación
 $h_1 = 300,000$ [mm] - Altura de la sección de la viga
 $b_1 = 170,000$ [mm] - Anchura de la sección de la viga
 $t_{w1} = 9,000$ [mm] - Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fl1} = 12,700$ [mm] - Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_1 = 19,000$ [mm] - Radio del arredondado de la sección de la viga
 $r_1 = 19,000$ [mm] - Radio del arredondado de la sección de la viga
 $A_{c1} = 7272,00$ [mm²] - Área de la sección de la viga
 $I_{c1} = 163656000,00$ [mm⁴] - Momento de inercia de la sección de la viga
Material: S235 - A36
 $f_{yk1} = 2350004,87$ [kgf/m²] - Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte analiza la parte NO FILETEADA de un tornillo

$d = 19,000$ [mm] - Diámetro del tornillo
Clase: A325 - Clase del tornillo
 $F_{tk} = 17323,19$ [kgf] - Resistencia de tornillo a la tracción
 $n_1 = 2$ - Número de columnas de tornillos
 $n_2 = 2$ - Número de líneas de tornillos
 $h_1 = 100,000$ [mm] - Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la platina de tope
Separación horizontal $e_1 = 110,000$ [mm]
Separación vertical $p_1 = 110,000; 110,000; 130,000; 110,000$ [mm]

PLETINA

$h_1 = 604,000$ [mm] - Altura de la pletina
 $b_1 = 300,000$ [mm] - Anchura de la pletina
 $t_1 = 20,000$ [mm] - Espesor de la pletina
Material: S235 - A36
 $f_{yk1} = 2350004,87$ [kgf/m²] - Resistencia

REFUERZO INFERIOR

$w_1 = 170,000$ [mm] - Anchura de la pletina
 $t_{w1} = 12,700$ [mm] - Espesor del alma
 $h_1 = 300,000$ [mm] - Altura de la pletina
 $t_1 = 9,000$ [mm] - Espesor del alma
 $l_1 = 500,000$ [mm] - Longitud de la pletina
 $\alpha_1 = 42,3$ [Deg] - Ángulo de inclinación
Material: S235 - A36
 $f_{yk1} = 2350004,87$ [kgf/m²] - Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

h_{rig} [mm] = 227,000 [mm] - Altura del rigidizador []
 b_{rig} [mm] = 144,000 [mm] - Anchura del rigidizador []
 t_{rig} [mm] = 20,000 [mm] - Espesor del rigidizador []

Material: [Steel - A36]

 f_{yr} [kgf/cm²] = 25210504,27 [kgf/cm²] - Resistencia inferior []

h_{rig} [mm] = 227,000 [mm] - Altura del rigidizador []
 b_{rig} [mm] = 144,000 [mm] - Anchura del rigidizador []
 t_{rig} [mm] = 20,000 [mm] - Espesor del rigidizador []

Material: [Steel - A36]

 f_{yr} [kgf/cm²] = 25210504,27 [kgf/cm²] - Resistencia []**SOLDADURAS DE ÁNGULO []**

a_{1st} [mm] = 6,000 [mm] - Soldadura del alma []
 a_{2nd} [mm] = 6,000 [mm] - Soldadura del ala []
 a_{3rd} [mm] = 6,000 [mm] - Soldadura del rigidizador []
 a_{4th} [mm] = 6,000 [mm] - Soldadura horizontal []

COEFICIENTES DE MATERIAL []

γ_{mf} [] = 1,00 []	Coefficiente de seguridad parcial []	[2.2] []
γ_{ms} [] = 1,00 []	Coefficiente de seguridad parcial []	[2.2] []
γ_{mt} [] = 1,25 []	Coefficiente de seguridad parcial []	[2.2] []
γ_{m1} [] = 1,25 []	Coefficiente de seguridad parcial []	[2.2] []

CARGAS []**Estado límite último []**

Caso: [74 - 00overlanceo] = (1+2) * 1.20 + 3 * 1.60 + 25 * 0.50 []

 M_{max} = 25743,26 [kgf*m] - Momento flector en la viga derecha [] V_{max} = 4121,42 [kgf] - Esfuerzo cortante en la viga derecha [] N_{max} = -2213,32 [kgf] - Esfuerzo axial en la viga derecha [] M_{max} = 25743,26 [kgf*m] - Momento flector en el pilar inferior [] V_{max} = 3022,61 [kgf] - Esfuerzo cortante en el pilar inferior [] N_{max} = -4446,20 [kgf] - Esfuerzo axial en el pilar inferior []**RESULTADOS []****RESISTENCIAS DE LA VIGA []****COMPRESIÓN []** A_{se} [mm²] = 7272,22 [mm²] - Área de sección [] EN1993-1-1 (6.2.4) [] $N_{t,se}$ = $A_{se} \cdot f_{yd}$ [] $N_{t,se}$ = 224021,22 [kgf] - Resistencia de cálculo de la sección a la compresión [] EN1993-1-1 (6.2.4) []**CIZALLAMIENTO []** A_{w} [mm²] = 5212,72 [mm²] - Área en cizallamiento [] EN1993-1-1 (6.2.6.(3)) [] $T_{t,se}$ = $A_{w} \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mf}$ [] $V_{t,se}$ = 26427,35 [kgf] - Resistencia de cálculo de la sección al cortante [] EN1993-1-1 (6.2.6.(2)) [] $V_{t,se} / V_{max} \leq 1,0$ 0,05 <= 1,00 **verificado** [0,05] []**FLEXIÓN -- MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS) []** $W_{pl,y}$ = 1012220,00 [mm³] - Módulo de sección plástico [] EN1993-1-1 (6.2.5.(2)) [] $M_{t,pl,y}$ = $W_{pl,y} \cdot f_{yd}$ [] $M_{t,pl,y}$ = 25726,27 [kgf*m] - Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos) EN1993-1-1 (6.2.5.(2)) []

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLETINA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$W_{pl,y} = 3206453,72$ [mm³]: Módulo de sección plástica [EN1993-1-1 (6.2.5)]
 $M_{Ed,y} = W_{pl,y} \cdot f_{yk}$ [kgf·m]: Resistencia de cálculo de la sección en flexión [EN1993-1-1 (6.2.5)]

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$M_{Ed,y} = 320646,43$ [kgf·m]: Resistencia de cálculo de la sección en flexión [EN1993-1-1 (6.2.5)]
 $h = 639,312$ [mm]: Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7 (1)]
 $F_{Ed,y} = M_{Ed,y} / h$
 $F_{Ed,y} = 24124,07$ [kgf]: Resistencia de ala comprimida y del alma [6.2.6.7 (1)]

ALMA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

apoyo
 $\theta = 16,0$ [Deg]: Ángulo entre la pletina de tope y la viga
 $\gamma = 42,3$ [Deg]: Ángulo de inclinación de la pletina de refuerzo
 $b_{efl,y} = 307,582$ [mm]: Anchura eficaz del alma en compresión [6.2.6.2 (1)]
 $A_{efl,y} = 3213,72$ [mm²]: Área en cisallamiento [EN1993-1-1 (6.2.6.3)]
 $\alpha_{fl,y} = 0,22$: Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante [6.2.6.2 (1)]
 $\sigma_{fl,y} = 10303785,32$ [kgf/m²]: Tensión de compresión máxima en el alma [6.2.6.2 (2)]
 $k_{fl,y} = 1,00$: Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión [6.2.6.2 (2)]
 $F_{Ed,y} = (k_{fl,y} \cdot b_{efl,y} \cdot h \cdot f_{yk} / \gamma) \cdot \cos(\gamma) / \sin(\gamma) \cdot \alpha_{fl,y}$
 $F_{Ed,y} = 61670,23$ [kgf]: Resistencia del ala de la viga [6.2.6.2 (1)]
 Pandeo
 $d = 329,650$ [mm]: Altura del alma comprimida [6.2.6.2 (1)]
 $\lambda = 1,02$: Esbeltez del elemento de tipo pletina [6.2.6.2 (1)]
 $\rho = 0,78$: Coeficiente de reducción en pandeo [6.2.6.2 (1)]
 $F_{Ed,y} = (k_{fl,y} \cdot \rho \cdot b_{efl,y} \cdot h \cdot f_{yk} / \gamma) \cdot \cos(\gamma) / \sin(\gamma) \cdot \alpha_{fl,y}$
 $F_{Ed,y} = 42336,62$ [kgf]: Resistencia del ala de la viga [6.2.6.2 (1)]
 Resistencia del ala del refuerzo
 $F_{Ed,y} = b_{efl,y} \cdot f_{yk} / 0,8$
 $F_{Ed,y} = 62306,73$ [kgf]: Resistencia del ala del refuerzo [6.2.6.7 (1)]
 Resistencia final
 $F_{Ed,y} = \text{Min}(F_{Ed,y1}, F_{Ed,y2}, F_{Ed,y3})$
 $F_{Ed,y} = 42336,62$ [kgf]: Resistencia del ala de la viga [6.2.6.2 (1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE

$M_{Ed,R} = 10743,26$ [kgf·m]: Momento factor en la viga derecha [5.3 (3)]
 $M_{Ed,L} = 0,00$ [kgf·m]: Momento factor en la viga izquierda [5.3 (3)]
 $V_{Ed,R} = 3099,61$ [kgf]: Esfuerzo cortante en el pilar inferior [5.3 (3)]
 $V_{Ed,L} = 0,00$ [kgf]: Esfuerzo cortante en el pilar superior [5.3 (3)]
 $z = 320,612$ [mm]: Brazo de palanca [6.2.5]
 $V_{Ed} = (M_{Ed,R} - M_{Ed,L}) / z + (V_{Ed,R} - V_{Ed,L}) / 2$
 $V_{Ed} = 19075,05$ [kgf]: Esfuerzo cortante en el panel del alma [5.3 (3)]
 $A_{efl} = 5602,50$ [mm²]: Área del alma del pilar en cortante [EN1993-1-1 (6.2.6.3)]
 $A_{efl} = 5602,50$ [mm²]: Área en cisallamiento [EN1993-1-1 (6.2.6.3)]
 $d = 514,552$ [mm]: Distancia entre los centros de gravedad de las rigidizadoras [6.2.6.1 (4)]
 $M_{pl,Rd} = 277,42$ [kgf·m]: Resistencia plástica del ala del pilar en flexión [6.2.6.1 (4)]
 $M_{pl,Rd} = 739,32$ [kgf·m]: Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión [6.2.6.1 (4)]
 $M_{pl,Rd} = 739,32$ [kgf·m]: Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión [6.2.6.1 (4)]
 $V_{Ed,R} = 0,8 \cdot (A_{efl} \cdot f_{yk}) / (3 \cdot \gamma) + \text{Min}(M_{pl,Rd} / d_s, (2 \cdot M_{pl,Rd} + M_{pl,Rd} + M_{pl,Rd}) / d_s)$
 $V_{Ed,R} = 20127,97$ [kgf]: Resistencia del panel del alma del pilar en cortante [6.2.6.1]
 $V_{Ed,R} / V_{Ed} \leq 1,00$ $0,34 < 1,00$ Verificador [3, 24]

ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

apoyo		
t_{ef}	12,000 [mm]	Espesor eficaz del alma del pilar [6.2.8.2.(6)]
$b_{ef,comp}$	323,133 [mm]	Anchura eficaz del alma en compresión [6.2.8.2.(1)]
A_{ef}	3608,80 [mm ²]	Área en cálculo [EN1993-1-1(6.2.8.(3))]
α_{eff}	0,79	Coefficiente de reducción para la interacción con el cortante [6.2.8.2.(1)]
σ_{comp}	1821288,64 [kgf/m ²]	Tensión de compresión máxima en el alma [6.2.8.2.(2)]
k_{eff}	1,00	Coefficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión [6.2.8.2.(2)]
$A_{r,eff}$	5760,00 [mm ²]	Área del rigidizador del alma [EN1993-1-1(6.2.4)]
$F_{t,comp} = \alpha_{eff} k_{eff} b_{ef,comp} t_{ef} f_{yk} + A_{r,eff} f_{yk}$		
$F_{t,comp}$	223159,30 [kgf]	Resistencia del alma del pilar [6.2.8.2.(1)]
Pandeo		
d	243,000 [mm]	Altura del alma comprimida [6.2.8.2.(1)]
λ	0,77	Eslabes del elemento de tipo placa [6.2.8.2.(1)]
ψ	0,96	Coefficiente de reducción en pandeo [6.2.8.2.(1)]
λ	2,73	Eslabes del rigidizador [EN1993-1-1(6.3.1.2)]
χ	1,00	Coefficiente de pandeo del rigidizador [EN1993-1-1(6.3.1.2)]
$F_{t,pand} = \alpha_{eff} k_{eff} \psi b_{ef,comp} t_{ef} f_{yk} + A_{r,eff} f_{yk}$		
$F_{t,pand}$	220223,07 [kgf]	Resistencia del alma del pilar [6.2.8.2.(1)]
Resistencia final		
$F_{t,comp,pand} = \text{Min}(F_{t,comp}, F_{t,pand})$		
$F_{t,comp,pand}$	220223,07 [kgf]	Resistencia del alma del pilar [6.2.8.2.(1)]

ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA SUPERIOR DE LA VIGA

apoyo		
t_{ef}	12,000 [mm]	Espesor eficaz del alma del pilar [6.2.8.2.(6)]
$b_{ef,comp}$	321,168 [mm]	Anchura eficaz del alma en compresión [6.2.8.2.(1)]
A_{ef}	3608,80 [mm ²]	Área en cálculo [EN1993-1-1(6.2.8.(3))]
α_{eff}	0,79	Coefficiente de reducción para la interacción con el cortante [6.2.8.2.(1)]
σ_{comp}	1821288,64 [kgf/m ²]	Tensión de compresión máxima en el alma [6.2.8.2.(2)]
k_{eff}	1,00	Coefficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión [6.2.8.2.(2)]
$A_{r,eff}$	5760,00 [mm ²]	Área del rigidizador del alma [EN1993-1-1(6.2.4)]
$F_{t,comp} = \alpha_{eff} k_{eff} b_{ef,comp} t_{ef} f_{yk} + A_{r,eff} f_{yk}$		
$F_{t,comp}$	222275,63 [kgf]	Resistencia del alma del pilar [6.2.8.2.(1)]
Pandeo		
d	243,000 [mm]	Altura del alma comprimida [6.2.8.2.(1)]
λ	0,76	Eslabes del elemento de tipo placa [6.2.8.2.(1)]
ψ	0,97	Coefficiente de reducción en pandeo [6.2.8.2.(1)]
λ	2,73	Eslabes del rigidizador [EN1993-1-1(6.3.1.2)]
χ	1,00	Coefficiente de pandeo del rigidizador [EN1993-1-1(6.3.1.2)]
$F_{t,pand} = \alpha_{eff} k_{eff} \psi b_{ef,comp} t_{ef} f_{yk} + A_{r,eff} f_{yk}$		
$F_{t,pand}$	219255,62 [kgf]	Resistencia del alma del pilar [6.2.8.2.(1)]
Resistencia final		
$F_{t,comp,pand} = \text{Min}(F_{t,comp}, F_{t,pand})$		
$F_{t,comp,pand}$	219255,62 [kgf]	Resistencia del alma del pilar [6.2.8.2.(1)]

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

Nº	m1	m2	e1	e2	p1	l _{eff1}	l _{eff2}	l _{eff3}	l _{eff4}	l _{eff5}	l _{eff6}	l _{eff7}	l _{eff8}
1º	27,400	85,000	110,000	172,199	219,300	172,199	219,300	196,000	160,025	160,025	160,025	160,025	160,025
2º	27,400	85,000	110,000	172,199	229,350	172,199	229,350	200,110	110,000	110,000	110,000	110,000	110,000
3º	27,400	85,000	130,000	172,199	229,350	172,199	229,350	200,130	130,000	130,000	130,000	130,000	130,000
4º	27,400	85,000	130,000	172,199	229,350	172,199	229,350	200,130	130,000	130,000	130,000	130,000	130,000

m1	m2	e1	e2	p1	l _{ax1}	l _{ax2}	l _{ax3}	l _{ax4}	l _{ax5}	l _{ax6}	l _{ax7}	l _{ax8}
27,400	23,000	110,000	172,139	219,300	172,139	219,300	246,025	246,025	246,025	246,025	246,025	246,025

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLETINA DE TOPE

m1	m2	e1	e2	p1	l _{ax1}	l _{ax2}	l _{ax3}	l _{ax4}	l _{ax5}	l _{ax6}	l _{ax7}	l _{ax8}
44,213	23,000	110,000	277,791	306,592	277,791	306,592	344,695	344,695	344,695	344,695	344,695	344,695
44,213	23,000	110,000	277,791	295,597	277,791	295,597	320,000	320,000	320,000	320,000	320,000	320,000
44,213	23,000	130,000	277,791	295,597	277,791	295,597	320,000	320,000	320,000	320,000	320,000	320,000
44,213	23,000	130,000	277,791	295,597	277,791	295,597	320,000	320,000	320,000	320,000	320,000	320,000
44,213	23,000	110,000	277,791	295,597	277,791	295,597	344,695	344,695	344,695	344,695	344,695	344,695

- m1 – Distancia entre el tornillo y el alma
- m2 – Distancia entre el tornillo y el alma
- e1 – Distancia entre el tornillo y el borde exterior
- e2 – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal
- p1 – Distancia entre tornillos
- l_{ax1} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos en el modo circular de destrucción
- l_{ax2} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos en el modo no circular de destrucción
- l_{ax3} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 1
- l_{ax4} – Longitud eficaz para una única fila de tornillos para el modo 2
- l_{ax5} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción
- l_{ax6} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción
- l_{ax7} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1
- l_{ax8} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

N _{1,ax} = Min (N _{1,ax2} , F _{1,ax2,ax3} , 2 · F _{1,ax2,ax4} , 2 · F _{1,ax2,ax5})	
N _{1,ax} = 27073,37 (kgf) Resistencia de la unión a la compresión	[6.2]
N _{1,ax} / N_{1,ax} > 1,0}}	0,03 < 1,00 verificado

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

F _{1,ax} = 17322,12 (kgf) Resistencia de tornillo a la tracción	[Tabla 3.4]
B _{1,ax} = 35142,32 (kgf) Resistencia del tornillo al puzoamiento/cizallamiento	[Tabla 3.4]
F _{1,ax1a} – resistencia del ala del pilar en flexión	
F _{1,ax1b} – resistencia del alma del pilar en tracción	
F _{1,ax1c} – resistencia de la pletina doblada en flexión	
F _{1,ax1d} – resistencia del alma en compresión	
F _{1,ax1e} = Min (F _{1,ax1a} , F _{1,ax1b} , F _{1,ax1c})	[6.2.6.4], [Tab.6.2]
F _{1,ax1e} = 26248,20 (kgf)	[6.2.6.3.(1)]
F _{1,ax1f} = Min (F _{1,ax1a} , F _{1,ax1b} , F _{1,ax1c})	[6.2.6.5], [Tab.6.2]
F _{1,ax1f} = 26248,20 (kgf)	[6.2.6.3.(1)]

RESISTENCIA DE LA LINEA DE TORNILLOS-NUMERO 1

F _{1,ax1,comp} – Fórmula	F _{1,ax1,comp}	Componente
F _{1,ax1e} = Min (F _{1,ax1,comp})	26248,20	Resistencia de la línea de tornillos
F _{1,ax1a2} = 34644,30	34644,30	Ala del pilar – tracción
F _{1,ax1b2} = 48210,36	48210,36	Alma del pilar – tracción
F _{1,ax1c2} = 34644,30	34644,30	Pletina de tope – tracción
F _{1,ax1d2} = 56248,20	56248,20	Alma de la viga – tracción
B _{1,ax1e} = 70285,16	70285,16	Tornillo al amarramiento de la cabeza
Y _{1,ax1e2} = 80127,97	80127,97	Panel del alma – cortante
F _{1,ax1f2} = 220223,07	220223,07	Alma del pilar – compresión
F _{1,ax1g2} = 84704,07	84704,07	Ala de la viga – compresión

Fórmula	Resultado	Componente
$F_{t,unión} = 48536,68$	48536,68	Alma de la viga - compresión
RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2		
Fórmula	Resultado	Componente
$F_{t,unión} = \text{Min}(F_{t,unión})$	13892,39	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,unión} = 34644,30$	34644,30	Ala del pilar - tracción
$F_{t,unión} = 48210,36$	48210,36	Alma del pilar - tracción
$F_{t,unión} = 34289,00$	34289,00	Platina de topo - tracción
$F_{t,unión} = 56248,20$	56248,20	Alma de la viga - tracción
$B_{t,unión} = 70285,16$	70285,16	Tornillo al anclamiento de la cabeza
$M_{unión} = \sum F_{t,unión} = 80127,97 - 34644,30$	45483,67	Panel del alma - constante
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 220223,07 - 34644,30$	185578,77	Alma del pilar - compresión
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 84704,07 - 34644,30$	50059,77	Ala de la viga - compresión
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 48536,68 - 34644,30$	13892,39	Alma de la viga - compresión
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 84115,99 - 34644,30$	49471,70	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 88490,29 - 34644,30$	53845,99	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 54970,66 - 34644,30$	20326,36	Platina de topo - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 65582,94 - 34644,30$	30938,64	Alma de la viga - tracción - grupo
RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3		
Fórmula	Resultado	Componente
$F_{t,unión} = \text{Min}(F_{t,unión})$	0,00	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,unión} = 34644,30$	34644,30	Ala del pilar - tracción
$F_{t,unión} = 48210,36$	48210,36	Alma del pilar - tracción
$F_{t,unión} = 34289,00$	34289,00	Platina de topo - tracción
$F_{t,unión} = 56248,20$	56248,20	Alma de la viga - tracción
$B_{t,unión} = 70285,16$	70285,16	Tornillo al anclamiento de la cabeza
$M_{unión} = \sum F_{t,unión} = 80127,97 - 48536,68$	31591,29	Panel del alma - constante
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 220223,07 - 48536,68$	171686,39	Alma del pilar - compresión
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 84704,07 - 48536,68$	36167,39	Ala de la viga - compresión
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 48536,68 - 48536,68$	0,00	Alma de la viga - compresión
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 51286,96 - 13892,39$	47374,57	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 62906,33 - 13892,39$	49013,94	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 88588,98 - 48536,68$	47152,30	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 88958,91 - 48536,68$	40422,23	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 50708,64 - 13892,39$	36816,25	Platina de topo - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 48596,17 - 13892,39$	34703,78	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 80832,85 - 48536,68$	32296,17	Platina de topo - tracción - grupo
$F_{t,unión} = \sum F_{t,unión} = 81885,87 - 48536,68$	43349,19	Alma de la viga - tracción - grupo

Los demás tornillos están inactivos (no transfieren cargas) ya que la resistencia de un componente de la unión está agotada o los tornillos están debajo del centro de rotación.

TABLA RESUMEN DE ESFUERZOS

Nº	h	$F_{t,unión}$	$F_{c,unión}$	$F_{t,pilar}$	$F_{t,viga}$	$F_{c,viga}$	$F_{unión}$	$B_{unión}$
1º	975,913	34644,30	34644,30	48210,36	34644,30	56248,20	34644,30	70285,16
2º	465,913	13892,39	34644,30	48210,36	34289,00	56248,20	34644,30	70285,16
3º	355,913	-	34644,30	48210,36	34289,00	56248,20	34644,30	70285,16
4º	305,913	-	34644,30	48210,36	34289,00	56248,20	34644,30	70285,16
5º	85,913	-	34644,30	48210,36	34289,00	56248,20	34644,30	70285,16

Resistencia de la unión a la flexión $M_{unión}$

$$M_{unión} = \sum h_i F_{unión}$$

$M_{unión} = 26423,00 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$ Resistencia de la unión a la flexión

[8.2]

$M_{x,ed}/M_{x,rd} \leq 1,0$ 0,41 <= 1,00 **verificado** (0,41)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$\alpha_1 = 0,60$ Coeficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$ [Tabla.3.4]
 $\beta_1 = 0,95$ Coeficiente de reducción para las uniones largas [3.8]
 $F_{t,Rd} = 10954,03$ [kgf] Resistencia de un tornillo al cortante [Tabla.3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 17322,15$ [kgf] Resistencia de un tornillo a la tracción [Tabla.3.4]
 $F_{t,Rd,ap} = 31072,26$ [kgf] Resistencia de un tornillo intermedio al apoyo [Tabla.3.4]
 $F_{t,Rd,ex} = 31072,26$ [kgf] Resistencia de un tornillo extremo al apoyo [Tabla.3.4]

M	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd}$
1	34644,30	-643,10	34644,30	14025,66	13442,56	13936,16
2	34644,30	-643,10	13992,32	3442,36	3005,36	19647,22
3	34644,30	-643,10	0,00	0,00		31908,07
4	34644,30	-643,10	0,00	0,00		31908,07
5	34644,30	-643,10	0,00	0,00	-643,10	31908,07

$F_{t,Rd}$ — Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple
 $F_{t,Rd}$ — Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial
 $F_{t,Rd}$ — Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple
 $F_{t,Rd}$ — Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento
 $F_{t,Rd}$ — Esfuerzo de tracción máxima en una línea de tornillos
 $F_{t,Rd}$ — Resistencia reducida de la línea de tornillos
 $F_{t,Rd} = N_{t,Rd} F_{t,Rd} / N_{t,ed}$
 $F_{t,Rd} = M_{t,ed} F_{t,Rd} / M_{t,ed}$
 $F_{t,Rd} = F_{t,Rd} + F_{t,Rd}$
 $F_{t,Rd} = \text{Min}(\alpha_1 F_{t,Rd} / (1 - F_{t,Rd} / (1,4 \alpha_1 F_{t,Rd})), \alpha_1 F_{t,Rd}, \alpha_1 F_{t,Rd})$

$V_{t,ed} = n \sum F_t$ [Tabla.3.4]
 $V_{t,ed} = 101207,57$ [kgf] Resistencia de la unión al cortante [Tabla.3.4]
 $V_{t,ed}/V_{t,rd} \leq 1,0$ 0,04 <= 1,00 **verificado** (0,04)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$A_w = 15142,45$ [mm²] Área de superficie de todas las soldaduras [4.5.3.2(2)]
 $A_{w,h} = 2028,00$ [mm²] Área de superficie de las soldaduras horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{w,v} = 7121,45$ [mm²] Área de superficie de las soldaduras verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{y,y} = 252901961,04$ [mm⁴] Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{t,adm} = \sigma_{t,adm} = 3225452,22$ [kgf/mm²] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{t,adm} = 3002262,72$ [kgf/mm²] Tensiones en la soldadura vertical [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{adm} = 227162,33$ [kgf/mm²] Tensión tangente [4.5.3.2(5)]
 $\beta = 0,95$ Coeficiente de corrección [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{\sigma_{t,adm}^2 + 3\tau_{adm}^2} \leq \beta \sigma_{t,adm}$ 6490217,72 <= 32272227,64 **verificado** (0,17)
 $\sqrt{\sigma_{t,adm}^2 + 3\tau_{adm}^2} \leq \beta \sigma_{t,adm}$ 6130267,62 <= 32272227,64 **verificado** (0,16)
 $\sigma_{t,adm} \leq \beta \sigma_{t,adm}$ 3225452,22 <= 32252125,63 **verificado** (0,11)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{arbol} = 4,000$ [mm] Espesor de la arandela [6.2.6.3(2)]
 $h_{arbol} = 14,000$ [mm] Altura de la cabeza del tornillo [6.2.6.3(2)]
 $h_{rosc} = 12,050$ [mm] Altura de la rosca del tornillo [6.2.6.3(2)]
 $L = 66,025$ [mm] Longitud del tornillo [6.2.6.3(2)]
 $k_0 = 6,210$ [mm] Coeficiente de rigidez de los tornillos [6.3.2(1)]

RIGIDEZ DE LAS LINEAS DE TORNILLOS

Nº	h	k ₁	k ₂	k ₃	k _{eq}	k _{eq} · h	k _{eq} · h ³
					Suma	3327,50	1466527,92
1	575,012	4,528	62,522	17,012	2,293	1320,32	760439,25
2	465,012	3,111	47,030	9,165	1,677	761,53	364129,71
3	355,012	3,677	56,528	10,031	1,699	675,74	240509,51
4	205,012	3,677	56,528	10,031	1,699	320,62	20304,32
5	95,012	4,528	62,522	16,098	2,277	219,32	20947,14

$k_{eq} = 1 / (\sum_{i=1}^n 1/k_i)$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum k_{eq} \cdot h_i^2 / \sum k_{eq} \cdot h_i$

$Z_{eq} = 432,927$ [mm] - Brazo de fuerzas equivalente [6.3.3.1.(3)]

$P_{eq} = \sum (k_{eq} \cdot h_i / Z_{eq})$

$k_{eq} = 7,922$ [mm] - Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos [6.3.3.1.(1)]

$A_w = 5609,20$ [mm²] - Área en cizallamiento EN1993-1-1 [6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ - Parámetro de la transformación [5.3.(7)]

$Z = 432,927$ [mm] - Brazo de palanca [6.2.5]

$k_1 = 4,922$ [mm] - Coeficiente de rigidez del panel de alma del pilar [6.3.2.(1)]

$k_2 = 0$ - Coeficiente de rigidez del alma comprimida del pilar [6.3.2.(1)]

$S_{00} = E \cdot S_w^2 / \sum_{i=1}^n (1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3)$ [6.3.1.(4)]

$S_{00} = 11542642,36$ [kgf·m] - Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ - Coeficiente de rigidez de la unión [6.3.1.(8)]

$S_1 = S_{00} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_1 = 11542642,36$ [kgf·m] - Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez:

$S_{00} = 2615732,94$ [kgf·m] - Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{00} = 143423,31$ [kgf·m] - Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

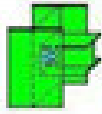
$S_{00} > S_{00}$ RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma

Relación: 0,41

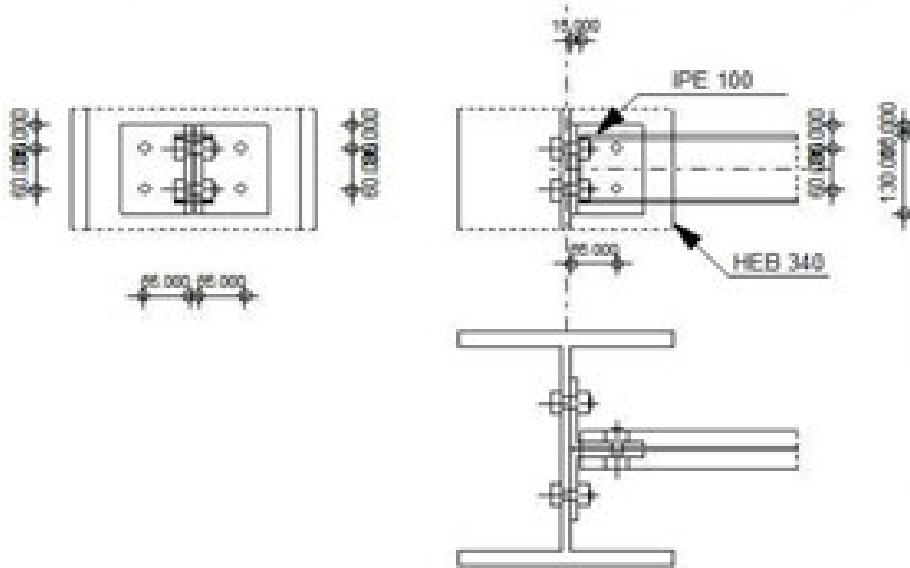


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Cálculos de la sección viga--pilar (alma)
 EN-1993-1-8:2005/AC:2009



Relación
 0,24



GENERAL

Unión N.º: 2
 Nombre de la unión: viga-pilar (alma)
 Nudo de la estructura: 33
 Barras de la estructura: 17, -162

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: scc-340
 Barra N.º: 17
 α : -20,0 (Deg) Ángulo de inclinación
 h_w : 340,000 (mm) Altura de la sección del pilar
 b_w : 300,000 (mm) Anchura de la sección del pilar
 t_w : 12,000 (mm) Espesor del alma de la sección del pilar
 t_f : 21,500 (mm) Espesor del ala del de la sección del pilar
 r_w : 27,000 (mm) Radio del amoldado de la sección del pilar
 A_w : 17022,20 (m²) Área de la sección del pilar
 I_w : 34656400,00 (m⁴) Momento de inercia de la sección del pilar
 Material: S235-A36
 f_y : 2350204,27 (kg/m²) Resistencia de cálculo
 f_t : 4071233,62 (kg/m²) Resistencia a la tracción

VIGA1

Perfil: **ora-100**
 Barra-N.º: **163**
 α : **0,0** [Deg] Ángulo de inclinación
 h : **100,000** [mm] Altura de la sección de la viga
 b : **33,000** [mm] Anchura de la sección de la viga
 t_w : **4,100** [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 t_f : **5,100** [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 r : **7,000** [mm] Radio del arredondado de la sección de la viga
 A : **1032,32** [mm²] Área de la sección de la viga
 I_y : **1710120,00** [mm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: **Steel-A36**
 f_y : **2531004,27** [kgf/m²] Resistencia de cálculo
 f_u : **40778335,62** [kgf/m²] Resistencia a la tracción

ANGULAR1

Perfil: **L-4x4x0.375**
 h : **101,600** [mm] Altura de la sección del angular
 b : **101,600** [mm] Anchura de la sección del angular
 t : **3,925** [mm] Espesor del ala de la sección del angular
 r : **3,925** [mm] Radio de arredondado del alma de la sección angular
 l : **130,000** [mm] Longitud del angular
 Material: **Steel-A36**
 f_y : **2531004,27** [kgf/m²] Resistencia de cálculo
 f_u : **40778335,62** [kgf/m²] Resistencia a la tracción

TORNILLOS1

TORNILLOS DE LA UNIÓN PILAR-ANGULAR1

El plano de corte atraviesa la parte NO-FILETEADA de un tornillo

Clase: **A307** Clase del tornillo
 d : **13,973** [mm] Diámetro del tornillo
 d_o : **16,973** [mm] Diámetro del hueco para el tornillo
 A_n : **192,06** [mm²] Área de la sección eficaz del tornillo
 A_s : **197,93** [mm²] Área de la sección del tornillo
 f_u : **42184174,78** [kgf/m²] Resistencia a la tracción
 k : **1** Número de columnas de tornillos
 w : **2** Número de líneas de tornillos
 e_1 : **33,000** [mm] Nivel del primer tornillo
 p_1 : **60,000** [mm] Separación vertical

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA1

El plano de corte atraviesa la parte NO-FILETEADA de un tornillo

Clase: **A307** Clase del tornillo
 d : **13,973** [mm] Diámetro del tornillo
 d_o : **16,973** [mm] Diámetro del hueco para el tornillo
 A_n : **192,06** [mm²] Área de la sección eficaz del tornillo
 A_s : **197,93** [mm²] Área de la sección del tornillo
 f_u : **42184174,78** [kgf/m²] Resistencia a la tracción
 k : **1** Número de columnas de tornillos

Clase	A307	Clase del tornillo
n	2	Número de tornillos
a	15,000 (mm)	Número de tornillos milímetros
p	60,000 (mm)	Separación vertical

COEFICIENTES-DE-MATERIAL

γ_{M2}	1,00	Coefficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{M1}	1,25	Coefficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Caso: 74: (0.000+1.000) + (1+2) + 1.20+3+1.40+25+0.50

Núm	166,23	(kgf)	Esfuerzo axial
Núm	37,25	(kgf)	Esfuerzo cortante
Núm	0,00	(kgf/m)	Momento flector

RESULTADOS

TORNILLOS-DE-LA-UNIÓN-PILAR--ANGULAR

RESISTENCIA-DE-TORNILLOS

$F_{t,Rd}$	4007,2	(kgf)	Resistencia del tornillo cortante en la parte no filada de un = 2 tornillos	$F_{t,Rd} = 0.87 \cdot A_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_{t,Rd}$
$F_{t,Rd}$	2215,7	(kgf)	Resistencia de un tornillo a la tracción = 2	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_u \cdot n$

Apoyo del tornillo hacia el alma del pilar

Dirección			
k_{tr}	2,50	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$k_{tr} = \min(2.8 \cdot (a/d) - 1.7, 1.4 \cdot (p/d) - 1.7, 2.5)$
$k_{tr} > 0.0$	2,50	$2,50 > 0,00$	verificado
α	1,00	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$\alpha = \min(a/(3 \cdot d), f_u/f_t - 1)$
$\alpha > 0.0$	1,00	$1,00 > 0,00$	verificado

$F_{t,Rd} = 15336,43$ (kgf) Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{t,Rd} = k_{tr} \cdot \alpha \cdot F_{t,Rd}$

Dirección			
k_{tr}	2,50	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$k_{tr} = \min(2.8 \cdot (a/d) - 1.7, 2.5)$
$k_{tr} > 0.0$	2,50	$2,50 > 0,00$	verificado
α	0,24	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$\alpha = \min(a/(3 \cdot d), p/(3 \cdot d) - 0.25, f_u/f_t - 1)$
$\alpha > 0.0$	0,24	$0,24 > 0,00$	verificado

$F_{t,Rd} = 14322,44$ (kgf) Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{t,Rd} = k_{tr} \cdot \alpha \cdot F_{t,Rd}$

Apoyo del tornillo hacia el angular

Dirección			
k_{tr}	2,50	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$k_{tr} = \min(2.8 \cdot (a/d) - 1.7, 1.4 \cdot (p/d) - 1.7, 2.5)$
$k_{tr} > 0.0$	2,50	$2,50 > 0,00$	verificado
α	0,72	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$\alpha = \min(a/(3 \cdot d), f_u/f_t - 1)$
$\alpha > 0.0$	0,72	$0,72 > 0,00$	verificado

$F_{t,Rd} = 2215,61$ (kgf) Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{t,Rd} = k_{tr} \cdot \alpha \cdot F_{t,Rd}$

Dirección			
k_{tr}	2,50	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$k_{tr} = \min(2.8 \cdot (a/d) - 1.7, 2.5)$
$k_{tr} > 0.0$	2,50	$2,50 > 0,00$	verificado
α	0,69	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,Rd}$	$\alpha = \min(a/(3 \cdot d), p/(3 \cdot d) - 0.25, f_u/f_t - 1)$
$\alpha > 0.0$	0,69	$0,69 > 0,00$	verificado

$F_{tornillo} = 2225,26 \cdot (kgf)$ Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{tornillo} = k_t \cdot \frac{A_s \cdot f_t \cdot d^2}{4}$
 $\frac{kgf}{cm^2}$ $\frac{cm^2}{cm^2}$ $\frac{kgf}{cm^2}$

ESFUERZOS SOLICITANDO LOS TORNILLOS EN LA UNIÓN PILAR-ANGULAR

Corte de los tornillos

$e = 71,02 \cdot (mm)$ Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos del angular y
 el centro del alma de la viga

$M_o = 1,27 \cdot (kgf \cdot m)$ Momento flector real

$$M_o = 0,5 \cdot V_{max} \cdot e$$

$F_{vt} = 2,46 \cdot (kgf)$ Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del esfuerzo
 cortante

$$F_{vt} = 0,5 \cdot (V_{max}) / n$$

$F_{vm} = 21,15 \cdot (kgf)$ Esfuerzo de componente en el tornillo debido al momento

$$F_{vm} = (M_o) / (2 \cdot e) = n$$

$F_{vtm} = 21,15 \cdot (kgf)$ Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x

$$F_{vtm} = F_{vt} + F_{vm}$$

$F_{vtm} = 2,46 \cdot (kgf)$ Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección y

$$F_{vtm} = F_{vt} + F_{vm}$$

$F_{vmr} = 23,17 \cdot (kgf)$ Esfuerzo cortante resultante en el tornillo

$$F_{vmr} = \sqrt{F_{vm}^2 + F_{vt}^2}$$

$F_{vmr} = 221,5 \cdot (kgf)$ Resistencia de cálculo de los tornillos en la dirección x

$$F_{vmr} = \min(F_{vtm}, F_{vmr})$$

$F_{vmr} = 2225,26 \cdot (kgf)$ Resistencia de cálculo de los tornillos en la dirección y

$$F_{vmr} = \min(F_{vtm}, F_{vmr})$$

$F_{vt} \leq F_{vmr}$	$2,46 \leq 221,5$	verificado	$(0,00)$
$F_{vm} \leq F_{vmr}$	$21,15 \leq 221,5$	verificado	$(0,00)$
$F_{vtm} \leq F_{vmr}$	$23,17 \leq 221,5$	verificado	$(0,01)$

Tensión de tornillos

$e = 71,02 \cdot (mm)$ Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el
 centro del alma de la viga

$M_o = 1,274 \cdot (kgf \cdot m)$ Momento flector real

$$M_o = 0,5 \cdot V_{max} \cdot e$$

$F_{vt} = 64,10 \cdot (kgf)$ Esfuerzo de tracción en el tornillo extremo

$$F_{vt} = M_o \cdot 2 \cdot e \cdot \sum d^2 = n$$

$F_{vt} \leq F_{vmr}$ $64,10 \leq 221,5$ verificado $(0,01)$

Acción simultánea del esfuerzo de tracción y del cortante en el tornillo

$F_{vmr} = 23,17 \cdot (kgf)$ Esfuerzo cortante resultante en el tornillo $F_{vmr} = \sqrt{F_{vm}^2 + F_{vt}^2}$
 $F_{vmr} / F_{vmr} + F_{vt} / F_{vt} \leq 1,0$ $0,01 \leq 1,00$ verificado $(0,01)$

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

RESISTENCIA DE TORNILLOS

$F_{tornillo} = 2015,6 \cdot (kgf)$ Resistencia del tornillo cortante en la parte no filoteada de un
 tornillo

$$F_{tornillo} = 0,6 \cdot f_u \cdot (A_s) / n$$

Apoyo del tornillo hacia la viga

Dirección x

$k_t = 1,62$ Coeficiente para el cálculo de $F_{tornillo}$ $k_t = \min(2,8 \cdot (e/d) - 1,7, 1,4 \cdot (p/d) - 1,7, 2,5)$
 $k_t > 0,0$ $1,62 > 0,00$ verificado

$\alpha_{br} = 0,99$ Coeficiente para el cálculo de $F_{tornillo}$ $\alpha_{br} = \min(e_1 / (3 \cdot d_1), e_2 / (3 \cdot d_2), 1,0)$
 $\alpha_{br} > 0,0$ $0,99 > 0,00$ verificado

$F_{tornillo} = 3394,12 \cdot (kgf)$ Resistencia de un tornillo al apoyo $F_{tornillo} = k_t \cdot \alpha_{br} \cdot f_u \cdot d^2 / 4$
 $\frac{kgf}{cm^2}$ $\frac{cm^2}{cm^2}$ $\frac{kgf}{cm^2}$

Dirección y

$k_t = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{tornillo}$ $k_t = \min(2,8 \cdot (e/d) - 1,7, 2,5)$
 $k_t > 0,0$ $2,50 > 0,00$ verificado

$\alpha_{br} = 0,40$ Coeficiente para el cálculo de $F_{tornillo}$ $\alpha_{br} = \min(e_1 / (3 \cdot d_1), e_2 / (3 \cdot d_2), 0,25, 1,0)$

$\alpha_{br} > 0,01$	$0,40 > 0,00$	verificado	
$F_{t,apoy} = 2097,10$ [kgf]	Resistencia de un tornillo al apoyo		$F_{t,apoy} = k_t \cdot \alpha_{br} \cdot 1,1 \cdot d^2 \cdot A_s$
Apoyo del tornillo hacia el angular			
Dirección x)			
$k_t = 1$	$2,50$	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,apoy}$	$k_t = \min(2,8 \cdot (e/d) - 1,7, 1,4 \cdot (p/d) - 1,7, 2,5)$
$\alpha_{br} > 0,01$	$2,50 > 0,00$	verificado	
$\alpha_{br} = 1$	$0,72$	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,apoy}$	$\alpha_{br} = \min(e/(2 \cdot d), p/(2 \cdot d), 1, / A_s, 1)$
$\alpha_{br} > 0,01$	$0,72 > 0,00$	verificado	
$F_{t,apoy} = 17231,32$ [kgf]	Resistencia de un tornillo al apoyo		$F_{t,apoy} = k_t \cdot \alpha_{br} \cdot 1,1 \cdot d^2 \cdot A_s$
Dirección z)			
$k_t = 1$	$2,50$	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,apoy}$	$k_t = \min(2,8 \cdot (e/d) - 1,7, 2,5)$
$\alpha_{br} > 0,01$	$2,50 > 0,00$	verificado	
$\alpha_{br} = 1$	$0,69$	Coefficiente para el cálculo de $F_{t,apoy}$	$\alpha_{br} = \min(e/(2 \cdot d), p/(2 \cdot d) - 0,25, 1, / A_s, 1)$
$\alpha_{br} > 0,01$	$0,69 > 0,00$	verificado	
$F_{t,apoy} = 17032,71$ [kgf]	Resistencia de un tornillo al apoyo		$F_{t,apoy} = k_t \cdot \alpha_{br} \cdot 1,1 \cdot d^2 \cdot A_s$

ESFUERZOS SOLICITANDO LOS TORNILLOS EN LA ANGULAR -- VIGA

Corte de los tornillos

$e = 75,00$ [mm]	Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma del pilar		
$M_0 = 2,62$ [kgf·m]	Momento flector (rae)		$M_0 = M_{max} \cdot V_{max} / Q$
$F_{ix} = 29,41$ [kgf]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal		$F_{ix} = N_{ax} / n$
$F_{iz} = 12,93$ [kgf]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del esfuerzo constante		$F_{iz} = N_{az} / n$
$F_{mx} = 44,72$ [kgf]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del momento en la dirección x)		$F_{mx} = M_x \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{e^2 + d^2} / Q$
$F_{mz} = 0,00$ [kgf]	Esfuerzo de componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z)		$F_{mz} = M_z \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{e^2 + d^2} / Q$
$F_{t,apoy} = 129,27$ [kgf]	Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x)		$F_{t,apoy} = F_{ix} + F_{mx}$
$F_{t,apoy} = 12,93$ [kgf]	Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z)		$F_{t,apoy} = F_{iz} + F_{mz}$
$F_{tr} = 129,37$ [kgf]	Esfuerzo constante resultante en el tornillo		$F_{tr} = \sqrt{F_{t,apoy}^2 + F_{t,apoy}^2}$
$F_{tr} = 332,86$ [kgf]	Esfuerzo constante resultante en el tornillo		$F_{tr} = \min(F_{tr}, F_{t,apoy})$
$F_{tr} = 2097,10$ [kgf]	Esfuerzo constante resultante en el tornillo		$F_{tr} = \min(F_{tr}, F_{t,apoy})$
$ F_{tr} \leq F_{t,apoy}$	$ 129,37 < 3324,19$	verificado	$(0,04)$
$ F_{tr} \leq F_{t,apoy}$	$ 12,93 < 2097,10$	verificado	$(0,00)$
$F_{tr} \leq F_{t,apoy}$	$129,37 < 2013,64$	verificado	$(0,00)$

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN RESPECTO A LA RUPTURA DE TIPO BLOQUE (FUERZA AXIAL)

ANGULAR

$A_{tr} = 420,29$ [mm ²]	Área de la zona traccionada de la sección
$A_{w} = 346,02$ [mm ²]	Área de la zona cizallada de la sección

$A_{tr} = 420,22 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$V_{adm} = 21629,21 \text{ [N]}$	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{adm} = 0,5 \cdot A_{tr} \cdot f_{yk} \cdot \eta$ (1/3) $f_{yk} \cdot A_{tr} \cdot \eta$
$[0,5 \cdot V_{adm}] \leq V_{adm}$	$[23,41] \leq 21629,21$	verificado

VIGA

$A_{tr} = 120,21 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$A_{cs} = 344,21 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona cizallada de la sección	
$V_{adm} = 10942,02 \text{ [N]}$	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{adm} = 0,5 \cdot A_{tr} \cdot f_{yk} \cdot \eta$ (1/3) $f_{yk} \cdot A_{tr} \cdot \eta$
$[V_{adm}] \leq V_{adm}$	$[166,23] \leq 10942,02$	verificado

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN RESPECTO A LA RUPTURA DE TIPO BLOQUE (ESFUERZO CORTANTE)

ANGULAR

$A_{tr} = 369,25 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$A_{cs} = 663,77 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona cizallada de la sección	
$V_{adm} = 14075,21 \text{ [N]}$	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{adm} = 0,5 \cdot A_{tr} \cdot f_{yk} \cdot \eta$ (1/3) $f_{yk} \cdot A_{tr} \cdot \eta$
$[0,5 \cdot V_{adm}] \leq V_{adm}$	$[19,23] \leq 14075,21$	verificado

VIGA

$A_{tr} = 170,41 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$A_{cs} = 224,22 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona cizallada de la sección	
$V_{adm} = 6956,02 \text{ [N]}$	Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos	$V_{adm} = 0,5 \cdot A_{tr} \cdot f_{yk} \cdot \eta$ (1/3) $f_{yk} \cdot A_{tr} \cdot \eta$
$[V_{adm}] \leq V_{adm}$	$[37,23] \leq 6956,02$	verificado

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN DEL ANGULAR DEBILITADO POR HUECOS

$A_g = 1239,25 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área bruta de la zona traccionada de la sección	
$A_{tr} = 216,72 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$0,9 \cdot (A_{tr} - A_{cs}) \geq 0,2 \cdot A_g$	$0,67 \geq 0,72$	
$W_{el,y} = 22260,22 \text{ [mm}^3\text{]}$	Módulo de sección elástico	
$R_{t,y} = 243,42 \text{ [kgf/cm]}$	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	$M_{t,y} = W_{el,y} \cdot R_{t,y}$
$[M_t] \leq M_{t,y}$	$[1,34] \leq 243,42$	verificado
$A_{tr} = 1239,25 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la sección eficaz para el cortante	$A_{tr} = A_{tr}$
$A_{cs} = 216,72 \text{ [mm}^2\text{]}$	Área de la sección eficaz neta para el cortante	A_{cs}
$V_{adm} = 12094,22 \text{ [kgf]}$	Cizamiento por rozamiento plástico, proyección bruta	$V_{adm} = (A_{tr} - A_{cs}) \cdot \tau_{yk}$
$[0,5 \cdot V_{adm}] \leq V_{adm}$	$[12,23] \leq 12094,22$	verificado

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN DE LA VIGA DEBILITADA POR HUECOS

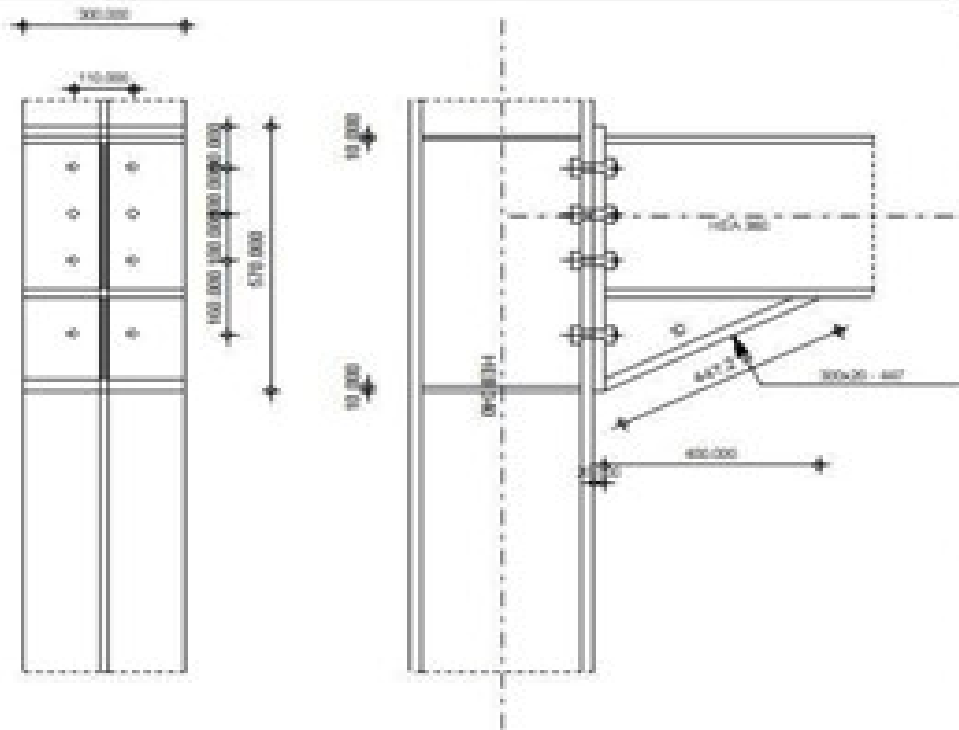
$A_g = 410,00$ [mm ²]	Área bruta de la zona traccionada de la sección	
$A_{g,net} = 340,81$ [mm ²]	Área de la zona traccionada neta de la sección	
$0,83 \leq A_{g,net}/A_g \leq 0,95$ []	$0,75 < 0,83$	
$W_{el,y} = 6042,62$ [mm ³]	Módulo de sección elástico	
$R_{m,tens} = 173,19$ [kgf/cm]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	$M_{b,tens} = W_{el,y} \cdot R_{m,tens}$ [N]
$ M_b \leq M_{b,tens}$	$ 2,69 < 173,19$	verificador (0,02)
$A_w = 410,00$ [mm ²]	Área de la sección eficaz para el cortante	
$A_{w,net} = 371,63$ [mm ²]	Área de la sección eficaz neta para el cortante	$A_{w,net}/A_w$ []
$V_{b,tens} = 5991,34$ [kgf]	Cortante neta no más allá de la zona plástica bruta	$V_{b,tens} \cdot (A_w - A_{w,net}) / (2 \cdot A_w)$ [N]
$V_{b,net} \leq V_{b,tens}$	$ 37,83 < 5991,34$	verificador (0,01)

NOTAS

La distancia entre el borde horizontal del angular y el ala superior de la viga es demasiado pequeña	$-20,700$ [mm] < -7,000 [mm]
La distancia entre el borde horizontal del angular y el ala inferior de la viga es demasiado pequeña	$-20,700$ [mm] < -7,000 [mm]
La distancia entre el tomillo y el borde del ala de la viga es demasiado pequeña	$14,300$ [mm] < 22,875 [mm]
La distancia entre el tomillo y el borde del ala inferior de la viga es demasiado pequeña	$14,300$ [mm] < 22,875 [mm]

Unión conforme con la Norma

Relación: 0,04



GENERAL

Unión N.º: 21
 Nombre de la unión: pilar-viga
 Nudo de la estructura: 2
 Bases de la estructura: 1, -7

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: xpc-340
 Base N.º: 1
 α : -20,0 (Deg) - Ángulo de inclinación
 h : 340,000 (mm) - Altura de la sección del pilar
 b : 300,000 (mm) - Anchura de la sección del pilar
 t_w : 12,000 (mm) - Espesor del alma de la sección del pilar
 t_f : 21,500 (mm) - Espesor del ala del de la sección del pilar
 r : 27,000 (mm) - Radio del amonedado de la sección del pilar

$\alpha = -20,0$ [Deg] - Ángulo de inclinación
 $A_c = 17000,00$ [mm²] - Área de la sección del pilar
 $I_x = 366564000,00$ [mm⁴] - Momento de inercia de la sección del pilar
Material: S235 - A36
 $f_y = 2350004,27$ [kgf/m²] - Resistencia

VIGA

Perfil: S200 - A36
Barra N.º: 7
 $\alpha = 0,0$ [Deg] - Ángulo de inclinación
 $h = 300,000$ [mm] - Altura de la sección de la viga
 $b = 300,000$ [mm] - Anchura de la sección de la viga
 $t_w = 10,000$ [mm] - Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_f = 17,000$ [mm] - Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_x = 27,000$ [mm] - Radio del archedado de la sección de la viga
 $r_y = 27,000$ [mm] - Radio del archedado de la sección de la viga
 $A_c = 14270,00$ [mm²] - Área de la sección de la viga
 $I_x = 330000000,00$ [mm⁴] - Momento de inercia de la sección de la viga
Material: S235 - A36
 $f_y = 2350004,27$ [kgf/m²] - Resistencia

TORNILLOS

El plano de corte atraviesa la parte NO-FILETEADA de un tornillo.

$d = 10,000$ [mm] - Diámetro del tornillo
Clase: A305 - Clase de tornillo
 $F_{t0.2} = 17322,15$ [kgf] - Resistencia de tornillo a la tracción
 $n_x = 2$ - Número de columnas de tornillos
 $n_y = 4$ - Número de líneas de tornillos
 $h = 50,000$ [mm] - Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la platina de topo
Separación horizontal $e = 110,000$ [mm]
Separación vertical $p = 100,000; 100,000; 100,000$ [mm]

PLETINA

$h = 570,000$ [mm] - Altura de la pletina
 $b = 300,000$ [mm] - Anchura de la pletina
 $t = 20,000$ [mm] - Espesor de la pletina
Material: S235 - A36
 $f_y = 2350004,27$ [kgf/m²] - Resistencia

REFUERZO INFERIOR

$sa = 300,000$ [mm] - Anchura de la pletina
 $ta = 20,000$ [mm] - Espesor del ala
 $ha = 200,000$ [mm] - Altura de la pletina
 $la = 10,000$ [mm] - Espesor del alma
 $la = 400,000$ [mm] - Longitud de la pletina
 $\alpha = 30,0$ [Deg] - Ángulo de inclinación
Material: S235 - A36
 $f_y = 2350004,27$ [kgf/m²] - Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

$h_{rig} = 327,500$ [mm] - Altura del rigidizador
 $b_{rig} = 144,000$ [mm] - Anchura del rigidizador
 $t_{rig} = 10,000$ [mm] - Espesor del rigidizador
 Material: **Acero A36**
 $f_{yr} = 25325504,27$ [kgf/m²] - Resistencia inferior
 $h_{rig} = 327,500$ [mm] - Altura del rigidizador
 $b_{rig} = 144,000$ [mm] - Anchura del rigidizador
 $t_{rig} = 10,000$ [mm] - Espesor del rigidizador
 Material: **Acero A36**
 $f_{yr} = 25325504,27$ [kgf/m²] - Resistencia inferior

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a = 7,000$ [mm] - Soldadura de ala
 $a_1 = 13,000$ [mm] - Soldadura de ala
 $a_2 = 7,000$ [mm] - Soldadura del rigidizador
 $a_{eq} = 5,000$ [mm] - Soldadura horizontal

COEFICIENTES DE MATERIAL

γ_{m1}	1,00	Coefficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{m2}	1,00	Coefficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{m3}	1,25	Coefficiente de seguridad parcial	[2.2]
γ_{m4}	1,25	Coefficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: **64: rcc / 7 / -1+1.20 + -2+1.20 + -3+1.60**
 $M_{max} = 14272,21$ [kgf·m] - Momento flector en la viga derecha
 $Y_{max} = 22579,23$ [kgf] - Esfuerzo cortante en la viga derecha
 $N_{max} = -2702,40$ [kgf] - Esfuerzo axial en la viga derecha
 $M_{max} = 17664,01$ [kgf·m] - Momento flector en el pilar inferior
 $Y_{max} = 4026,20$ [kgf] - Esfuerzo cortante en el pilar inferior
 $N_{max} = -30215,28$ [kgf] - Esfuerzo axial en el pilar inferior
 $M_{max} = 3321,21$ [kgf·m] - Momento flector en el pilar superior
 $Y_{max} = -324,20$ [kgf] - Esfuerzo cortante en el pilar superior
 $N_{max} = -1636,33$ [kgf] - Esfuerzo axial en el pilar superior

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

COMPRESIÓN

$A_c = 14275,20$ [mm²] - Área de sección EN1993-1-1 (6.2.4)
 $R_{comp} = A_c \cdot f_{yr} / \gamma_{m2}$
 $N_{comp} = 341327,71$ [kgf] - Resistencia de cálculo de la sección a la compresión EN1993-1-1 (6.2.4)

CIZALLAMIENTO

$A_v = 4026,20$ [mm²] - Área en cizallamiento EN1993-1-1 (6.2.6.(3))
 $T_{comp} = A_v \cdot (f_{vr} / \sqrt{3}) / \gamma_{m3}$
 $Y_{comp} = 100762,21$ [kgf] - Resistencia de cálculo de la sección al cortante EN1993-1-1 (6.2.6.(2))
 $Y_{comp} / Y_{max} \leq 1,0$ $0,22 \leq 1,00$ **verificado** $(0,22)$

FLEXIÓN -- MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$W_{pl,y} = 2022630,00 \cdot (\text{mm}^3)$ - Módulo de sección plástica $W_{pl,y,red} = W_{pl,y} / \gamma_{M0}$	EN1993-1-1 (6.2.5.(2))
$M_{pl,y,R} = 32264,22 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ - Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos) FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLETINA O CON EL ELEMENTO UNID@	EN1993-1-1 (6.2.5.(2))
$W_{pl,z} = 3762554,26 \cdot (\text{mm}^3)$ - Módulo de sección plástica $W_{pl,z,red} = W_{pl,z} / \gamma_{M0}$	EN1993-1-1 (6.2.5)
$M_{pl,z,R} = 23224,13 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ - Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1 (6.2.5)
ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN	
$M_{pl,N,R} = 23224,13 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ - Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1 (6.2.5)
$h = 530,070 \cdot (\text{mm})$ - Distancia entre los centros de gravedad de las alas	(6.2.6.7.(1))
$F_{c,al,R} = M_{pl,N,R} / h$	
$F_{c,al,R} = 172246,40 \cdot (\text{kgf})$ - Resistencia del ala comprimida y del alma	(6.2.6.7.(1))
ALMA O ALA DEL REFUERZO EN COMPRESIÓN - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA	
apoyo	
$\beta = 0,0 \cdot (\text{Deg})$ - Ángulo entre la pletina de tope y la viga	
$\gamma = 26,8 \cdot (\text{Deg})$ - Ángulo de inclinación de la pletina de refuerzo	
$b_{ef,comp} = 303,221 \cdot (\text{mm})$ - Anchura eficaz de la alma en compresión	(6.2.6.2.(1))
$A_{ef} = 4225,20 \cdot (\text{mm}^2)$ - Área en cizallamiento	EN1993-1-1 (6.2.6.(3))
$\alpha = 0,22$ - Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante	(6.2.6.2.(1))
$\sigma_{comp} = 6222374,40 \cdot (\text{kgf}/\text{m}^2)$ - Tensión de compresión máxima en el alma	(6.2.6.2.(2))
$k_{\alpha} = 1,00$ - Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión	(6.2.6.2.(2))
$F_{c,al,R1} = (2 \cdot N_{pl,R} \cdot b_{ef,comp} \cdot h_{ef} / \gamma_{M0}) \cdot \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$	
$F_{c,al,R1} = 122224,64 \cdot (\text{kgf})$ - Resistencia del ala de la viga	(6.2.6.2.(1))
Pandeo	
$d = 261,000 \cdot (\text{mm})$ - Altura del alma comprimida	(6.2.6.2.(1))
$\lambda = 0,22$ - Esbeltez del elemento de tipo pletina	(6.2.6.2.(1))
$\alpha = 0,22$ - Coeficiente de reducción en pandeo	(6.2.6.2.(1))
$F_{c,al,R2} = (2 \cdot N_{pl,R} \cdot b_{ef,comp} \cdot h_{ef} / \gamma_{M0}) \cdot \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$	
$F_{c,al,R2} = 106424,67 \cdot (\text{kgf})$ - Resistencia del ala de la viga	(6.2.6.2.(1))
Resistencia final	
$F_{c,al,R3} = \text{Min}(F_{c,al,R1}, F_{c,al,R2})$	
$F_{c,al,R3} = 106424,67 \cdot (\text{kgf})$ - Resistencia del ala de la viga	(6.2.6.2.(1))

RESISTENCIAS DEL PILAR

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE	
$M_{y,R} = 14272,22 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ - Momento factor en la viga derecha	(5.3.(3))
$M_{x,R} = 0,00 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ - Momento factor en la viga izquierda	(5.3.(3))
$V_{y,R} = 6026,20 \cdot (\text{kgf})$ - Esfuerzo cortante en el pilar inferior	(5.3.(3))
$V_{x,R} = -324,20 \cdot (\text{kgf})$ - Esfuerzo cortante en el pilar superior	(5.3.(3))
$z = 412,000 \cdot (\text{mm})$ - Brazo de palanca	(6.2.5)
$V_{y,R1} = (M_{y,R} - M_{x,R}) / z = (V_{y,R} - V_{x,R}) / 2$	
$V_{y,R1} = 30242,25 \cdot (\text{kgf})$ - Esfuerzo cortante en el panel del alma	(5.3.(3))
$A_{ef} = 5602,20 \cdot (\text{mm}^2)$ - Área del alma del pilar en cortante	EN1993-1-1 (6.2.6.(3))
$A_{w} = 5602,20 \cdot (\text{mm}^2)$ - Área en cizallamiento	EN1993-1-1 (6.2.6.(3))
$d_s = 220,000 \cdot (\text{mm})$ - Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores	(6.2.6.1.(4))
$M_{pl,y,R1} = 277,42 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ Resistencia plástica de la ala del pilar en flexión	(6.2.6.1.(4))
$M_{pl,y,R2} = 122,22 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión	(6.2.6.1.(4))
$M_{pl,y,R3} = 122,22 \cdot (\text{kgf}\cdot\text{m})$ Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión	(6.2.6.1.(4))
$V_{y,R2} = 0,9 \cdot (A_{w} \cdot f_{yw}) / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = \text{Min}(4 \cdot M_{pl,y,R1} / d_s, (2 \cdot M_{pl,y,R2} + M_{pl,y,R3} + M_{pl,y,R4}) / d_s)$	
$V_{y,R2} = 77270,44 \cdot (\text{kgf})$ - Resistencia del panel del alma del pilar en cortante	(6.2.6.1)
$V_{y,R2} / V_{y,R1} = 1,01$	$0,40 < 1,00$ verificado (0,40)
ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA	

apoyo		
t_{ef}	12,000 [mm]	Espesor eficaz del alma del pilar [6.2.6.2(6)]
$b_{ef,comp}$	341,620 [mm]	Anchura eficaz del alma en compresión [6.2.6.2(1)]
A_{ef}	3402,20 [mm ²]	Área en cabalamiento EN1993-1-1 (6.2.6(3))
α	0,77	Coefficiente de reducción para la interacción con el cortante [6.2.6.2(1)]
σ_{comp}	7622000,24 [kgf/m ²]	Tensión de compresión máxima en el alma [6.2.6.2(2)]
k_{red}	1,00	Coefficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión [6.2.6.2(2)]
A_{r}	2220,00 [mm ²]	Área del rigidizador del alma EN1993-1-1 (6.2.4)

$F_{t,comp} = \alpha \cdot k_{red} \cdot b_{ef,comp} \cdot t_{ef} \cdot f_{y0} + A_r \cdot f_{y0}$
 $F_{t,comp} = 122604,22 \cdot [kgf]$ Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2(1)]

Pandeo		
d_{comp}	243,000 [mm]	Altura del alma comprimida [6.2.6.2(1)]
λ_{pl}	0,79	Eslabes del elemento de tipo platina [6.2.6.2(1)]
ρ	0,25	Coefficiente de reducción en pandeo [6.2.6.2(1)]
λ_{red}	2,75	Eslabes del rigidizador EN1993-1-1 (6.3.1.2)
χ	1,00	Coefficiente de pandeo del rigidizador EN1993-1-1 (6.3.1.2)

$F_{t,pandeo} = \alpha \cdot k_{red} \cdot \rho \cdot b_{ef,comp} \cdot t_{ef} / \chi + A_r \cdot \rho \cdot f_{y0}$
 $F_{t,pandeo} = 142342,11 \cdot [kgf]$ Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2(1)]

Resistencia final
 $F_{t,comp} = \text{Min}(F_{t,comp}, F_{t,pandeo})$
 $F_{t,comp} = 142342,11 \cdot [kgf]$ Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2(1)]

ALMA EN COMPRESIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA SUPERIOR DE LA VIGA

apoyo		
t_{ef}	12,000 [mm]	Espesor eficaz del alma del pilar [6.2.6.2(6)]
$b_{ef,comp}$	336,770 [mm]	Anchura eficaz del alma en compresión [6.2.6.2(1)]
A_{ef}	3402,20 [mm ²]	Área en cabalamiento EN1993-1-1 (6.2.6(3))
α	0,77	Coefficiente de reducción para la interacción con el cortante [6.2.6.2(1)]
σ_{comp}	7622000,24 [kgf/m ²]	Tensión de compresión máxima en el alma [6.2.6.2(2)]
k_{red}	1,00	Coefficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión [6.2.6.2(2)]
A_{r}	2220,00 [mm ²]	Área del rigidizador del alma EN1993-1-1 (6.2.4)

$F_{t,comp} = \alpha \cdot k_{red} \cdot b_{ef,comp} \cdot t_{ef} \cdot f_{y0} + A_r \cdot f_{y0}$
 $F_{t,comp} = 121222,72 \cdot [kgf]$ Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2(1)]

Pandeo		
d_{comp}	243,000 [mm]	Altura del alma comprimida [6.2.6.2(1)]
λ_{pl}	0,79	Eslabes del elemento de tipo platina [6.2.6.2(1)]
ρ	0,25	Coefficiente de reducción en pandeo [6.2.6.2(1)]
λ_{red}	2,75	Eslabes del rigidizador EN1993-1-1 (6.3.1.2)
χ	1,00	Coefficiente de pandeo del rigidizador EN1993-1-1 (6.3.1.2)

$F_{t,pandeo} = \alpha \cdot k_{red} \cdot \rho \cdot b_{ef,comp} \cdot t_{ef} / \chi + A_r \cdot \rho \cdot f_{y0}$
 $F_{t,pandeo} = 142062,21 \cdot [kgf]$ Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2(1)]

Resistencia final
 $F_{t,comp} = \text{Min}(F_{t,comp}, F_{t,pandeo})$
 $F_{t,comp} = 142062,21 \cdot [kgf]$ Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2(1)]

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

Nº	m1	m2	e1	e2	p1	l _{comp1}	l _{comp2}	l _{comp3}	l _{comp4}	l _{comp5}	l _{comp6}	l _{comp7}	l _{comp8}
1º	27,400	22,000	100,000	172,159	219,300	172,159	219,300	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000
2º	27,400	22,000	100,000	172,159	222,350	172,159	222,350	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000
3º	27,400	22,000	130,000	172,159	222,350	172,159	222,350	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000
4º	27,400	22,000	160,000	172,159	219,300	172,159	219,300	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000	126,000

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLETINA DE TOPE

Nº	m	m	e	e	p	l _{ef1}	l _{ef2}	l _{ef3}	l _{ef4}	l _{ef5}	l _{ef6}	l _{ef7}	l _{ef8}
1	42,000	25,000	100,000	264,322	264,443	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322
2	42,000	25,000	100,000	264,322	264,443	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322
3	42,000	25,000	100,000	264,322	264,443	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322
4	42,000	25,000	100,000	264,322	264,443	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322	264,322

- m – Distancia-entre-la-tornillo-y-el-alm
- m – Distancia-entre-la-tornillo-y-el-alm
- e – Distancia-entre-el-tornillo-y-el-borde-exterior
- e – Distancia-entre-el-tornillo-y-el-borde-exterior-horizontal
- p – Distancia-entre-tornillos
- l_{ef1} – Longitud-eficaz-para-una-única-fila-de-tornillos-en-el-modo-circular-de-destrucción
- l_{ef2} – Longitud-eficaz-para-una-única-fila-de-tornillos-en-el-modo-no-circular-de-destrucción
- l_{ef3} – Longitud-eficaz-para-una-única-fila-de-tornillos-para-el-modo-1
- l_{ef4} – Longitud-eficaz-para-una-única-fila-de-tornillos-para-el-modo-2
- l_{ef5} – Longitud-eficaz-para-un-grupo-de-tornillos-en-el-modo-circular-de-destrucción
- l_{ef6} – Longitud-eficaz-para-un-grupo-de-tornillos-en-el-modo-no-circular-de-destrucción
- l_{ef7} – Longitud-eficaz-para-un-grupo-de-tornillos-para-el-modo-1
- l_{ef8} – Longitud-eficaz-para-un-grupo-de-tornillos-para-el-modo-2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

N_{u,nt} = Min (N_{u,nt1} / F_{u,nt1} ; 2 · F_{u,nt1} / N_{u,nt1} ; 2 · F_{u,nt2} / N_{u,nt2})
 N_{u,nt} = 312243,34 [kg] Resistencia-de-la-únión-a-la-compresión [6.2]
 N_{u,nt1} / N_{u,nt} < 1,0 0,93 < 1,00 **verificado** (0,93)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

F_{u,nt} = 17322,15 [kg] Resistencia-de-tornillo-a-la-tracción [Tabla-3.4]
 B_{u,nt} = 32142,22 [kg] Resistencia-del-tornillo-al-aprieteamiento/ajustamiento [Tabla-3.4]
 F_{u,nt1} – resistencia-de-l-ala-del-pilar-en-flexión
 F_{u,nt2} – resistencia-de-l-alm-del-pilar-en-flexión
 F_{u,nt3} – resistencia-de-la-pletina-doblada-en-flexión
 F_{u,nt4} – resistencia-de-l-alm-en-compresión
 F_{u,nt5} = Min (F_{u,nt1} ; F_{u,nt2} ; F_{u,nt3}) [6.2.6.4], [Tab.6.2]
 F_{u,nt6} = α · B_{u,nt} / h_{ef} [6.2.6.3(1)]
 F_{u,nt7} = Min (F_{u,nt5} ; F_{u,nt6} ; F_{u,nt4}) [6.2.6.5], [Tab.6.2]
 F_{u,nt8} = B_{u,nt} / h_{ef} [6.2.6.6(1)]

RESISTENCIA DE LA LINEA DE TORNILLOS NUMERO 1

F _{u,nt1} – Fórmula	F _{u,nt1}	Componente
F _{u,nt1} = Min (F _{u,nt1})	34644,30	Resistencia-de-la-línea-de-tornillos
F _{u,nt2} = 34644,30	34644,30	Ala-del-pilar-tracción
F _{u,nt3} = 48210,36	48210,36	Alm-del-pilar-tracción
F _{u,nt4} = 34644,30	34644,30	Pletina-de-tope-tracción
F _{u,nt5} = 66920,72	66920,72	Alm-de-la-viga-tracción
B _{u,nt} = 70285,16	70285,16	Tornillo-al-aprieteamiento-de-la-cabeza
Y _{u,nt6} = 77870,44	77870,44	Pared-del-alm-cortante
F _{u,nt7} = 148348,11	148348,11	Alm-del-pilar-compresión
F _{u,nt8} = 178946,40	178946,40	Ala-de-la-viga-compresión
F _{u,nt9} = 106424,67	106424,67	Alm-de-la-viga-compresión

RESISTENCIA DE LA LINEA DE TORNILLOS NUMERO 2

Fórmula - Fórmula	Fórmula	Componente
$F_{t,Linea} - \text{Mín.} (F_{t,Linea})$	22193,55	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,Linea} = 34644,30$	34644,30	Ale del pilar - tracción
$F_{t,Linea} = 42210,36$	42210,36	Alma del pilar - tracción
$F_{t,Linea} = 34595,07$	34595,07	Platina de topo - tracción
$F_{t,Linea} = 66920,72$	66920,72	Alma de la viga - tracción
$B_{t,Linea} = 70285,16$	70285,16	Tornillo-alambramiento de la cabeza
$Y_{t,Linea} - \sum^2 F_{t,Linea} = 77870,44 - 34644,30$	43226,14	Panel del alma - cortante
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 148348,11 - 34644,30$	113703,82	Alma del pilar - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 179946,40 - 34644,30$	145302,10	Ale de la viga - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 108424,87 - 34644,30$	73780,57	Alma de la viga - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 62692,86 - 34644,30$	28048,57	Ale del pilar - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 65769,35 - 34644,30$	31125,05	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 56837,85 - 34644,30$	22193,55	Platina de topo - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 86842,22 - 34644,30$	52197,92	Alma de la viga - tracción - grupo

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

Fórmula - Fórmula	Fórmula	Componente
$F_{t,Linea} - \text{Mín.} (F_{t,Linea})$	21032,59	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,Linea} = 34644,30$	34644,30	Ale del pilar - tracción
$F_{t,Linea} = 42210,36$	42210,36	Alma del pilar - tracción
$F_{t,Linea} = 34595,07$	34595,07	Platina de topo - tracción
$F_{t,Linea} = 66920,72$	66920,72	Alma de la viga - tracción
$B_{t,Linea} = 70285,16$	70285,16	Tornillo-alambramiento de la cabeza
$Y_{t,Linea} - \sum^2 F_{t,Linea} = 77870,44 - 56837,85$	21032,59	Panel del alma - cortante
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 148348,11 - 56837,85$	91510,26	Alma del pilar - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 179946,40 - 56837,85$	123108,55	Ale de la viga - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 108424,87 - 56837,85$	51586,99	Alma de la viga - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 60318,07 - 22193,55$	38124,52	Ale del pilar - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 60923,05 - 22193,55$	38729,49	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 94275,03 - 56837,85$	37437,18	Ale del pilar - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 85240,02 - 56837,85$	28402,17	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 50790,58 - 22193,55$	28597,02	Platina de topo - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 58214,16 - 22193,55$	36020,61	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 83035,11 - 56837,85$	26197,26	Platina de topo - tracción - grupo
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 119745,88 - 56837,85$	62908,03	Alma de la viga - tracción - grupo

Reducción adicional de la resistencia de la línea de tornillos $F_{t,Linea} - F_{t,Linea} \text{ fact}$ $F_{t,Linea} = 19964,93$ [kgf] - Resistencia reducida de la línea de tornillos [6.2.7.2.9] []**RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 4**

Fórmula - Fórmula	Fórmula	Componente
$F_{t,Linea} - \text{Mín.} (F_{t,Linea})$	1167,66	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,Linea} = 34644,30$	34644,30	Ale del pilar - tracción
$F_{t,Linea} = 42210,36$	42210,36	Alma del pilar - tracción
$F_{t,Linea} = 34595,07$	34595,07	Platina de topo - tracción
$F_{t,Linea} = 66920,72$	66920,72	Alma de la viga - tracción
$B_{t,Linea} = 70285,16$	70285,16	Tornillo-alambramiento de la cabeza
$Y_{t,Linea} - \sum^2 F_{t,Linea} = 77870,44 - 76702,78$	1167,66	Panel del alma - cortante
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 148348,11 - 76702,78$	71645,33	Alma del pilar - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 179946,40 - 76702,78$	103243,62	Ale de la viga - compresión
$F_{t,Linea} - \sum^1 F_{t,Linea} = 108424,87 - 76702,78$	31722,09	Alma de la viga - compresión

Fuerzas -- Fórmulas	Fuerzas	Componentes
$F_{u,despl,x} = \sum^2 F_{i,despl,x} = 62385,99 + 19864,93$	42210,36	Ale del pilar -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,y} = \sum^2 F_{i,despl,y} = 75867,11 + 19864,93$	34644,30	Ale del pilar -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,z} = \sum^2 F_{i,despl,z} = 97121,69 + 42058,48$	33063,31	Ale del pilar -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,x,rot} = \sum^2 F_{i,despl,x,rot} = 88582,14 + 42058,48$	42210,36	Ale del pilar -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,y,rot} = \sum^2 F_{i,despl,y,rot} = 131078,65 + 76702,78$	34375,27	Ale del pilar -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,z,rot} = \sum^2 F_{i,despl,z,rot} = 101084,89 + 76702,78$	24222,11	Ale del pilar -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,x,t} = \sum^2 F_{i,despl,x,t} = 57395,40 + 19864,93$	37530,42	Platina de topo -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,y,t} = \sum^2 F_{i,despl,y,t} = 89481,70 + 19864,93$	34644,30	Ale de la viga -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,z,t} = \sum^2 F_{i,despl,z,t} = 81988,72 + 42058,48$	32230,24	Platina de topo -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,x,rot,t} = \sum^2 F_{i,despl,x,rot,t} = 114792,20 + 42058,48$	72723,72	Ale de la viga -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,y,rot,t} = \sum^2 F_{i,despl,y,rot,t} = 114233,25 + 76702,78$	37530,42	Platina de topo -- tracción -- grupo
$F_{u,despl,z,rot,t} = \sum^2 F_{i,despl,z,rot,t} = 176328,82 + 76702,78$	24222,11	Ale de la viga -- tracción -- grupo

TABLA RESUMEN DE ESFUERZOS

Nº	h	$F_{u,x}$	$F_{u,y}$	$F_{u,z}$	$F_{u,x,rot}$	$F_{u,y,rot}$	$F_{u,z,rot}$	$F_{u,t}$	$B_{u,t}$
1	400,000	34644,30	34644,30	42210,36	34644,30	66920,72	34644,30	70295,16	
2	340,000	32193,55	34644,30	42210,36	34595,07	66920,72	34644,30	70295,16	
3	260,000	19864,93	34644,30	42210,36	34595,07	66920,72	34644,30	70295,16	
4	100,000	1167,66	34644,30	42210,36	34595,07	66920,72	34644,30	70295,16	

Resistencia de la unión a la flexión $M_{u,R}$

$M_{u,R} = \sum h_i F_{u,y}$

$M_{u,R} = 29264,49 \text{ [kgf} \cdot \text{m]}$ Resistencia de la unión a la flexión

[6.2]

$M_{u,Rd} / M_{u,R} \leq 1,0$

$0,49 < 1,00$

verificado

(0,49)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$\alpha = 1$ Coeficiente para el cálculo de $F_{u,R}$

[Tabla 3.4]

$\beta = 0,92$ Coeficiente de reducción para las uniones largas

[3.8]

$F_{u,R} = 11317,58 \text{ [kgf]}$ Resistencia de un tornillo al cortante

[Tabla 3.4]

$F_{u,Rd} = 17322,15 \text{ [kgf]}$ Resistencia de un tornillo a la tracción

[Tabla 3.4]

$F_{u,Rd} = 31072,36 \text{ [kgf]}$ Resistencia de un tornillo intermedio al apoyo

[Tabla 3.4]

$F_{u,Rd} = 31072,36 \text{ [kgf]}$ Resistencia de un tornillo extremo al apoyo

[Tabla 3.4]

Nº	$F_{u,x}$	$F_{u,y}$	$F_{u,z}$	$F_{u,x,rot}$	$F_{u,y,rot}$	$F_{u,z,rot}$
1	34644,30	-1425,60	34644,30	16340,55	13114,93	13592,34
2	34644,30	-1425,60	32193,55	16396,39	2170,49	12355,43
3	34644,30	-1425,60	19864,93	3464,30	2032,70	12274,32
4	34644,30	-1425,60	1167,66	337,49	-262,11	22625,15

$F_{u,Rd}$ -- Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{u,Rd}$ -- Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial

$F_{u,Rd}$ -- Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

$F_{u,Rd}$ -- Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

$F_{u,Rd}$ -- Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillos

$F_{u,Rd}$ -- Resistencia reducida de la línea de tornillos

$F_{u,Rd} = N_{u,R} F_{u,Rd} / N_{u,R}$

$F_{u,Rd} = M_{u,R} F_{u,Rd} / M_{u,R}$

$F_{u,Rd} = F_{u,Rd} + F_{u,Rd}$

$F_{u,Rd} = \text{Min} (n F_{u,Rd} / (1 - F_{u,Rd} / (1,4 n F_{u,Rd})), n F_{u,Rd}, n F_{u,Rd})$

$V_{u,R} = 0,9 \sum F_{u,y}$

[Tabla 3.4]

$V_{u,R} = 75446,23 \text{ [kgf]}$ Resistencia de la unión al cortante

[Tabla 3.4]

$V_{u,Rd} / V_{u,R} \leq 1,0$

$0,32 < 1,00$

verificado

(0,32)

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

A_w	33352,95 [mm ²]	Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
A_{wH}	17212,00 [mm ²]	Área de superficie de las soldaduras horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wV}	6140,95 [mm ²]	Área de superficie de las soldaduras verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{xy}	271224211,18 [mm ⁴]	Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.	[4.5.3.2(5)]
σ_{\perp}	-3441699,93 [kgf/cm ²]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(5)]
σ_{\parallel}	-3441699,93 [kgf/cm ²]	Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
τ	4652277,43 [kgf/cm ²]	Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
β	0,95	Coefficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{(\sigma_{\perp} \cdot \beta)^2 + 3 \cdot (\tau \cdot \beta)^2} \leq f_{\perp} \cdot \beta$	6223399,96 < 32379327,64	verificado	[0,18]
$\sqrt{(\sigma_{\parallel} \cdot \beta)^2 + 3 \cdot (\tau \cdot \beta)^2} \leq f_{\parallel} \cdot \beta$	10596954,67 < 32379327,64	verificado	[0,28]
$\sigma_{\perp} \cdot \beta \leq f_{\perp}$	3441699,93 < 22360129,63	verificado	[0,12]

RÍGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{\text{arand}} \cdot h$	4,000 [mm]	Espesor de la arandela	[8.2.6.3(2)]
$h_{\text{cabeza}} \cdot h$	14,000 [mm]	Altura de la cabeza del tornillo	[8.2.6.3(2)]
$h_{\text{roscas}} \cdot h$	12,000 [mm]	Altura de la rosca del tornillo	[8.2.6.3(2)]
L	66,000 [mm]	Longitud del tornillo	[8.2.6.3(2)]
$k_{\text{torn}} \cdot h$	6,910 [mm]	Coefficiente de rigidez de los tornillos	[8.3.2(1)]

RÍGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

M	k_{torn}	k_{pl}	k_{pl}	k_{pl}	k_{eq}	$k_{\text{eq}} \cdot h$	$k_{\text{eq}} \cdot h^2$
					Suma	2463,67	225773,92
1º	469,920	4,365	67,407	33,436	3,314	1024,76	302554,56
2º	369,920	3,229	63,462	8,663	1,601	320,33	217724,32
3º	269,920	3,677	56,526	12,561	1,946	323,01	140594,66
4º	169,920	4,269	74,252	21,599	3,441	365,52	22900,49

$k_{\text{eq}} = 1 / \left(\frac{1}{\sum k_{\text{torn}}} + \frac{1}{\sum k_{\text{pl}}} \right)$ [8.3.3.1(2)]

$Z_{\text{eq}} = \sum k_{\text{eq}} \cdot h^2 / \sum k_{\text{eq}} \cdot h$

$Z_{\text{eq}} = 363,593$ [mm] - Brazo de fuerzas equivalente [8.3.3.1(3)]

$k_{\text{eq}} = \sum k_{\text{eq}} \cdot h / Z_{\text{eq}}$

$k_{\text{eq}} = 6,776$ [mm] - Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos [8.3.3.1(1)]

$A_{\text{pl}} = 3609,40$ [mm²] - Área en desarrollo EN1993-1-1 [8.2.6(3)]

$\beta = 1,00$ - Parámetro de la transformación [5.3(7)]

$Z = 363,593$ [mm] - Brazo de palanca [8.2.5]

$k_1 = 3,663$ [mm] - Coeficiente de rigidez del panel del alma del pilar [8.3.2(1)]

$k_2 = 10$ - Coeficiente de rigidez del alma comprimida del pilar [8.3.2(1)]

$S_{\text{pl}} = E \cdot Z_{\text{pl}}^2 \cdot \beta \cdot \sum (1 / k_1 + 1 / k_2) \cdot (1 - k_1 \cdot Z_{\text{pl}} - 1 / k_1)$ [8.3.1(4)]

$S_{\text{pl}} = 2471219,76$ [kgf·m] - Rigidez inicial en rotación [8.3.1(4)]

$U = 1,00$ - Coeficiente de rigidez de la unión [8.3.1(6)]

$S_1 = S_{\text{pl}} / U$ [8.3.1(4)]

$S_1 = 2471219,76$ [kgf·m] - Rigidez final en rotación [8.3.1(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez

$S_{\text{un}} = 107946963,44$ [kgf·m] - Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{\text{un}} = 6746623,22$ [kgf·m] - Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]

$S_{\text{un}} \leq S_{\text{un}} < S_{\text{un}}$ SEMI-RÍGIDA

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

PANEL DEL ALMA DEL PILAR EN CORTANTE



Datos del proyecto

Nombre del proyecto
Número del Proyecto
Autor
Descripción
Fecha 15/4/2022
Normativa de cálculo AISC-360-16

Material

Aceros A36
Hormigón concreto 250, 4000 psi

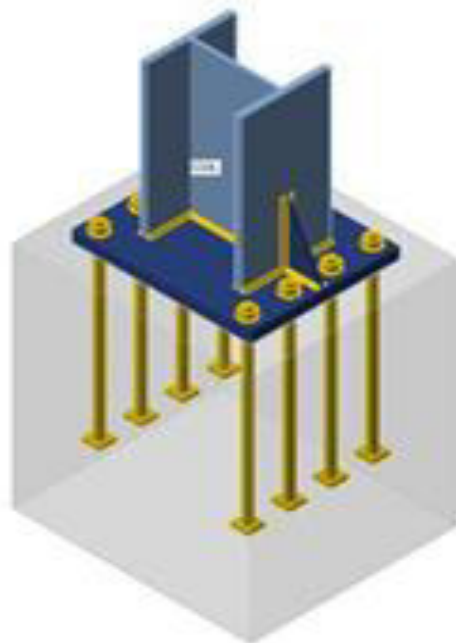
Ítem del proyecto-CON1

Diseño

Nombre CON1
Descripción
Análisis Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo AISC-LRFD 2016

Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β Dirección	ψ Inclinación	α Rotación	Desplazamiento- x	Desplazamiento- y	Desplazamiento- z	Fuerzas
e	a	n	n	n	ax	ay	az	s-en
		[°]	[°]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	
COL	2 HEB340	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nodo



Secciones

Nombre	Material
2) HEB340	A36

Secciones

Nombre	Material	Dibujos
2) HEB340	A36	

Anclajes

Nombre	Conjunto de tornillos	Diámetro [mm]	f _u [MPa]	Área bruta [mm ²]
1) 8-A307	1-1/8-A307	29	414,0	641



Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL1	-358,3	0,0	88,7	0,0	-312,0	0,0

Bloque de la cimentación

Item	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	700 x 800	mm
Profundidad	1100	mm
Anclajes	1-1/8 A307	
Longitud del anclaje	800	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Anclajes	
Junta de mortero	8	mm

Verificación

Resumen

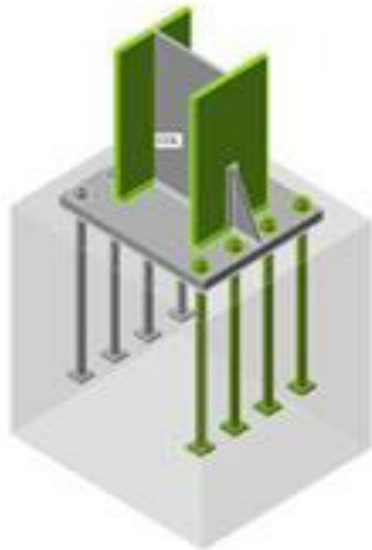
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,8 < 5,0%	OK
Anclajes	77,3 < 100%	OK
Soldaduras	75,9 < 100%	OK
Bloque de hormigón	46,4 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

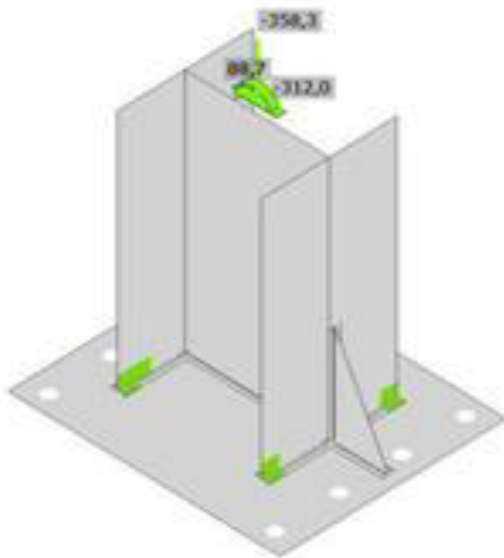
Nombre	f_{yt} [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	$\sigma_{s,d}$ [MPa]	$\epsilon_{s,d}$ [%]	$\sigma_{s,d}/f_{yt}$	Estado de la verificación
COL-B1-1	248,2	21,5	LE1	159,8	0,0	0,0	OK
COL-B1-1	248,2	21,5	LE1	211,6	0,0	0,0	OK
COL-w-1	248,2	12,0	LE1	143,2	0,0	0,0	OK
BP1	248,2	50,0	LE1	185,9	0,0	0,0	OK
RIB1	248,2	15,0	LE1	224,9	0,8	0,0	OK
RIB2	248,2	15,0	LE1	166,6	0,0	0,0	OK

Datos de diseño

Materia	f_{yt} [MPa]	$\epsilon_{s,d}$ [%]
A36	248,2	5,0



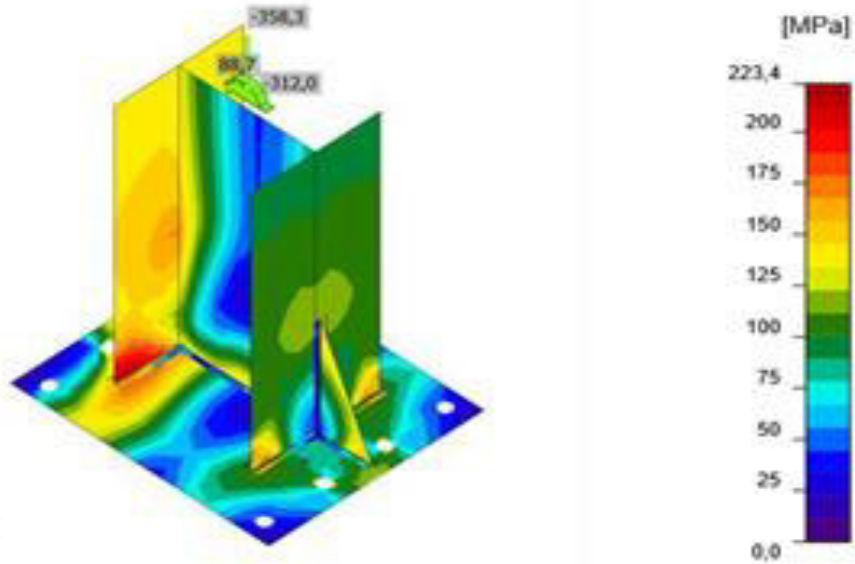
Verificación general, LE1



Verificación de deformación, LE1



ANSYS SteelCast



Tensión equivalente, LE1

Anclajes

Formato	Ítem	Cargas	N _x [kN]	V _y [kN]	ΦN _x [kN]	ΦN _{xy} [kN]	U _t [%]	U _r [%]	U _{xy} [%]	Estado
	A5	LE1	0,0	11,0	414,2	-	0,0	17,4	5,4	OK
	A6	LE1	0,0	11,0	414,2	-	0,0	17,4	5,4	OK
	A7	LE1	108,4	10,7	414,2	183,4	76,0	16,8	68,4	OK
	A8	LE1	108,4	10,7	414,2	183,4	76,0	16,8	68,4	OK
	A9	LE1	0,0	12,0	414,2	-	0,0	18,8	6,2	OK
	A10	LE1	0,0	12,0	414,2	-	0,0	18,8	6,2	OK
	A11	LE1	110,2	10,7	414,2	183,4	77,3	16,9	70,2	OK
	A12	LE1	110,2	10,7	414,2	183,4	77,3	16,9	70,2	OK

Datos de diseño

Calidad	ΦN _{td} [kN]	ΦV _{td} [kN]
18-A307-1	142,7	63,6

Resultado detallado para A5

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{td} = \phi \cdot A_{cs} \cdot f_y = 142,7 \text{ kN} \geq N_y = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ —factor de resistencia

$A_{cs} = 492 \text{ mm}^2$ —Área a tracción

$$f_{ua} = 414,0 \text{ MPa}$$

—resistencia última específica para el acero del tornillo)
 $f_{ua} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$
 Donde:
 $f_{ya} = 248,2 \text{ MPa}$ —límite elástico especificado del acero del anclaje)
 $f_u = 414,0 \text{ MPa}$ —resistencia última específica para el acero del anclaje)

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 444,2 \text{ kN} \geq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ —factor de resistencia)
 $\Psi_{c,p} = 1,00$ —factor modificador para la condición del hormigón)
 $N_p = 591,7 \text{ kN}$ —resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia)
 $N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c$
 Donde:
 $A_{brg} = 2958 \text{ mm}^2$ —área portante de la cabeza del perno o anclaje)
 $f_c = 25,0 \text{ MPa}$ —resistencia a compresión del hormigón)

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_m \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{ca,T} \cdot f_{ua} = 63,6 \text{ kN} \geq P = 11,0 \text{ kN}$$

Donde:

$r_m = 0,8$ —factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero)
 $\phi = 0,65$ —factor de resistencia)
 $A_{ca,T} = 492 \text{ mm}^2$ —Área a tracción)
 $f_{ua} = 414,0 \text{ MPa}$ —resistencia última específica para el acero del tornillo)
 $f_{ua} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$
 Donde:
 $f_{ya} = 248,2 \text{ MPa}$ —límite elástico especificado del acero del anclaje)
 $f_u = 414,0 \text{ MPa}$ —resistencia última específica para el acero del anclaje)

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_2^{S3} + U_3^{S3} = 0,05 \leq 1,0$$

Donde:

$U_2 = 0,00$ —máxima razón entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes)
 $U_3 = 0,17$ —máxima razón entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes)

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 437,3 kN en tracción y 88,7 kN a cortante

Resultado detallado para A6

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14--17.4.1)

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{se,T} \cdot f_{ta} = 142,7 \text{ kN} \geq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ — factor de resistencia

$A_{se,T} = 492 \text{ mm}^2$ — Área a tracción

$f_{ta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_y, f_u)$ — resistencia última específica para el acero del tornillo

Donde:

$f_y = 414,0 \text{ MPa}$ — límite elástico estreado del acero del anclaje

$f_u = 498,2 \text{ MPa}$ — límite elástico estreado del acero del anclaje

$f_u = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14--17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 444,2 \text{ kN} \geq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ — factor de resistencia

$\Psi_{c,p} = 1,00$ — factor modificador para la condición del hormigón

$N_p = 591,7 \text{ kN}$ — resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje (por falta de adherencia)

$N_p = 8 \cdot A_{br} \cdot f_c$

Donde:

$A_{br} = 2958 \text{ mm}^2$ — área portante de la cabeza del perno o anclaje

$f_c = 29,0 \text{ MPa}$ — resistencia a compresión del hormigón

Resistencia a cortante (ACI-318-14--17.5.1)

$$\phi V_n = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{se,T} \cdot f_{ta} = 63,6 \text{ kN} \geq V = 11,0 \text{ kN}$$

Donde:

$r_w = 0,8$ — factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de tornillos

$\phi = 0,65$ — factor de resistencia

$A_{se,T} = 492 \text{ mm}^2$ — Área a tracción

$f_{ta} = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del tornillo

$f_{ta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_y, f_u)$

Donde:

$f_y = 414,0 \text{ MPa}$ — límite elástico estreado del acero del anclaje

$f_u = 498,2 \text{ MPa}$ — límite elástico estreado del acero del anclaje

$f_u = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del anclaje

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14--R17.6)

$$U_n^{1,3} + U_n^{3,3} = 0,05 \leq 1,0$$

Donde:

$$U_{T1} = 0,00 \quad \text{---máxima-ratio-entre-fuerza-de-tracción-factorizada-y-resistencia-a-tracción-determinada-a-partir-de-todos-los-modos-de-fallo-relevantes}$$

$$U_{T2} = 0,17 \quad \text{---máxima-ratio-entre-esfuerzo-cortante-factorizado-y-resistencia-a-cortante-determinada-a-partir-de-todos-los-modos-de-fallo-relevantes}$$

Armado-suplementario-(ACI-318-14--17.4.2.9;ACI-318-14--17.5.2.9)

El-refuerzo-suplementario-debe-resistir-la-fuerza-de-437,3-kN-en-tracción-y-88,7-kN-a-cortante

Resultado-detallado-para-A7

Resistencia-a-tracción-del-ancaje-(ACI-318-14--17.4.1)

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{ta} = 142,7 \text{ kN} \geq N_y = 108,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{---factor-de-resistencia}$$

$$A_{se,N} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{---Área-a-tracción}$$

$$f_{ta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_y, f_u) = 414,0 \text{ MPa}$$

Donde:
 $f_y = 238,2 \text{ MPa}$ ---límite-elástico-especificado-del-acero-del-ancaje
 $f_u = 414,0 \text{ MPa}$ ---resistencia-última-especifica-para-el-acero-del-ancaje

Resistencia-al-arrancamiento-de-barra-del-hormigón-(ACI-318-14--17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 444,2 \text{ kN} \geq N_y = 108,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{---factor-de-resistencia}$$

$$\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{---factor-modificador-para-la-condición-del-hormigón}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{---resistencia-básica-del-hormigón-a-arrancamiento-del-ancaje-por-falta-de-adherencia}$$

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c$$

Donde:
 $A_{brg} = 258 \text{ mm}^2$ ---área-portante-de-la-cabeza-del-perno-o-ancaje
 $f_c = 29,0 \text{ MPa}$ ---resistencia-a-compresión-del-hormigón

Resistencia-a-arrancamiento-lateral-del-hormigón-(ACI-318-14--17.4.4)

$$\phi N_{cb} = r_c \cdot N_p = 233,4 \text{ kN} \geq N_y = 108,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_c = 0,52 \quad \text{---factor-reductor-para-el-ancaje-cercano-a-un-borde-libre-o-múltiples-ancajes-con-espaciado-pequeño}$$

$$r_c = \min\left(\frac{1+c_d}{4}, 1 + \frac{c_d}{200}\right), 0,5 \leq r_c \leq 1$$

Donde:
 $c_d = 100 \text{ mm}$ ---distancia-más-corta-desde-un-ancaje-hasta-un-borde
 $c_d = 150 \text{ mm}$ ---distancia-al-borde-más-larga-en-la-dirección-de-la-carga

$s =$

140 mm — espaciado entre anclajes

$N_{otg} = 354,1 \text{ kN}$ — resistencia a arrancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción

$$N_{otg} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{ot} \cdot \sqrt{A_{otg}} \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$A_{otg} =$

2558 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje

$f'_c =$

25,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón

$\phi =$

0,70 — factor de resistencia

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{otg} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \geq V = 10,7 \text{ kN}$$

Donde:

$r_w = 0,8$ — factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero

$\phi = 0,65$ — factor de resistencia

$A_{otg} = 492 \text{ mm}^2$ — Área a tracción

$f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del tornillo

$$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

Donde:

$f_{ya} =$

248,2 MPa — límite elástico estificado del acero del anclaje

$f_u =$

414,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_{ca}^{3,0} + U_{cs}^{3,0} = 0,68 \leq 1,0$$

Donde:

$U_{ca} = 0,76$ — máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_{cs} = 0,17$ — máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de 437,3 kN en tracción y 88,7 kN a cortante

Resultado detallado para A8

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ca} = \phi \cdot A_{otg} \cdot f_{ca} = 142,7 \text{ kN} \geq N_y = 108,4 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ — factor de resistencia

$A_{otg} = 492 \text{ mm}^2$ — Área a tracción

$f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del tornillo

$$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

Donde:

$$f_{yd} =$$

283,2 MPa — límite elástico eslicificado del acero del anclaje

$$f_{td} =$$

444,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 444,2 \text{ kN} \approx N_y = 108,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{— factor de resistencia}$$

$$\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{— factor modificador para la condición del hormigón}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{— resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia}$$

$$N_p = 8 \cdot A_{ag} \cdot f_c$$

Donde:

$$A_{ag} =$$

2958 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje

$$f_c =$$

29,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón

Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón (ACI-318-14—17.4.4)

$$\phi N_{ls} = r_2 \cdot N_y = 83,4 \text{ kN} \approx N_y = 108,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_2 = 0,52 \quad \text{— factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con espaciado pequeño}$$

$$r_2 = \min\left(\frac{1+c}{s}, 1 + \frac{c}{s}\right), 0,5 \leq r_2 \leq 1$$

Donde:

$$c_{ad} =$$

140 mm — distancia más corta desde un anclaje hasta un borde

$$c_{ad} =$$

150 mm — distancia al borde más larga en la dirección de la carga

$$s =$$

140 mm — espaciado entre anclajes

$$N_{lsy} = 354,1 \text{ kN} \quad \text{— resistencia a arrancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción}$$

$$N_{ls} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{ad} \cdot \sqrt{A_{ag}} \cdot \sqrt{f_c}$$

Donde:

$$A_{ag} =$$

2958 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje

$$f_c =$$

29,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón

$$\phi =$$

0,70 — factor de resistencia

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{sa} = r_m \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{cs,p} \cdot f_{sa} = 63,6 \text{ kN} \approx V' = 10,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_m = 0,8 \quad \text{— factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de montón}$$

$$\phi = 0,65 \quad \text{— factor de resistencia}$$

$$A_{ax,T} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{Área a tracción}$$

$$f_{ax} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{resistencia última específica para el acero del tornillo}$$

$$f_{ax} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_y, f_u)$$

Donde:

$$f_y =$$

248,2 MPa — límite elástico estirado del acero del anclaje

$$f_u =$$

414,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_c^{T+V} = U_c^{T+V} = 0,68 \leq 1,0$$

Donde:

$$U_c^T = 0,76 \quad \text{máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes}$$

$$U_c^V = 0,17 \quad \text{máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes}$$

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de 437,3 kN en tracción y 88,7 kN a cortante

Resultado detallado para A9

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{ax,T} \cdot f_{ax} = 142,7 \text{ kN} \leq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{factor de resistencia}$$

$$A_{ax,T} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{Área a tracción}$$

resistencia última específica para el acero del tornillo

$$f_{ax} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_y, f_u)$$

Donde:

$$f_y =$$

248,2 MPa — límite elástico estirado del acero del anclaje

$$f_u =$$

414,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 444,2 \text{ kN} \leq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{factor de resistencia}$$

$$\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{factor modificador para la condición del hormigón}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia}$$

$$N_p = 8 \cdot A_{br,T} \cdot f_c$$

Donde:

$$A_{br,T} =$$

2958 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje

$$f_c =$$

29,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón

Resistencia a cortante (ACI-318-14--17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{ca,T} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \leq P = 12,0 \text{ kN}$$

Donde:

- $r_w = 0,8$ — factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero
 - $\phi = 0,65$ — factor de resistencia
 - $A_{ca,T} = 492 \text{ mm}^2$ — área a tracción
 - $f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del tornillo
- $$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ca}, f_u)$$

Donde:

- $f_{ca} = 248,2 \text{ MPa}$ — límite elástico especificado del acero del anclaje
- $f_u = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del anclaje

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14--R17.6)

$$U_c^{T3} + U_c^{C3} = 0,06 \leq 1,0$$

Donde:

- $U_c = 0,00$ — máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes
- $U_c = 0,19$ — máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Armado suplementario (ACI-318-14--17.4.2.9; ACI-318-14--17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 437,3 kN en tracción y 88,7 kN a cortante

Resultado detallado para A10

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14--17.4.1)

$$\phi N_{ca} = \phi \cdot A_{ca,T} \cdot f_{ca} = 142,7 \text{ kN} \leq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

- $\phi = 0,70$ — factor de resistencia
 - $A_{ca,T} = 492 \text{ mm}^2$ — área a tracción
 - $f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del tornillo
- $$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ca}, f_u)$$
- Donde:
- $f_{ca} = 248,2 \text{ MPa}$ — límite elástico especificado del acero del anclaje
 - $f_u = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14--17.4.3)

$$\phi N_{ca} = \phi \cdot \Psi_{c,T} \cdot N_T = 44,2 \text{ kN} \leq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

- $\phi = 0,70$ — factor de resistencia

$$\Psi_{t,p} = 1,00 \quad \text{—factor modificador para la condición del hormigón}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{—resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia}$$

$$N_p = 8 \cdot A_{an,p} \cdot f_c$$

Donde:

$$A_{an,p} =$$

2958 mm² —área portante de la cabeza del perno o anclaje

$$f_c =$$

25,0 MPa —resistencia a compresión del hormigón

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{ca,p} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \geq V = 12,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_w = 0,8 \quad \text{—factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero}$$

$$\phi = 0,65 \quad \text{—factor de resistencia}$$

$$A_{ca,p} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{—área a tracción}$$

$$f_{ca} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia última específica para el acero del tornillo}$$

$$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

Donde:

$$f_{ya} =$$

248,2 MPa —límite elástico estandarizado del acero del anclaje

$$f_u =$$

414,0 MPa —resistencia última específica para el acero del anclaje

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_c^{2,3} + U_v^{2,3} = 0,06 \leq 1,0$$

Donde:

$$U_c = 0,00 \quad \text{—máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes}$$

$$U_v = 0,19 \quad \text{—máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes}$$

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de 437,3 kN en tracción y 88,7 kN a cortante

Resultado detallado para A11

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ca} = \phi \cdot A_{ca,p} \cdot f_{ca} = 192,7 \text{ kN} \geq N_p = 110,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{—factor de resistencia}$$

$$A_{ca,p} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{—área a tracción}$$

$$f_{ca} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia última específica para el acero del tornillo}$$

$$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

$$f_{ca} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{—Donde:}$$

$$f_{ya} =$$

248,2 MPa —límite elástico estandarizado del acero del anclaje

$$f_u = 44,0 \text{ MPa} \quad \text{— resistencia última específica para el acero del anclaje}$$

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 44,2 \text{ kN} \quad \geq \quad N_T = 110,2 \text{ kN}$$

Donde:

- $\phi = 0,70$ — factor de resistencia
- $\Psi_{c,p} = 1,00$ — factor modificador para la condición del hormigón
- $N_p = 591,7 \text{ kN}$ — resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c$$

Donde:

- $A_{brg} = 2958 \text{ mm}^2$ — área portante de la cabeza del perno o anclaje
- $f_c = 29,0 \text{ MPa}$ — resistencia a compresión del hormigón

Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón (ACI-318-14—17.4.4)

$$\phi N_{cb} = r_c \cdot 33,4 \text{ kN} \quad \geq \quad N_T = 110,2 \text{ kN}$$

Donde:

- $r_c = 0,52$ — factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con espaciado pequeño

$$r_c = \min\left(\frac{1+c_d}{s}, 1 + \frac{c_d}{s}\right), \quad 0,5 \leq r_c \leq 1$$

Donde:

- $c_d = 140 \text{ mm}$ — distancia más corta desde un anclaje hasta un borde
- $c_d = 150 \text{ mm}$ — distancia al borde más larga en la dirección de la carga
- $s = 140 \text{ mm}$ — espaciado entre anclajes

$$N_{cb} = 354,1 \text{ kN} \quad \text{— resistencia a arrancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción}$$

$$N_{cb} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_d \cdot \sqrt{A_{brg}} \cdot \sqrt{f_c}$$

Donde:

- $A_{brg} = 2958 \text{ mm}^2$ — área portante de la cabeza del perno o anclaje
- $f_c = 29,0 \text{ MPa}$ — resistencia a compresión del hormigón
- $\phi = 0,70$ — factor de resistencia

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{se,T} \cdot f_u = 63,6 \text{ kN} \quad \geq \quad V = 10,7 \text{ kN}$$

Donde:

- $r_w = 0,8$ — factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de montón
- $\phi = 0,65$ — factor de resistencia
- $A_{se,T} = 492 \text{ mm}^2$ — Área a tracción

$$f_{usa} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{---[resistencia última específica para el acero del tornillo]}$$

$$f_{usa} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

[]
[]

[]

248,2 MPa ---[límite elástico-estraficado del acero del anclaje]

[]

414,0 MPa ---[resistencia última específica para el acero del anclaje]

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14--R17.6)

$$U_{T,ED} + U_{V,ED} = 0,70 \leq 1,0$$

Donde:

 $U_{T,ED} = 0,77$ ---[máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes]

 $U_{V,ED} = 0,17$ ---[máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes]
Armado suplementario (ACI-318-14--17.4.2.9; ACI-318-14--17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 437,3 kN en tracción y 68,7 kN a cortante

Resultado detallado para A12**Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14--17.4.1)**

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{sa,N} \cdot f_{usa} = 142,7 \text{ kN} \leq N_T = 110,2 \text{ kN}$$

Donde:

 $\phi = 0,70$ ---[factor de resistencia]

 $A_{sa,N} = 492 \text{ mm}^2$ ---[área a tracción]

---[resistencia última específica para el acero del tornillo]

$$f_{usa} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

[]

$$f_{usa} = 414,0 \text{ MPa}$$

[]

248,2 MPa ---[límite elástico-estraficado del acero del anclaje]

[]

414,0 MPa ---[resistencia última específica para el acero del anclaje]

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14--17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 444,2 \text{ kN} \leq N_T = 110,2 \text{ kN}$$

Donde:

 $\phi = 0,70$ ---[factor de resistencia]

 $\Psi_{c,p} = 1,00$ ---[factor modificador para la condición del hormigón]

 $N_p = 591,7 \text{ kN}$ ---[resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia]

$$N_p = 8 \cdot A_{brp} \cdot f_c$$

[]

[]

2958 mm² ---[área portante de la cabeza del perno o anclaje]

[]

29,0 MPa ---[resistencia a compresión del hormigón]

Resistencia a amancamiento lateral del hormigón (ACI-318-14—17.4.4)

$$\phi N_{cb} = r_2 \cdot 233,4 \text{ kN} \approx N_y = 110,2 \text{ kN} \quad \text{[]$$

Donde:

$$r_2 = 0,52 \quad \text{— factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con} \\ \text{espaciado pequeño []}$$

$$r_2 = \min\left(\frac{1+c_{ad}}{4}, 1 + \frac{c}{2z}\right), 0,5 \leq r_2 \leq 1$$

[] donde: $c_{ad} =$ 140 mm — distancia más corta desde un anclaje hasta un borde $c =$ 150 mm — distancia al borde más larga en la dirección de la carga $z =$ 140 mm — espaciado entre anclajes

$$N_{cb} = 354,1 \text{ kN} \quad \text{— resistencia a amancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción []}$$

$$N_{cb} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{ad} \cdot \sqrt{A_{br}} \cdot \sqrt{f'_c}$$

[] donde: $A_{br} =$ 2958 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje $f'_c =$ 29,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón $\phi =$ 0,70 — factor de resistencia **Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)**

$$\phi V_{sa} = r_m \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{sa,r} \cdot f_{sa} = 63,6 \text{ kN} \approx V = 10,7 \text{ kN} \quad \text{[]}$$

Donde:

$$r_m = 0,8 \quad \text{— factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de} \\ \text{mortero []}$$

$$\phi = 0,65 \quad \text{— factor de resistencia []}$$

$$A_{sa,r} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{— Área a tracción []}$$

$$f_{sa} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{— resistencia última específica para el acero del tornillo []}$$

$$f_{sa} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{sa}, f_u)$$

[] donde: $f_{sa} =$ 248,2 MPa — límite elástico especificado del acero del anclaje $f_u =$ 414,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje **Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)**

$$U_c^{T3} + U_c^{S3} = 0,70 \approx 1,0 \quad \text{[]}$$

Donde:

$$U_c^T = 0,77 \quad \text{— máxima razón entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a} \\ \text{partir de todos los modos de fallo relevantes []}$$

$$U_c^S = 0,17 \quad \text{— máxima razón entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir} \\ \text{de todos los modos de fallo relevantes []}$$

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9) El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 437,3 kN en tracción y 68,7 kN a cortante

Weld-sections

Item	Border	Xref	t_w [mm]	L_{eff} [mm]	L_1 [mm]	L_{c1} [mm]	Cargas	F_w [kN]	Φ_w [kN]	U% [%]	Estado
BP1	COL-bfl-1	E70xx	8,5	12,0	300	37	LE1	72,4	96,0	75,4	OK
		E70xx	8,5	12,0	300	37	LE1	72,3	96,3	75,9	OK
BP1	COL-ffl-1	E70xx	8,5	12,0	299	37	LE1	77,4	102,5	75,6	OK
		E70xx	8,5	12,0	300	37	LE1	73,4	97,1	75,6	OK
BP1	COL-w-1	E70xx	8,5	12,0	318	40	LE1	29,3	105,1	27,9	OK
		E70xx	8,5	12,0	318	40	LE1	28,9	105,1	27,5	OK
BP1	RIB1	E70xx	8,5	12,0	120	20	LE1	38,5	51,0	75,6	OK
		E70xx	8,5	12,0	120	20	LE1	38,5	50,9	75,6	OK
COL-ffl-1	RIB1	E70xx	8,5	12,0	299	19	LE1	14,6	41,1	35,5	OK
		E70xx	8,5	12,0	299	19	LE1	14,7	41,0	35,8	OK
BP1	RIB2	E70xx	8,5	12,0	119	20	LE1	21,5	53,6	40,1	OK
		E70xx	8,5	12,0	119	20	LE1	21,4	53,6	39,8	OK
COL-bfl-1	RIB2	E70xx	8,5	12,0	298	19	LE1	9,0	38,0	23,6	OK
		E70xx	8,5	12,0	298	19	LE1	9,0	38,0	23,6	OK

Resultado detallado para BP1 / COL-bfl-1 -- 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_w = 96,0 \text{ kN} \geq F_u = 72,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_w = 402,8 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_w = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

58,1° --- ángulo de actuación de la carga, medido desde el eje de la soldadura

$$A_w = 318 \text{ mm}^2 \quad \text{--- área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{--- factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1 / COL-bfl-1 -- 2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_w = 96,3 \text{ kN} \geq F_u = 72,3 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_w = 399,9 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_w = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

58,5° --- ángulo de actuación de la carga, medido desde el eje de la soldadura

$$A_w = 318 \text{ mm}^2 \quad \text{--- área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

Resultado detallado para BP1-/ COL-tfl-1--1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} = 102,5 \text{ kN} \geq F_u = 77,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 430,6 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{nv} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

78,3° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{nv} = 317 \text{ mm}^2 \quad \text{--- área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{--- factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1-/ COL-tfl-1--2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} = 97,1 \text{ kN} \geq F_u = 73,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 407,5 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{nv} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

69,7° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{nv} = 318 \text{ mm}^2 \quad \text{--- área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{--- factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1-/ COL-w 1--1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} = 105,1 \text{ kN} \geq F_u = 29,3 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 415,3 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{nv} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

65,5° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 337 \text{ mm}^2$$

– área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

– factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para BP1./COL-w.1-2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} = 195,1 \text{ kN} \geq F_u = 28,9 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{we} = 415,3 \text{ MPa}$$

– resistencia nominal del material de aportación

$$F_{we} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

65,5° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 337 \text{ mm}^2$$

– área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

– factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para BP1./RIB1-1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} = 51,0 \text{ kN} \geq F_u = 38,5 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{we} = 401,4 \text{ MPa}$$

– resistencia nominal del material de aportación

$$F_{we} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

57,3° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 199 \text{ mm}^2$$

– área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

– factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para BP1./RIB1-2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} = 50,9 \text{ kN} \geq F_u = 38,5 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{we} = 401,2 \text{ MPa}$$

– resistencia nominal del material de aportación

$$F_{we} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

57,2° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 159 \text{ mm}^2$$

— área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

— factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para COL-tf1-1 / RIB1-1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} = 41,1 \text{ kN} \geq F_u = 14,6 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{we} = 345,7 \text{ MPa}$$

— resistencia nominal del material de aportación

$$F_{we} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

32,1° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 159 \text{ mm}^2$$

— área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

— factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para COL-tf1-1 / RIB1-2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} = 41,0 \text{ kN} \geq F_u = 14,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{we} = 344,2 \text{ MPa}$$

— resistencia nominal del material de aportación

$$F_{we} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

34,5° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 159 \text{ mm}^2$$

— área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

— factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para BP1 / RIB2-1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} = 53,6 \text{ kN} \geq F_u = 21,5 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{ten} = 422,9 \text{ MPa}$$

resistencia nominal del material de aportación

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{ELIX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$$

Donde:

$$F_{ELIX} =$$

482,6 MPa -- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

71,2° -- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 159 \text{ mm}^2$$

área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para BP1 / RIB2 -- 2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} = 53,6 \text{ KN} \geq P_u = 21,4 \text{ KN}$$

Donde:

$$F_{ten} = 423,5 \text{ MPa}$$

resistencia nominal del material de aportación

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{ELIX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$$

Donde:

$$F_{ELIX} =$$

482,6 MPa -- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

71,7° -- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 159 \text{ mm}^2$$

área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para COL-bfl 1 / RIB2 -- 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} = 38,0 \text{ KN} \geq P_u = 9,0 \text{ KN}$$

Donde:

$$F_{ten} = 320,1 \text{ MPa}$$

resistencia nominal del material de aportación

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{ELIX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$$

Donde:

$$F_{ELIX} =$$

482,6 MPa -- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

29,7° -- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 158 \text{ mm}^2$$

área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

factor de resistencia para conexiones soldadas

Resultado detallado para COL-bfl 1 / RIB2 -- 2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{tn} = 38,0 \text{ kN} \geq F_u = 9,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{tn} = 320,0 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_u = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

29,7° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{nv} = 158 \text{ mm}^2 \quad \text{--- área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{--- factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	A ₁ [mm ²]	A ₂ [mm ²]	σ ¹ [MPa]	U ¹ [%]	Estado
CB-1	LE1	69131	231703	11,7	46,4	OK

Resultado detallado para CB-1

Comprobación de la resistencia a compresión del bloque de hormigón (AISC-360-16-Section J8)

$$\phi f_{pmax} = 25,3 \text{ MPa} \geq \sigma = 11,7 \text{ MPa}$$

Donde:

$$f_{pmax} = 38,9 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia de cálculo a aplastamiento del bloque de hormigón}$$

$$f_{pmax} = 0,85 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \cdot f_c$$

Donde:

$$f_c =$$

25,0 MPa --- resistencia a compresión del hormigón

$$A_1 =$$

69131 mm² --- Área de la placa base en contacto con la superficie de hormigón

$$A_2 =$$

231703 mm² --- Superficie de apoyo del hormigón

$$\phi_c = 0,85 \quad \text{--- factor de resistencia para el hormigón}$$



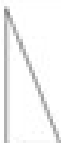
Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
--------	----------------	-------	----	--------------------	------------------	-----------	----

BP1	P50,0x500,0-600,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura $a = 8,5$	918,5	1-1/8 A307	8
RIB1	P15,0x120,0-300,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura $a = 8,5$	420,0		
RIB2	P15,0x120,0-300,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura $a = 8,5$	420,0		

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta (mm)	Tamaño de pierna (mm)	Longitud (mm)
Doble tendón de soldadura	E70xx	8,5	12,0	1758,5

Anclajes

Nombre	Longitud (mm)	Longitud del taladro (mm)	Cuenta
1/8-A307	858	800	8

Explicación del símbolo

Símbolo	Explicación del símbolo
ϵ_r	Deformación
f_y	Límite elástico
ϵ_{pl}	Límite de la deformación plástica
N	Fuerza de tracción
V	Resultante de las fuerzas cortantes V_y , V_z en el tornillo
ϕN_t	Resistencia al deslizamiento - ACI 318-14 - 17.4.3
ϕN_{l-t}	Resistencia al arrancamiento lateral del cono de hormigón a tracción de acuerdo con - ACI 318-14 - 17.4.4
U_t	Utilización
$U_{t,c}$	Utilización a cortante
$U_{t,t}$	Utilización a tensión y cortante - EN 1993-1-8 tabla 3.4
ϕN_{t-t}	Resistencia del acero a tracción - ACI 318-14 - 17.4.1
$\phi V_{w,t}$	Resistencia del acero a cortante - ACI 318-14 - 17.5.1
T_w	Espesor de garganta de soldadura
L_w	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L_c	Longitud del elemento de soldadura crítica
F_u	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
ϕR_n	Resistencia de la soldadura - AISC 360-10 J2.4
A_c	Área cargada



A ₂	Área de soporte
σ	Tensión media en el hormigón

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coefficiente de fricción-hormigón	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coefficiente de fricción en la resistencia a desplazamiento	0.80	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica (límite)	0.05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Detallado	No		
Distancia entre tornillos [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ninguno		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-16: J2.2
Hormigón fisurado	Si		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación (límite local)	0.03	-	CIDECT-DG 1, 3 – 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Si		Grandes deformaciones para secciones huecas

Datos del proyecto

Nombre del proyecto
Número del Proyecto
Autor
Descripción
Fecha 15/4/2022
Normativa de cálculo AISC 360-16

Material

Aceero A36
Hormigón concreto 250, 4000 psi

Ítem del proyecto-CON1

Diseño

Nombre CON1
Descripción
Análisis Tensión, deformación, Carga simplificada
Normativa de cálculo AISC – LRFD 2016

Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β – Dirección	γ – Inclinación	α – Rotación	Desplazamiento ex	Desplazamiento ey	Desplazamiento ez	Fuerzas
et	al	°	°	°	[mm]	[mm]	[mm]	en
COL	2x HEB340	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nodo



Secciones¶

Nombre¶	Material¶
2¶ HEB340¶	A36¶

Secciones¶

Nombre¶	Material¶	Dibujo¶
2¶ HEB340¶	A36¶	

Anclajes¶

Nombre¶	Conjunto de tornillos¶	Díametro¶ [mm]¶	f_u ¶ [MPa]¶	Área bruta¶ [mm ²]¶
1¶ B-A307-¶	1.1/8 A307¶	29¶	414.0¶	641¶

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-694,5	0,0	0,0	0,0	-258,7	0,0

Bloque de la cimentación

Item	Valor	Unidad
CB-1		
Dimensiones	700 x 800	mm
Profundidad	1100	mm
Anclaje	1-1/B-A307	
Longitud del anclaje	700	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Anclajes	
Junta de mortero	8	mm

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Anclajes	60,4 < 100%	OK
Soldaduras	75,3 < 100%	OK
Bloque de hormigón	30,4 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

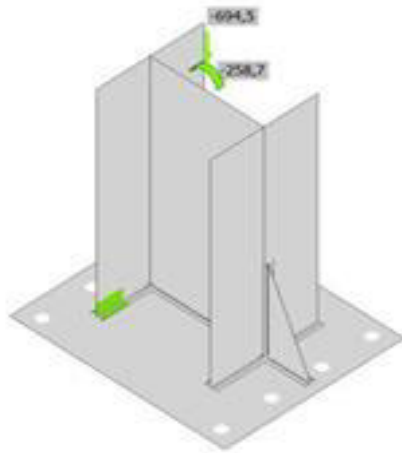
Nombre	f_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{xy} [MPa]	ϵ_{xy} [%]	σ_{xy} [MPa]	Estado de la verificación
COL-BI-1	248,2	21,5	LE1	105,8	0,0	0,0	OK
COL-BI-1	248,2	21,5	LE1	185,2	0,0	0,0	OK
COL-w-1	248,2	12,0	LE1	145,4	0,0	0,0	OK
BP1	248,2	50,0	LE1	122,0	0,0	0,0	OK
RIB1	248,2	15,0	LE1	217,4	0,0	0,0	OK
RIB2	248,2	15,0	LE1	135,4	0,0	0,0	OK

Datos de diseño

Material	f_y [MPa]	ϵ_{yk} [%]
A36	248,2	5,0

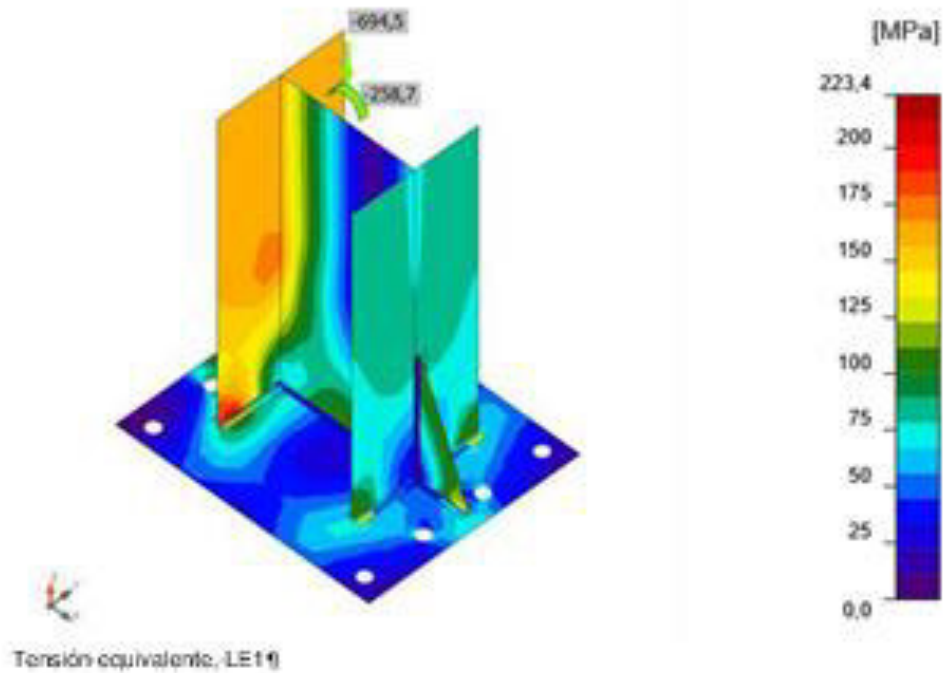


Verificación general, LE1¶



Verificación de deformación, LE1¶





Anciajes

Forma	Item	Cargas	N _y [kN]	V _y [kN]	ΦN _u [kN]	ΦN _u [kN]	U _t [%]	U _t [%]	U _t [%]	Estado
	A5	LE1	0.0	0.5	414.2	-	0.0	0.8	0.0	OK
	A6	LE1	0.0	0.5	414.2	-	0.0	0.8	0.0	OK
	A7	LE1	66.8	0.3	414.2	183.4	46.8	0.4	28.2	OK
	A8	LE1	66.7	0.3	414.2	183.4	46.8	0.4	28.2	OK
	A9	LE1	0.0	0.3	414.2	-	0.0	0.5	0.0	OK
	A10	LE1	0.0	0.3	414.2	-	0.0	0.5	0.0	OK
	A11	LE1	86.2	0.1	414.2	183.4	60.4	0.2	43.2	OK
	A12	LE1	86.2	0.1	414.2	183.4	60.4	0.2	43.2	OK

Datos de diseño

Calidad	ΦN _u [kN]	ΦV _u [kN]
1) B-A307-1)	142.7	63.6

Resultado detallado para A5

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{se} \cdot f_y = 142.7 \text{ kN} \text{ y } N_y = 0.0 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{--- factor de resistencia}$$

$$A_{s,s} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{--- \u00c1rea a tracci\u00f3n}$$

$$f_{s,s} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{y,s}, f_u) \quad \text{--- resistencia \u00faltima espec\u00edfica para el acero del tornillo}$$

$$f_{s,s} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia \u00faltima espec\u00edfica para el acero del anclaje}$$

Donde:

$$f_{y,s} = 248,2 \text{ MPa} \quad \text{--- l\u00edmite el\u00e1stico especificado del acero del anclaje}$$

$$f_u = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia \u00faltima espec\u00edfica para el acero del anclaje}$$

Resistencia al arrancamiento de barra del hormig\u00f3n (ACI-318-14--17.4.3)

$$\phi N_{p,s} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 414,2 \text{ kN} \geq N_p = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{--- factor de resistencia}$$

$$\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{--- factor modificador para la condici\u00f3n del hormig\u00f3n}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{--- resistencia b\u00e1sica del hormig\u00f3n a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia}$$

$$N_p = 3 \cdot A_{br} \cdot f_c$$

Donde:

$$A_{br} = 2958 \text{ mm}^2 \quad \text{--- \u00e1rea portante de la cabeza del perno o anclaje}$$

$$f_c = 25,0 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia a compresi\u00f3n del hormig\u00f3n}$$

Resistencia a cortante (ACI-318-14--17.5.1)

$$\phi V_{s,s} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{s,s} \cdot f_{s,s} = 63,6 \text{ kN} \geq V = 0,5 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_w = 0,8 \quad \text{--- factor de reducci\u00f3n para la resistencia del acero a cortante en caso de una uni\u00f3n de mortero}$$

$$\phi = 0,65 \quad \text{--- factor de resistencia}$$

$$A_{s,s} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{--- \u00c1rea a tracci\u00f3n}$$

$$f_{s,s} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia \u00faltima espec\u00edfica para el acero del tornillo}$$

$$f_{s,s} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{y,s}, f_u)$$

Donde:

$$f_{y,s} = 248,2 \text{ MPa} \quad \text{--- l\u00edmite el\u00e1stico especificado del acero del anclaje}$$

$$f_u = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{--- resistencia \u00faltima espec\u00edfica para el acero del anclaje}$$

Interacci\u00f3n tracci\u00f3n-cortante (ACI-318-14--R17.6)

$$U_c^{T3} + U_c^{C3} = 0,00 \leq 1,0$$

Donde:

$$U_c^T = 0,00 \quad \text{--- m\u00e1xima r\u00e1tio entre fuerza de tracci\u00f3n factorizada y resistencia a tracci\u00f3n determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes}$$

$$U_c^C = 0,01 \quad \text{--- m\u00e1xima r\u00e1tio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes}$$

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)¶

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante¶

Resultado detallado para A6¶

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)¶

$$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{sa,T} \cdot f_{sa} = 142,7 \text{ kN} \geq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:¶

$$\phi = 0,70 \quad \text{—factor de resistencia}$$

$$A_{sa,T} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{—área a tracción}$$

$f_{sa} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_y, f_u)$

donde:¶

$$f_{sa} = 414,0 \text{ MPa}$$

$f_y =$

248,2 MPa —límite elástico especificado del acero del anclaje¶

$f_u =$

494,0 MPa —resistencia última específica para el acero del anclaje¶

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)¶

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 444,2 \text{ kN} \geq N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:¶

$$\phi = 0,70 \quad \text{—factor de resistencia}$$

$$\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{—factor modificador para la condición del hormigón}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{—resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia:}$$

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c$$

donde:¶

$A_{brg} =$

2958 mm² —área portante de la cabeza del perno o anclaje¶

$f_c =$

25,0 MPa —resistencia a compresión del hormigón¶

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)¶

$$\phi V_{sa} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{sa,T} \cdot f_{sa} = 63,6 \text{ kN} \geq V = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:¶

$$r_w = 0,8 \quad \text{—factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de} \\ \text{mortero}$$

$$\phi = 0,65 \quad \text{—factor de resistencia}$$

$$A_{sa,T} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{—área a tracción}$$

$$f_{sa} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia última específica para el acero del tornillo}$$

$$f_{sa} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_y, f_u)$$

donde:¶

$f_y =$

248,2 MPa —límite elástico especificado del acero del anclaje¶

$r_1 = 0,52$ — factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con espaciado pequeño¶
 $r_1 = \min\left(\frac{1-\frac{c_{ad}}{s}}{4}, 1 + \frac{c_{ad}}{2c_{al}}\right), 0,5 \leq r_1 \leq 1$
 Donde:¶
 c_{ad} = 140 mm — distancia más corta desde un anclaje hasta un borde¶
 c_{al} = 150 mm — distancia al borde más larga en la dirección de la carga¶
 s = 140 mm — espaciado entre anclajes¶
 $N_{12g} = 354,1 \text{ kN}$ — resistencia a arrancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción¶
 $N_{12} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{ad} \cdot \sqrt{A_{12g}} \cdot \sqrt{f'_c}$
 Donde:¶
 A_{12g} = 2958 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje¶
 f'_c = 28,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón¶
 ϕ = 0,70 — factor de resistencia¶

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)¶

$$\phi V_{ca} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{sx} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \leq V = 0,3 \text{ kN}$$

Donde:¶

$r_w = 0,8$ — factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero¶
 $\phi = 0,65$ — factor de resistencia¶
 $A_{sx} = 492 \text{ mm}^2$ — área a tracción¶
 $f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$ — resistencia última específica para el acero del tornillo¶
 $f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$
 Donde:¶
 f_{ya} = 248,2 MPa — límite elástico-estraficado del acero del anclaje¶
 f_u = 414,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje¶

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)¶

$$U_2^{53} + U_3^{53} = 0,28 \leq 1,0$$

Donde:¶

$U_2 = 0,47$ — máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes¶
 $U_3 = 0,00$ — máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes¶

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)¶

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante¶

$f_u =$
 414,0 MPa – resistencia última específica para el acero del anclaje

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_c^{SD} + U_v^{SD} = 0,00 \leq 1,00$$

Donde:

$U_c = 0,00$ – máxima razón entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_v = 0,01$ – máxima razón entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante

Resultado detallado para A7

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{s,N} \cdot f_{ta} = 142,7 \text{ kN} \geq N_T = 66,8 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ – factor de resistencia

$A_{s,N} = 492 \text{ mm}^2$ – área a tracción

$f_{ta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$

Donde:

$f_{ta} = 414,0 \text{ MPa}$

$f_{ya} =$

248,2 MPa – límite elástico especificado del acero del anclaje

$f_u =$

414,0 MPa – resistencia última específica para el acero del anclaje

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 494,2 \text{ kN} \geq N_T = 66,8 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ – factor de resistencia

$\Psi_{c,p} = 1,00$ – factor modificador para la condición del hormigón

$N_p = 591,7 \text{ kN}$ – resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c$$

Donde:

$A_{brg} =$

2958 mm² – área portante de la cabeza del perno o anclaje

$f_c =$

25,0 MPa – resistencia a compresión del hormigón

Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón (ACI-318-14—17.4.4)

$$\phi N_{ca} = r_c \cdot N_T = 33,4 \text{ kN} \geq N_T = 66,8 \text{ kN}$$

Donde:

Resultado detallado para A8)

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{s,N} \cdot f_{ta} = 142,7 \text{ kN} \geq N_y = 66,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{—factor de resistencia}$$

$$A_{s,N} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{—Área a tracción}$$

$$f_{ta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u) = 414,0 \text{ MPa}$$

Donde:

$$f_{ya} = 248,2 \text{ MPa} \quad \text{—límite elástico especificado del acero del anclaje}$$

$$f_u = 494,0 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia última específica para el acero del anclaje}$$

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 494,2 \text{ kN} \geq N_y = 66,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{—factor de resistencia}$$

$$\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{—factor modificador para la condición del hormigón}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{—resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia}$$

$$N_p = 3 \cdot A_{brg} \cdot f_c$$

Donde:

$$A_{brg} = 2958 \text{ mm}^2 \quad \text{—área portante de la cabeza del perno o anclaje}$$

$$f_c = 29,0 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia a compresión del hormigón}$$

Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón (ACI-318-14—17.4.4)

$$\phi N_{la} = r_1 \cdot N_{brg} = 354,1 \text{ kN} \geq N_y = 66,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_1 = 0,52 \quad \text{—factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con espaciado pequeño}$$

$$r_1 = \min\left(\frac{1-c_{2l}}{s}, 1 + \frac{c_{2l}}{s}\right), 0,5 \leq r_1 \leq 1$$

Donde:

$$c_{2l} = 140 \text{ mm} \quad \text{—distancia más corta desde un anclaje hasta un borde}$$

$$c_{2l} = 150 \text{ mm} \quad \text{—distancia al borde más larga en la dirección de la carga}$$

$$s = 140 \text{ mm} \quad \text{—espaciado entre anclajes}$$

$$N_{brg} = 354,1 \text{ kN} \quad \text{—resistencia a arrancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción}$$

$$N_{la} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{2l} \cdot \sqrt{A_{brg}} \cdot \sqrt{f_c}$$

Donde:

$A_{sp} =$
 2958 mm² – área portante de la cabeza del perno o anclaje
 $f_c =$
 29,0 MPa – resistencia a compresión del hormigón
 $\phi =$
 0,70 – factor de resistencia

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_m \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{ca,T} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \quad \text{y} \quad V = 0,3 \text{ kN}$$

Donde:

$r_m = 0,8$ – factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero
 $\phi = 0,65$ – factor de resistencia
 $A_{ca,T} = 492 \text{ mm}^2$ – área a tracción
 $f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$ – resistencia última específica para el acero del tornillo
 $f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$
 Donde:
 $f_{ya} =$
 248,2 MPa – límite elástico estreado del acero del anclaje
 $f_u =$
 414,0 MPa – resistencia última específica para el acero del anclaje

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_{ca}^{T3} + U_{ca}^{C3} = 0,28 \leq 1,0$$

Donde:

$U_{ca} = 0,47$ – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes
 $U_{ca} = 0,80$ – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante

Resultado detallado para A9

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ca} = \phi \cdot A_{ca,T} \cdot f_{ca} = 142,7 \text{ kN} \quad \text{y} \quad N_T = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$ – factor de resistencia
 $A_{ca,T} = 492 \text{ mm}^2$ – área a tracción
 $f_{ca} =$
 $f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$
 $f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$
 Donde:
 $f_{ya} =$
 248,2 MPa – límite elástico estreado del acero del anclaje
 $f_u =$

4) 4,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje)

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 4) 4,2 \text{ kN} \leq N_y = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{—factor de resistencia)}$$

$$\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{—factor modificador para la condición del hormigón)}$$

$$N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{—resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia)}$$

$$N_{pr} = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c$$

Donde:

$$A_{brg} =$$

2958 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje)

$$f_c =$$

25,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón)

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{cs,v} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \leq V = 0,3 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_w = 0,8 \quad \text{—factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero)}$$

$$\phi = 0,65 \quad \text{—factor de resistencia)}$$

$$A_{cs,v} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{—Área a tracción)}$$

$$f_{ca} = 414,0 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia última específica para el acero del tornillo)}$$

$$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

Donde:

$$f_{ya} =$$

248,2 MPa — límite elástico especificado del acero del anclaje)

$$f_u =$$

414,0 MPa — resistencia última específica para el acero del anclaje)

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_c^{T,V} + U_c^{S,V} = 0,00 \leq 1,0$$

Donde:

$$U_c^T = 0,00 \quad \text{—máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes)}$$

$$U_c^S = 0,01 \quad \text{—máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes)}$$

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante)

Resultado detallado para A10)

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ca} = \phi \cdot A_{ca,T} \cdot f_{ca} = 142,7 \text{ kN} \leq N_y = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \phi &= 0,70 && \text{Factor de resistencia} \\ A_{ca,T} &= 492 \text{ mm}^2 && \text{Área a tracción} \\ f_{ca} &= 414,0 \text{ MPa} && \text{Resistencia última específica para el acero del tornillo} \\ & && f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ca}, f_u) \\ & && \text{Donde:} \\ & && f_{ca} = 248,2 \text{ MPa} \text{ --- límite elástico estificado del acero del anclaje} \\ & && f_u = 414,0 \text{ MPa} \text{ --- resistencia última específica para el acero del anclaje} \end{aligned}$$

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{gr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 494,2 \text{ kN} \leq N_y = 0,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \phi &= 0,70 && \text{Factor de resistencia} \\ \Psi_{c,p} &= 1,00 && \text{Factor modificador para la condición del hormigón} \\ N_p &= 591,7 \text{ kN} && \text{Resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia} \\ N_{gr} &= 3 \cdot A_{brg} \cdot f_c' && \\ \text{Donde:} &&& \\ A_{brg} &= 2958 \text{ mm}^2 && \text{Área portante de la cabeza del perno o anclaje} \\ f_c' &= 29,0 \text{ MPa} && \text{Resistencia a compresión del hormigón} \end{aligned}$$

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{ca,T} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \leq V = 0,3 \text{ kN}$$

Donde:

$$\begin{aligned} r_w &= 0,8 && \text{Factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de} \\ &&& \text{monte} \\ \phi &= 0,65 && \text{Factor de resistencia} \\ A_{ca,T} &= 492 \text{ mm}^2 && \text{Área a tracción} \\ f_{ca} &= 414,0 \text{ MPa} && \text{Resistencia última específica para el acero del tornillo} \\ f_{ca} &= \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ca}, f_u) \\ \text{Donde:} &&& \\ f_{ca} &= 248,2 \text{ MPa} && \text{--- límite elástico estificado del acero del anclaje} \\ f_u &= 414,0 \text{ MPa} && \text{--- resistencia última específica para el acero del anclaje} \end{aligned}$$

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_a^{3,3} + U_v^{3,3} = 0,00 \leq 1,0$$

Donde:

$U_{tr} = 0,00$	—[máxima razón entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes]
$U_{cs} = 0,01$	—[máxima razón entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes]

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)¶

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante¶

Resultado detallado para A11¶

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)¶

$$\phi N_{ta} = \phi \cdot A_{sa,N} \cdot f_{sa} = 142,7 \text{ kN} \geq N_T = 86,2 \text{ kN}¶$$

Donde:¶

$\phi = 0,70$	—[factor de resistencia]
$A_{sa,N} = 492 \text{ mm}^2$	—[Área a tracción]
$f_{sa} = 414,0 \text{ MPa}$	—[resistencia última específica para el acero del tornillo] $f_{sa} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_u, f_u)$ donde: $f_u = 414,0 \text{ MPa}$ $f_y = 298,2 \text{ MPa}$ —[límite elástico especificado del acero del anclaje] $f_u = 494,0 \text{ MPa}$ —[resistencia última específica para el acero del anclaje]

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)¶

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 494,2 \text{ kN} \geq N_T = 86,2 \text{ kN}¶$$

Donde:¶

$\phi = 0,70$	—[factor de resistencia]
$\Psi_{c,p} = 1,00$	—[factor modificador para la condición del hormigón]
$N_p = 591,7 \text{ kN}$	—[resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia:] $N_p = 8 \cdot A_{br} \cdot f_c$ donde: $A_{br} = 2958 \text{ mm}^2$ —[área portante de la cabeza del perno o anclaje] $f_c = 29,0 \text{ MPa}$ —[resistencia a compresión del hormigón]

Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón (ACI-318-14—17.4.4)¶

$$\phi N_{la} = r_2 \cdot 183,4 \text{ kN} \geq N_T = 86,2 \text{ kN}¶$$

Donde:¶

$r_2 = 0,52$	—[factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con] espaciado pequeño]
$r_2 = \min\left(\frac{1+c_d}{4}, 1 + \frac{c_d}{8c_{dr}}\right), 0,5 \leq r_2 \leq 1$	
donde: $c_d = 140 \text{ mm}$	—[distancia más corta desde un anclaje hasta un borde]

$c_{ad} =$

150 mm — distancia al borde más larga en la dirección de la carga

$f =$

140 mm — espaciado entre anclajes

$$N_{adg} = 354,1 \text{ kN} \quad \text{—resistencia a amarramiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción}$$

$$N_{ad} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{ad} \cdot \sqrt{A_{dgp}} \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$A_{dgp} =$

2958 mm² — área portante de la cabeza del perno o anclaje

$f'_c =$

29,0 MPa — resistencia a compresión del hormigón

$\phi =$

0,70 — factor de resistencia

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{ca} = r_m \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{cs,r} \cdot f_{ca} = 63,6 \text{ kN} \leq P = 0,1 \text{ kN}$$

Donde:

$r_m = 0,8$

— factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero

$\phi = 0,65$

— factor de resistencia

$A_{cs,r} = 492 \text{ mm}^2$

— área a tracción

$f_{ca} = 414,0 \text{ MPa}$

— resistencia última específica para el acero del tornillo

$$f_{ca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

Donde:

$f_{ya} =$

248,2 MPa — límite elástico especificado del acero de los anclajes

$f_u =$

414,0 MPa — resistencia última específica para el acero de los anclajes

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14—R17.6)

$$U_{ca}^{T+V} = U_{ca}^{T+V} = 0,43 \leq 1,0$$

Donde:

$U_{ca} = 0,60$

— máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_{ca} = 0,00$

— máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

Armado suplementario (ACI-318-14—17.4.2.9; ACI-318-14—17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante

Resultado detallado para A12

Resistencia a tracción del anclaje (ACI-318-14—17.4.1)

$$\phi N_{ca} = \phi \cdot A_{cs,r} \cdot f_{ca} = 102,7 \text{ kN} \leq N_y = 86,2 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,70$

— factor de resistencia

$$A_{s,N} = 492 \text{ mm}^2 \quad \text{—Área a tracción}\} \\
\text{—Resistencia última específica para el acero del tornillo}\} \\
f_{sca} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ys}, f_u) \\
\text{—Donde:}\} \\
f_{sca} = 414,0 \text{ MPa} \quad f_{ys} = \\
248,2 \text{ MPa — límite elástico estandarizado del acero de la anclaje}\} \\
f_u = \\
414,0 \text{ MPa — resistencia última específica para el acero de la anclaje}\}$$

Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI-318-14—17.4.3)

$$\phi N_{pr} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p = 414,2 \text{ kN} \approx N_Y = 86,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,75 \quad \text{—factor de resistencia}\} \\
\Psi_{c,p} = 1,00 \quad \text{—factor modificador para la condición del hormigón}\} \\
N_p = 591,7 \text{ kN} \quad \text{—resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia:}\}$$

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c$$

$$\text{—Donde:}\} \\
A_{brg} = \\
2958 \text{ mm}^2 \quad \text{—área portante de la cabeza del perno o anclaje}\} \\
f_c = \\
25,0 \text{ MPa — resistencia a compresión del hormigón}\}$$

Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón (ACI-318-14—17.4.4)

$$\phi N_{ca} = r_c \cdot 333,4 \text{ kN} \approx N_Y = 86,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_c = 0,52 \quad \text{— factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con}\} \\
\text{espaciado pequeño}\}$$

$$r_c = \min\left(\frac{1-\frac{c_{ad}}{z}}{4}, 1 + \frac{z}{8c_{ad}}\right), 0,5 \leq r_c \leq 1$$

$$\text{—Donde:}\} \\
c_{ad} = \\
140 \text{ mm — distancia más corta desde un anclaje hasta un borde}\} \\
c_{ad} = \\
150 \text{ mm — distancia al borde más larga en la dirección de la carga}\} \\
z = \\
140 \text{ mm — espaciado entre anclajes}\}$$

$$N_{lsp} = 354,1 \text{ kN} \quad \text{—Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción}\}$$

$$N_{ca} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{ad} \cdot \sqrt{A_{brg}} \cdot \sqrt{f_c}$$

$$\text{—Donde:}\} \\
A_{brg} = \\
2958 \text{ mm}^2 \quad \text{—área portante de la cabeza del perno o anclaje}\} \\
f_c = \\
25,0 \text{ MPa — resistencia a compresión del hormigón}\} \\
\phi = \\
0,75 \quad \text{— factor de resistencia}\}$$

Resistencia a cortante (ACI-318-14—17.5.1)

$$\phi V_{n3} = r_w \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{cv,T} \cdot f_{u33} = 63,6 \text{ kN} \leq V = 0,1 \text{ kN}$$

Donde:

$r_w = 0,8$ – factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de (1) monteros)

$\phi = 0,65$ – factor de resistencia)

$A_{cv,T} = 492 \text{ mm}^2$ – Área a tracción)

$f_{u33} = 414,0 \text{ MPa}$ – resistencia última específica para el acero del tornillo)

$$f_{u33} = \min(360 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$$

Donde:

$f_{ya} =$

248,2 MPa – límite elástico especificado del acero del anclaje)

$f_u =$

414,0 MPa – resistencia última específica para el acero del anclaje)

Interacción tracción-cortante (ACI-318-14 – R17.6)

$$U_c^{T3} + U_c^{S3} = 0,43 \leq 1,0$$

Donde:

$U_c = 0,60$ – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes)

$U_c = 0,00$ – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes)

Armado suplementario (ACI-318-14 – 17.4.2.9; ACI-318-14 – 17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 305,8 kN en tracción y 0,0 kN a cortante)

Weld sections

Item	Borde	X _w	T _w [mm]	L _w [mm]	L ₁ [mm]	L ₂ [mm]	Cargas	F _w [kN]	φR _w [kN]	U _w [%]	Estado
BP1	COL-bf-1	E70xx	8,5	12,0	300	37	LE1	42,7	100,0	42,7	OK
			8,5	12,0	300	37	LE1	54,4	94,1	57,8	OK
BP1	COL-ff-1	E70xx	8,5	12,0	299	37	LE1	77,5	102,9	75,3	OK
			8,5	12,0	299	37	LE1	77,7	103,4	75,2	OK
BP1	COL-w-1	E70xx	8,5	12,0	318	40	LE1	17,5	89,3	19,5	OK
			8,5	12,0	318	40	LE1	17,4	89,3	19,5	OK
BP1	RIB1	E70xx	8,5	12,0	119	20	LE1	28,4	53,8	52,9	OK
			8,5	12,0	119	20	LE1	28,5	53,7	53,0	OK
COL-ff-1	RIB1	E70xx	8,5	12,0	298	19	LE1	10,6	38,2	27,7	OK
			8,5	12,0	298	19	LE1	10,6	38,2	27,7	OK
BP1	RIB2	E70xx	8,5	12,0	119	20	LE1	17,3	53,6	32,3	OK
			8,5	12,0	119	20	LE1	17,2	53,7	32,1	OK
COL-bf-1	RIB2	E70xx	8,5	12,0	298	19	LE1	6,8	38,1	17,8	OK
			8,5	12,0	298	19	LE1	6,8	38,1	17,9	OK

Resultado detallado para BP1 / COL-bf-1 -- 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} = 190,0 \text{ kN} \geq \phi P_u = 42,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{ten} = 419,7 \text{ MPa} \quad \text{---resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

69,6° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 318 \text{ mm}^2 \quad \text{---área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{---factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1 / COL-bf-1 -- 2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} = 94,1 \text{ kN} \geq \phi P_u = 54,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{ten} = 395,0 \text{ MPa} \quad \text{---resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

54,0° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 318 \text{ mm}^2 \quad \text{---área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{---factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1 / COL-ff-1 -- 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} = 192,9 \text{ kN} \geq \phi P_u = 77,5 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{ten} = 432,3 \text{ MPa} \quad \text{---resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

88,1° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 317 \text{ mm}^2 \quad \text{---área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{---factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1 / COL-1f1-1-2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{tnt} = 103,4 \text{ kN} \geq F_u = 77,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{tnt} = 434,3 \text{ MPa} \quad \text{resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{tnt} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

89,1° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{nt} = 317 \text{ mm}^2 \quad \text{área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1 / COL-w1-1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{tnt} = 89,3 \text{ kN} \geq F_u = 17,5 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{tnt} = 353,3 \text{ MPa} \quad \text{resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{tnt} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

36,4° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{nt} = 337 \text{ mm}^2 \quad \text{área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Resultado detallado para BP1 / COL-w1-2

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16-J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{tnt} = 89,3 \text{ kN} \geq F_u = 17,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{tnt} = 353,2 \text{ MPa} \quad \text{resistencia nominal del material de aportación}$$

$$F_{tnt} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$$

Donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$\theta =$

35,3° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura ¶

$A_{we} = 337 \text{ mm}^2$ — área eficaz del elemento de soldadura crítico ¶

$\phi = 0,75$ — factor de resistencia para conexiones soldadas ¶

Resultado detallado para BP1./RIB1--1¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} \cdot A_{we} = 53,8 \text{ kN} \geq F_u = 28,4 \text{ kN} \quad \text{¶}$$

Donde:¶

$F_{we} = 424,5 \text{ MPa}$ — resistencia nominal del material de aportación ¶

$$F_{we} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta) \quad \text{¶}$$

Donde:¶

$F_{EXX} =$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada ¶

$\theta =$

78,5° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura ¶

$A_{we} = 159 \text{ mm}^2$ — área eficaz del elemento de soldadura crítico ¶

$\phi = 0,75$ — factor de resistencia para conexiones soldadas ¶

Resultado detallado para BP1./RIB1--2¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} \cdot A_{we} = 53,7 \text{ kN} \geq F_u = 28,5 \text{ kN} \quad \text{¶}$$

Donde:¶

$F_{we} = 424,2 \text{ MPa}$ — resistencia nominal del material de aportación ¶

$$F_{we} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^2 \theta) \quad \text{¶}$$

Donde:¶

$F_{EXX} =$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada ¶

$\theta =$

78,3° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura ¶

$A_{we} = 159 \text{ mm}^2$ — área eficaz del elemento de soldadura crítico ¶

$\phi = 0,75$ — factor de resistencia para conexiones soldadas ¶

Resultado detallado para COL-tf1./RIB1--1¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{we} \cdot A_{we} = 38,2 \text{ kN} \geq F_u = 10,6 \text{ kN} \quad \text{¶}$$

Donde:¶

$$F_{ten} = 322,0 \text{ MPa} \quad \text{--- Resistencia nominal del material de aportación} \text{¶}$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:¶

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada¶

$$\theta =$$

29,6° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura¶

$$A_{we} = 158 \text{ mm}^2 \quad \text{--- Área el caz del elemento de soldadura crítico} \text{¶}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{--- Factor de resistencia para conexiones soldadas} \text{¶}$$

Resultado detallado para COL-tfi-1./RIB1-2¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura.(AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} \cdot A_{we} = 38,2 \text{ kN} \text{¶} \quad F_u = 10,6 \text{ kN} \text{¶}$$

Donde:¶

$$F_{ten} = 322,0 \text{ MPa} \quad \text{--- Resistencia nominal del material de aportación} \text{¶}$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:¶

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada¶

$$\theta =$$

29,7° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura¶

$$A_{we} = 158 \text{ mm}^2 \quad \text{--- Área el caz del elemento de soldadura crítico} \text{¶}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{--- Factor de resistencia para conexiones soldadas} \text{¶}$$

Resultado detallado para BP1./RIB2-1¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura.(AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} \cdot A_{we} = 53,6 \text{ kN} \text{¶} \quad F_u = 17,3 \text{ kN} \text{¶}$$

Donde:¶

$$F_{ten} = 423,6 \text{ MPa} \quad \text{--- Resistencia nominal del material de aportación} \text{¶}$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^3 \theta)$$

Donde:¶

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa --- número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada¶

$$\theta =$$

79,7° --- ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura¶

$$A_{we} = 169 \text{ mm}^2 \quad \text{--- Área el caz del elemento de soldadura crítico} \text{¶}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{--- Factor de resistencia para conexiones soldadas} \text{¶}$$

Resultado detallado para BP1-/RIB2--2¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} \cdot A_{we} = 53,7 \text{ kN} \geq F_u = 17,2 \text{ kN}¶$$

Donde:¶

$$F_{ten} = 424,2 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia nominal del material de aportación:}¶$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^1,2 \theta)¶$$

¶donde:¶

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada¶

$$\theta =$$

78,3° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura¶

$$A_{we} = 159 \text{ mm}^2 \quad \text{—área eficaz del elemento de soldadura crítico}¶$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{—factor de resistencia para conexiones soldadas}¶$$

Resultado detallado para COL-bfl-1-/RIB2--1¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} \cdot A_{we} = 38,1 \text{ kN} \geq F_u = 6,8 \text{ kN}¶$$

Donde:¶

$$F_{ten} = 320,8 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia nominal del material de aportación:}¶$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^1,2 \theta)¶$$

¶donde:¶

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada¶

$$\theta =$$

28,1° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura¶

$$A_{we} = 158 \text{ mm}^2 \quad \text{—área eficaz del elemento de soldadura crítico}¶$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{—factor de resistencia para conexiones soldadas}¶$$

Resultado detallado para COL-bfl-1-/RIB2--2¶

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC-360-16:J2-4)¶

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{ten} \cdot A_{we} = 38,1 \text{ kN} \geq F_u = 6,8 \text{ kN}¶$$

Donde:¶

$$F_{ten} = 320,8 \text{ MPa} \quad \text{—resistencia nominal del material de aportación:}¶$$

$$F_{ten} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^1,2 \theta)¶$$

¶donde:¶

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa — número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada¶

$$\theta =$$

28,1° — ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura¶

$$A_{we} = 158 \text{ mm}^2$$

→Área eficaz del elemento de soldadura crítico

$$\phi = 0,75$$

→Factor de resistencia para conexiones soldadas

Bloque de hormigón

Item	Cargas	A ₁ [mm ²]	A ₂ [mm ²]	σ [MPa]	U [%]	Estado
CB-1	LE1	159227	358887	6,3	30,4	OK

Resultado detallado para CB-1

Comprobación de la resistencia a compresión del bloque de hormigón (AISC-360-16 Section J8)

$$\phi_c f_{p,comp} = 20,7 \text{ MPa} \geq \sigma = 6,3 \text{ MPa}$$

Donde:

$$f_{p,comp} = 31,9 \text{ MPa}$$

→Resistencia de cálculo a aplastamiento del bloque de hormigón

$$f_{p,comp} = 0,85 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \cdot f_c$$

Donde:

$$f_c =$$

29,0 MPa → Resistencia a compresión del hormigón

$$A_1 =$$

159227 mm² → Área de la placa base en contacto con la superficie de hormigón

$$A_2 =$$

358887 mm² → Superficie de apoyo del hormigón

$$\phi_c = 0,65$$

→Factor de resistencia para el hormigón



Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
BP1	P50,0x500,0-600,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura a = 8,5	918,5	1-1/8 A307	8

RIB1f	P15,0x120,0-300,0f (A36)f		1f	Doble tendón de soldadura:f $a = 8,5f$	420,0f		
RIB2f	P15,0x120,0-300,0f (A36)f		1f	Doble tendón de soldadura:f $a = 8,5f$	420,0f		

Soldadurasf

Tipof	Materialf	Espesor de garganta [mm]f	Tamaño de pierna [mm]f	Longitud [mm]f
Doble tendón de soldadura	E70xxf	8,5f	12,0f	1758,5f

Anclajesf

Nombref	Longitud [mm]f	Longitud del taladrof [mm]f	Cuentaf
1f(B-A307f)	758f	700f	8f

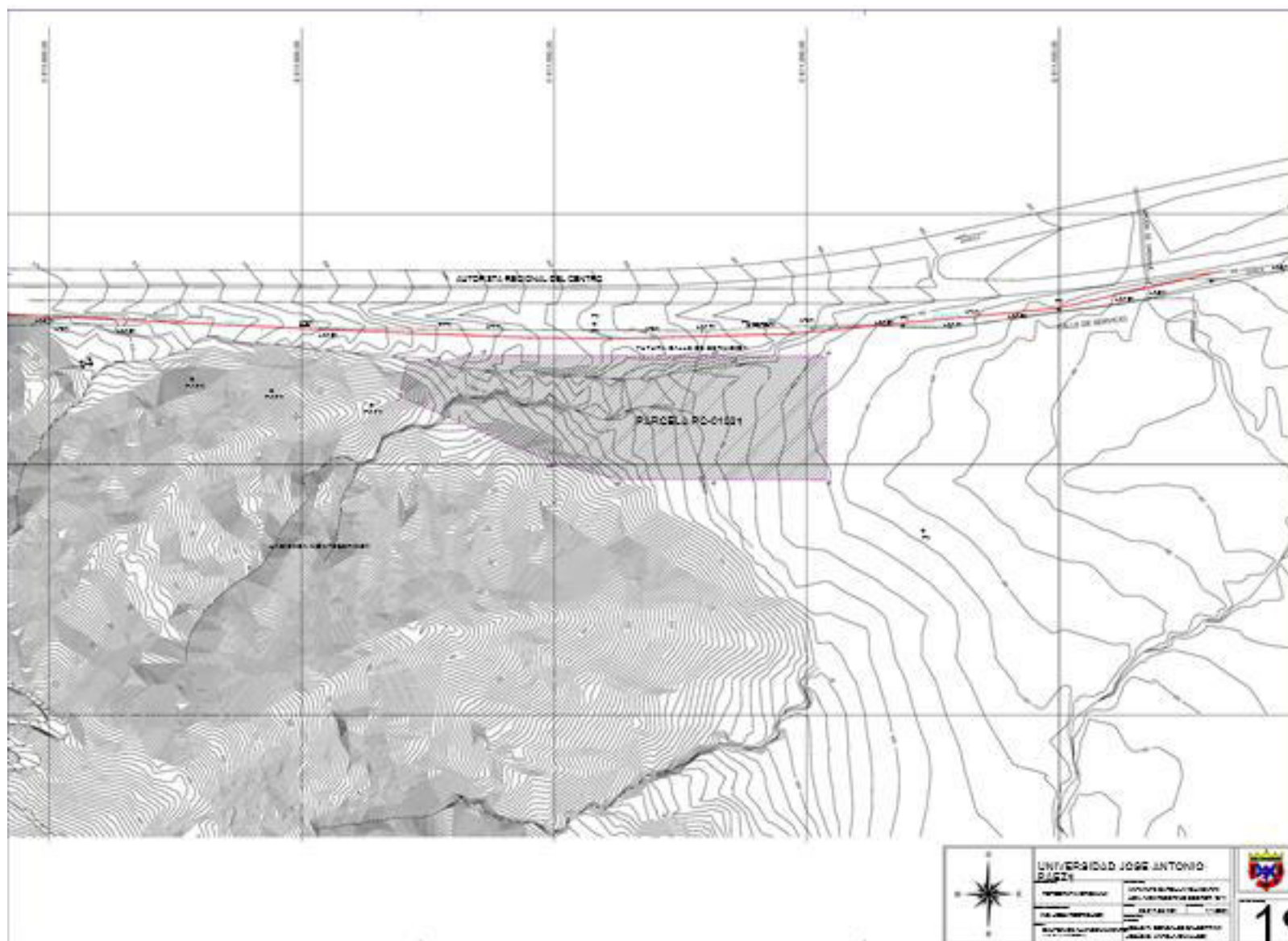
Explicación del símbolof

Símbolo	Explicación del símbolo
ϵ_y	Deformaciónf
f_y	Límite elásticof
ϵ_u	Límite de la deformación plásticaf
N_f	Fuerza de tracciónf
V_f	Resultante de las fuerzas cortantes V_y , V_z en el tornillo.f
ϕN_f	Resistencia al deslizamiento – ACI 318-14 – 17.4.3f
ϕN_{uf}	Resistencia al arrancamiento lateral del cono de hormigón a tracción de acuerdo con – ACI 318-14 – 17.4.4f
U_f	Utilizaciónf
U_{vf}	Utilización a cortantef
U_{vf}	Utilización a tensión y cortante EN 1993-1-8 tabla 3.4f
ϕN_{uf}	Resistencia del acero a tracción – ACI 318-14 – 17.4.1f
ϕV_{uf}	Resistencia del acero a cortante – ACI 318-14 – 17.5.1f
T_w	Espesor de garganta de soldaduraf
L_w	Tamaño de la soldaduraf
L_f	Longitud de la soldaduraf
L_{cf}	Longitud del elemento de soldadura críticof
F_w	Fuerza en el elemento crítico de la soldaduraf
ϕR_w	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4f
A_g	Área cargadaf
A_s	Área de soportef
σ	Tensión media en el hormigónf

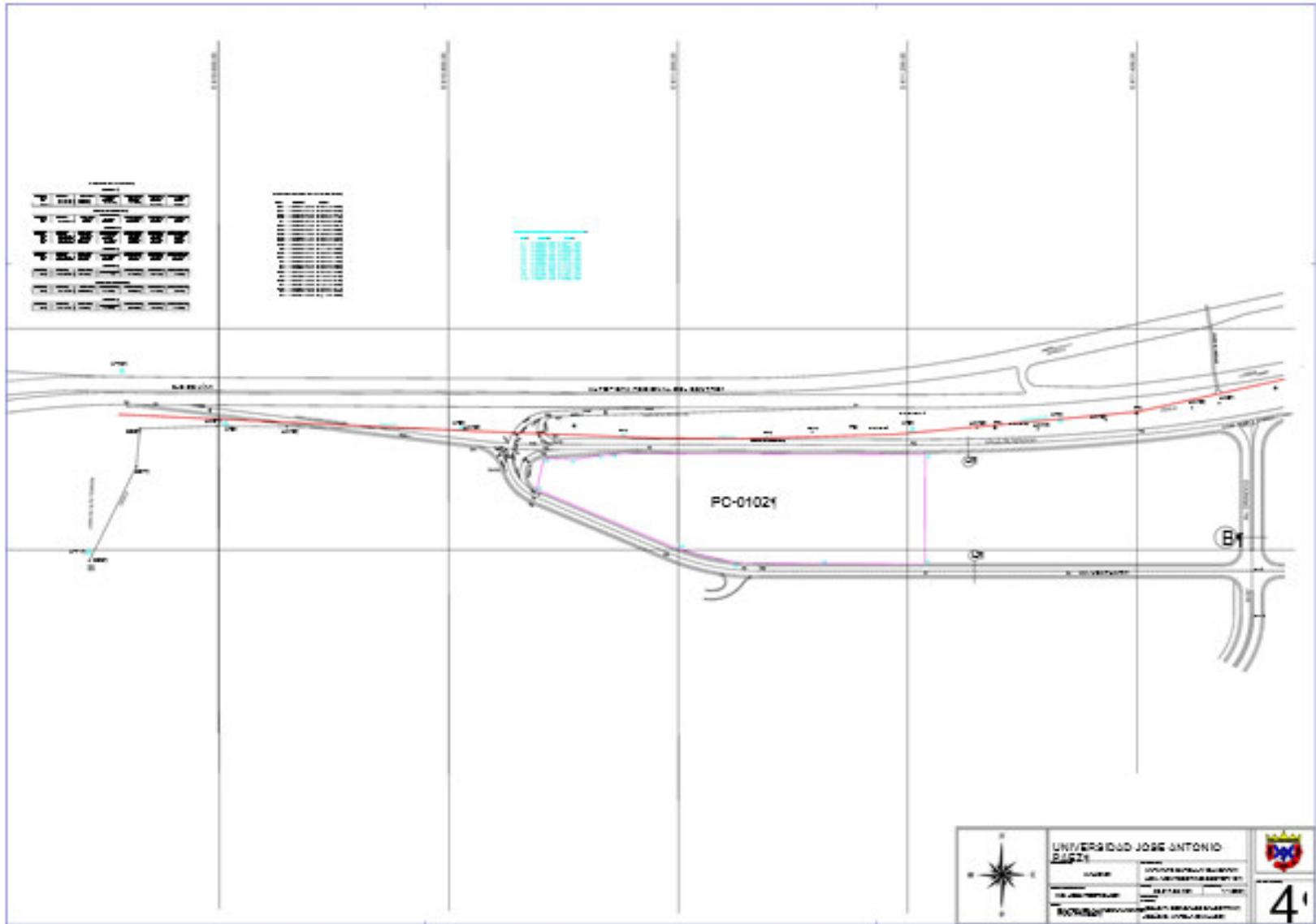
Configuración de la norma

Item	Valor	Unidad	Referencia
Coefficiente de fricción – hormigón	0.40	-	ACI-349 – B.6.1.4
Coefficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0.80	-	AISC-360-16-J3.8
Deformación plástica (límite)	0.05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Dotado	No		
Distancia entre tornillos (d)	2.66	-	AISC-360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde (d')	1.25	-	AISC-360-16 – J3.4
Resistencia al amarramiento del cono de hormigón	Ninguno		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC-360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI-318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación (límite local)	0.03	-	CIDECT-DG-1.3 – 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas

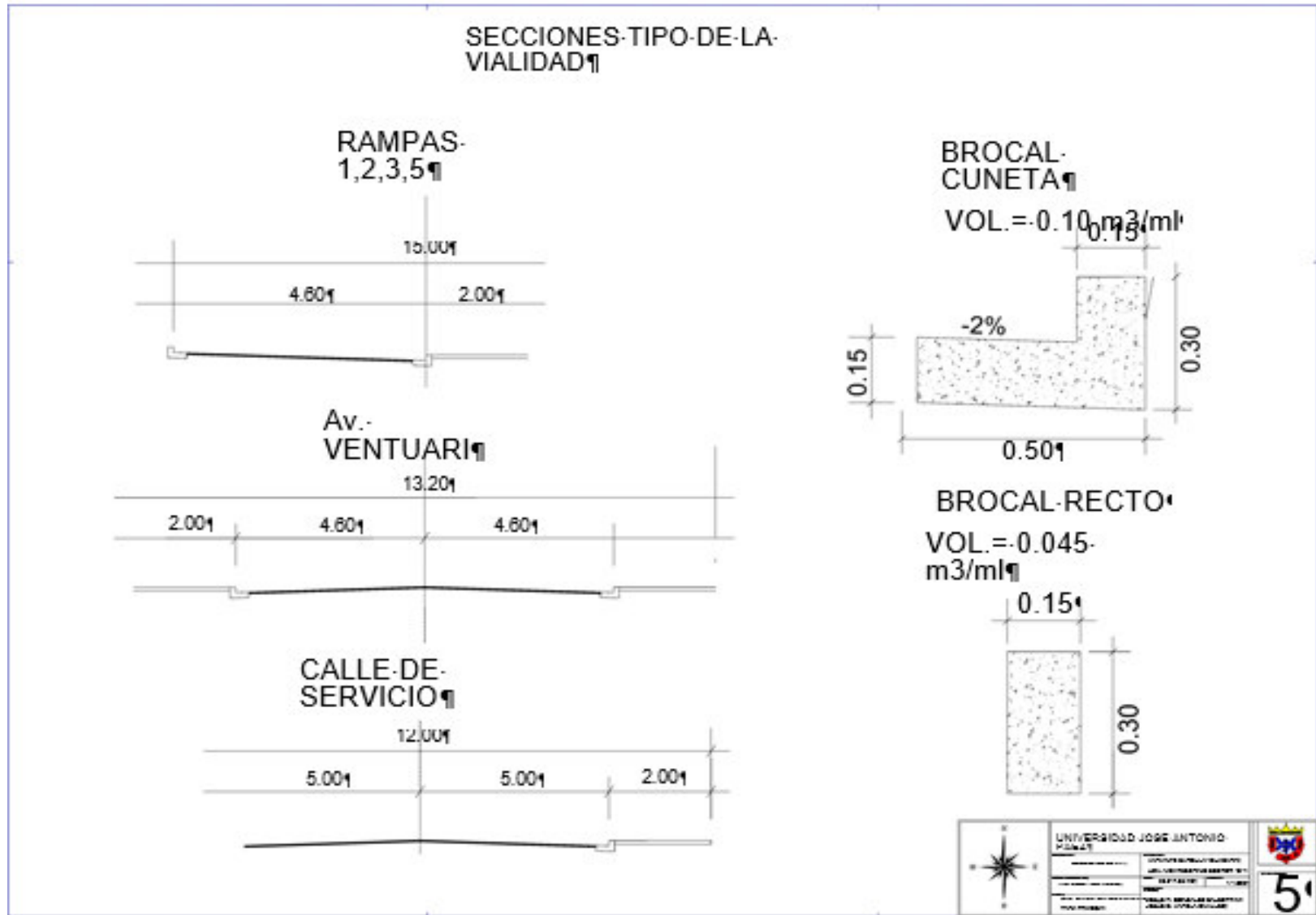
Anexo 6.



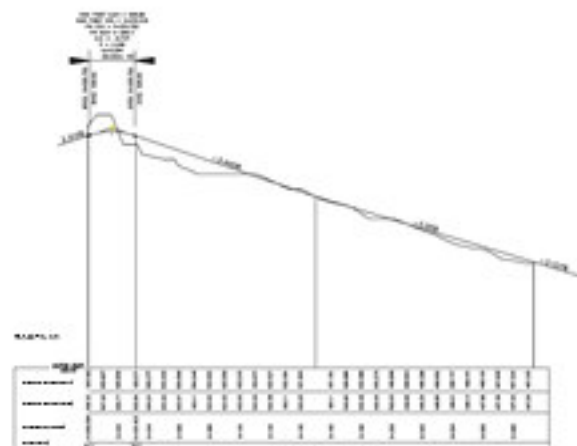
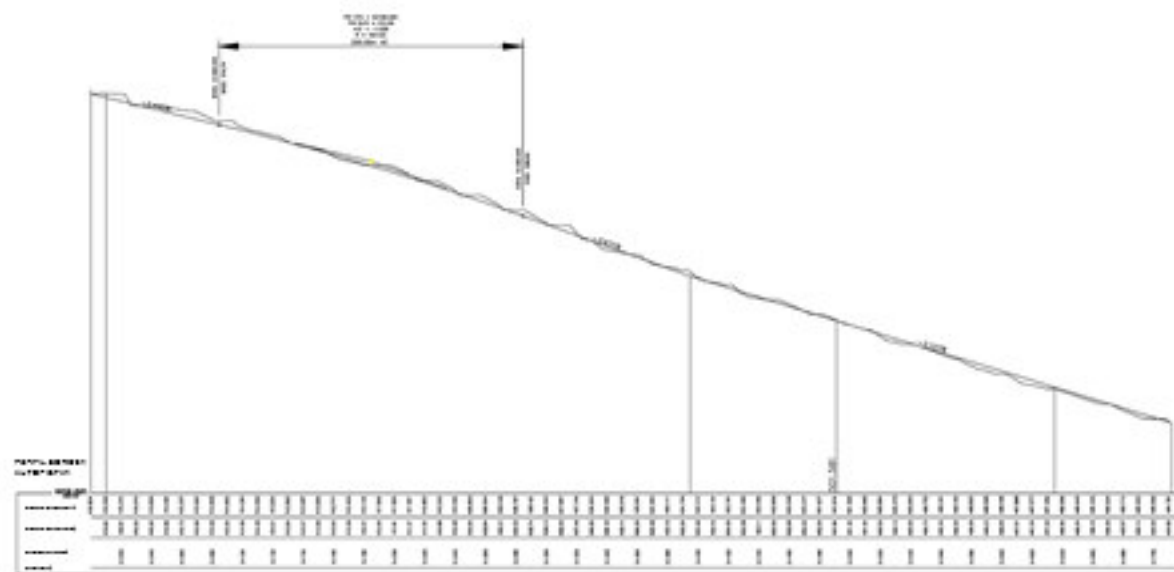
Anexo 9.



Anexo 10.

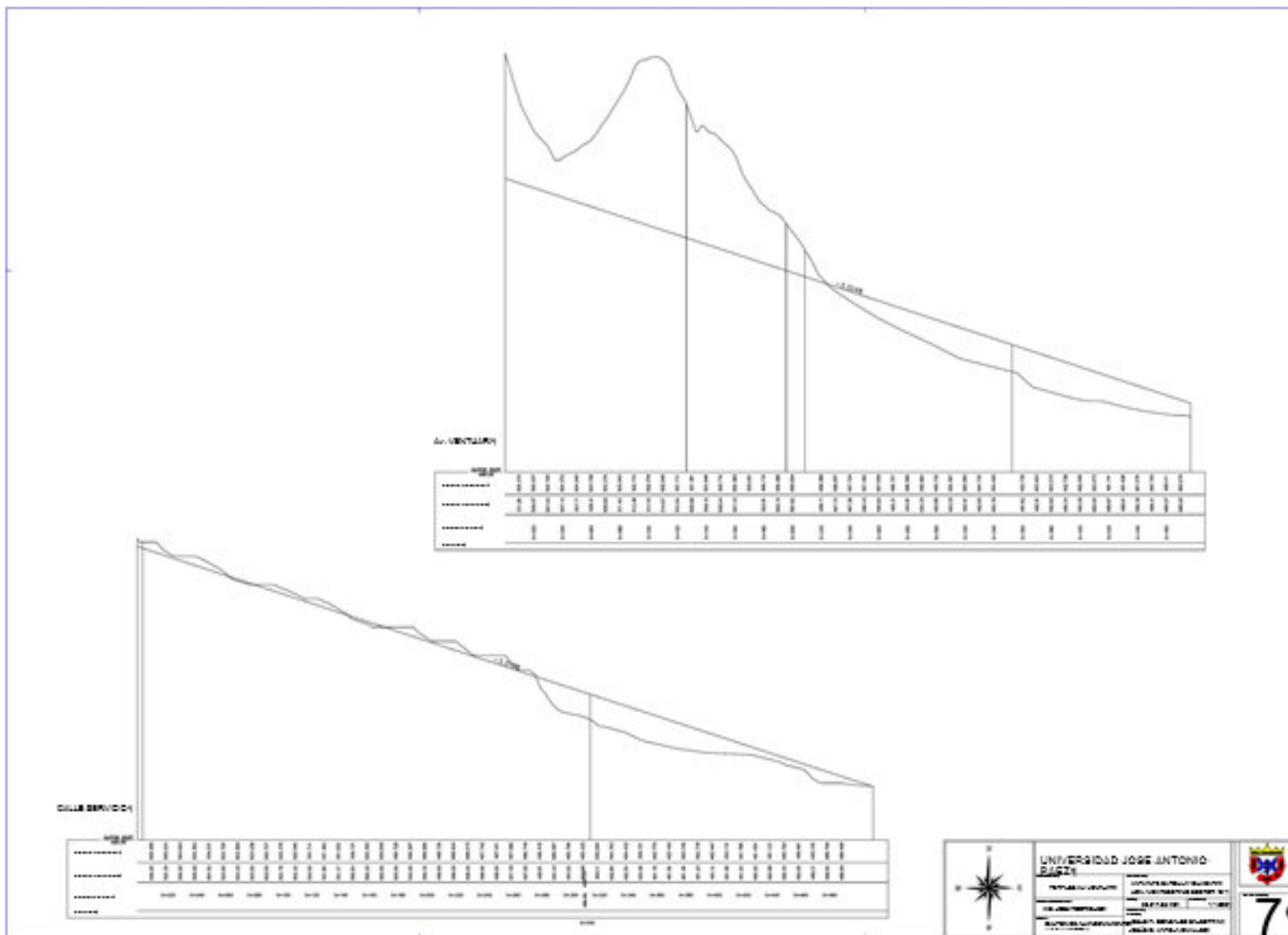


Anexo 11.

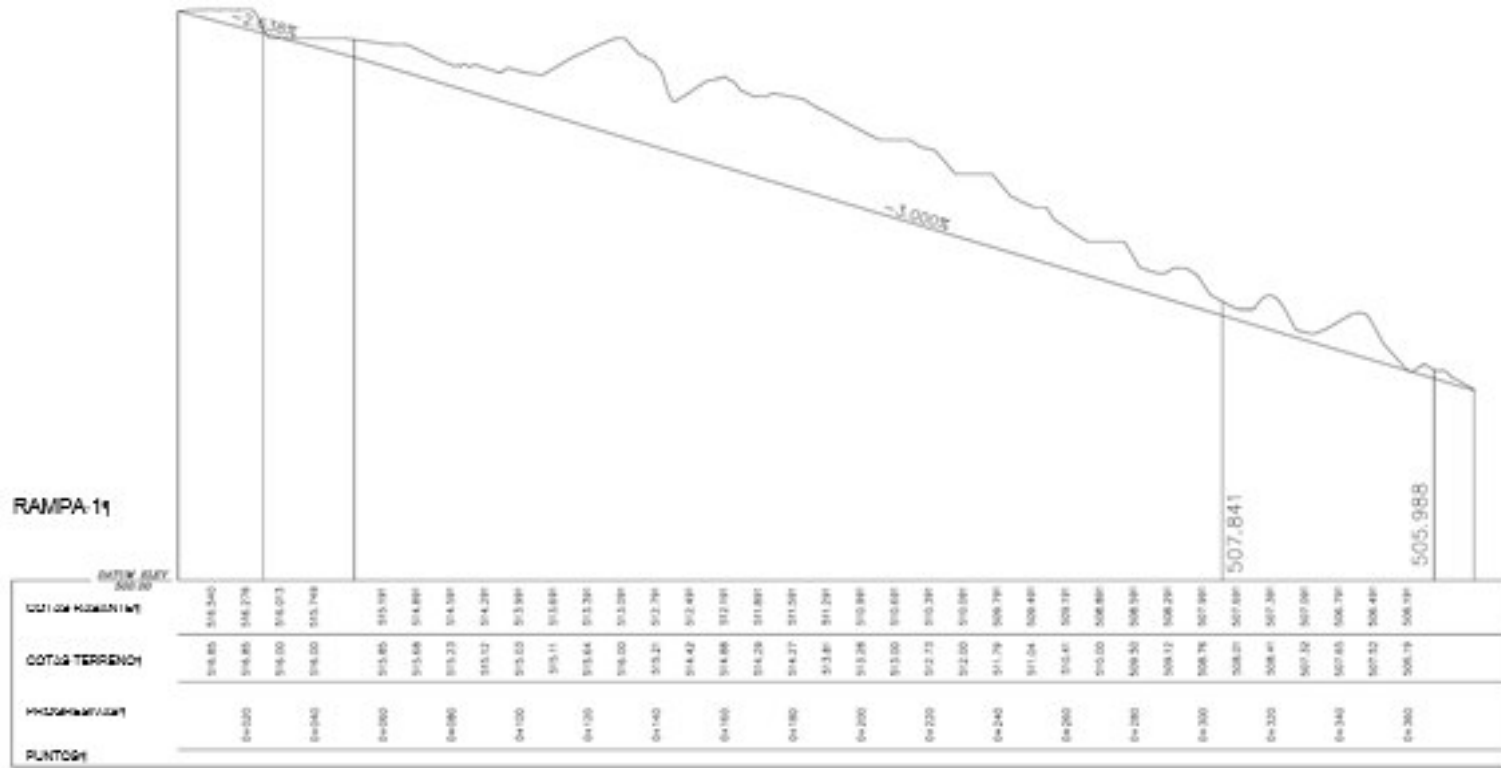


	UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO ESPOLA		
	TÍTULO: BARRAGEM AUTOR: JOSÉ ANTONIO ESPOLA FECHA: 2018	INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO ESPOLA DEPARTAMENTO: DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL ASIGNATURA: DISEÑO DE OBRAS DE ARTES DE HERRAMIENTAS	

Anexo 12.



Anexo 13.



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO
BASTI

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

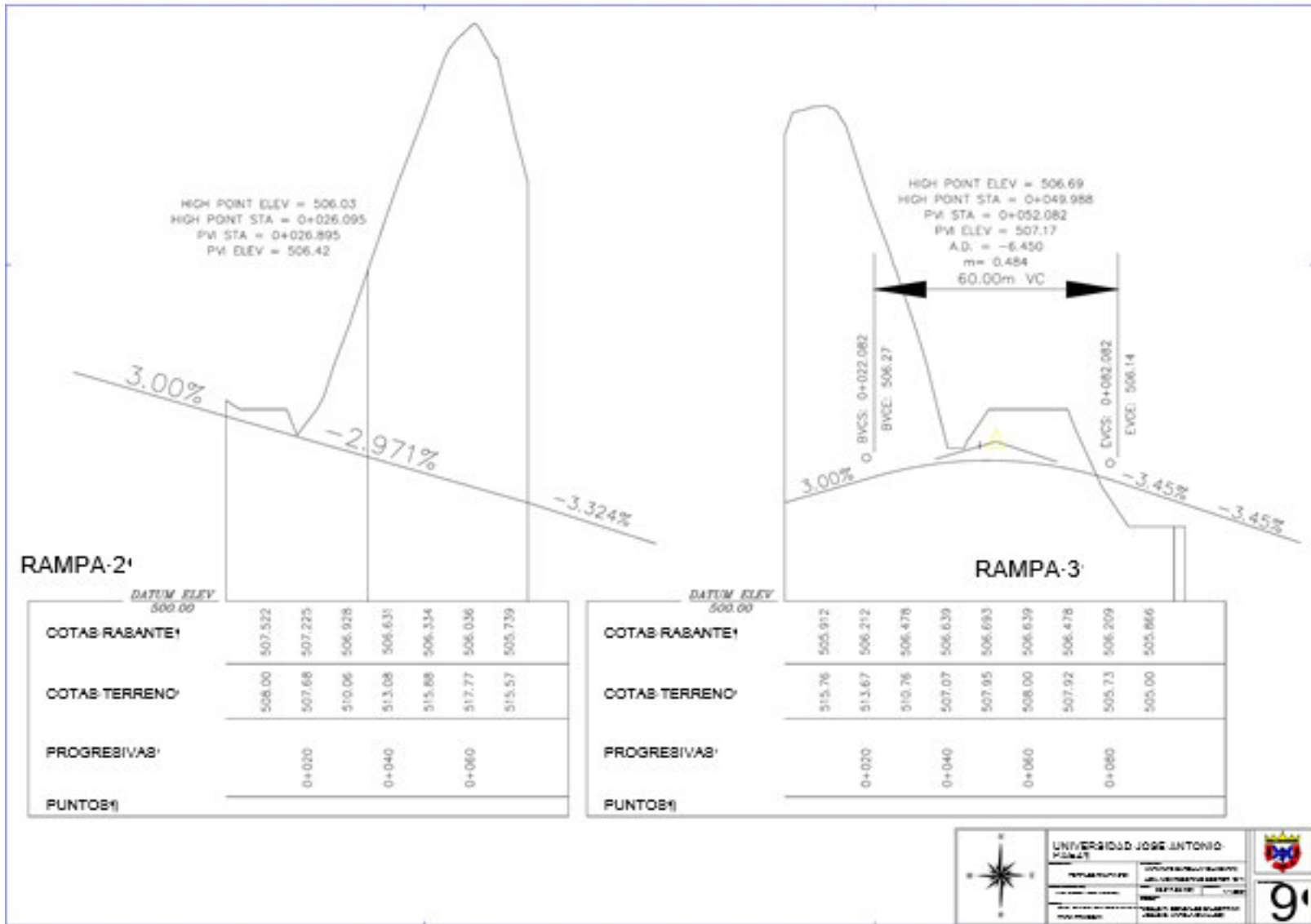
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

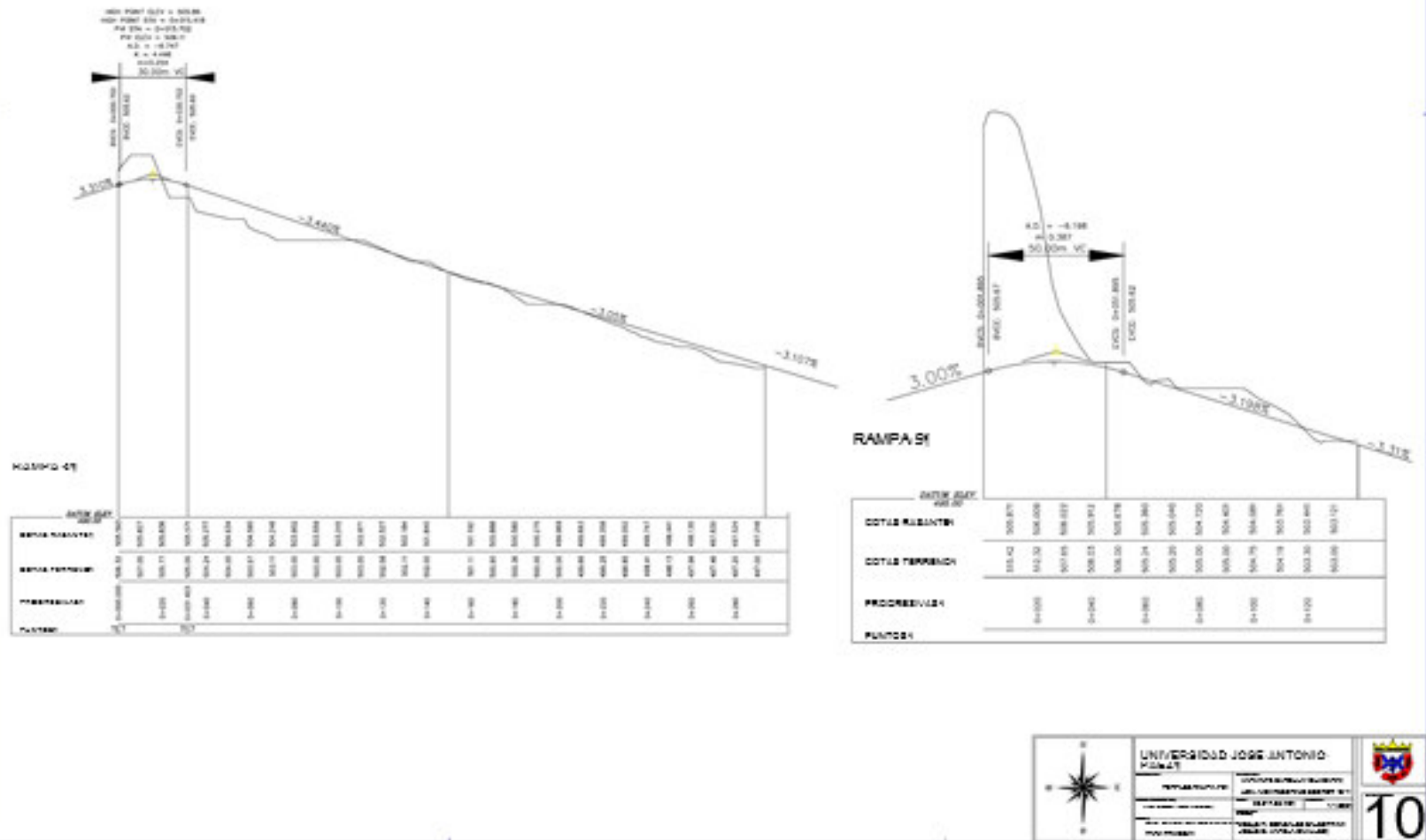
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

8'

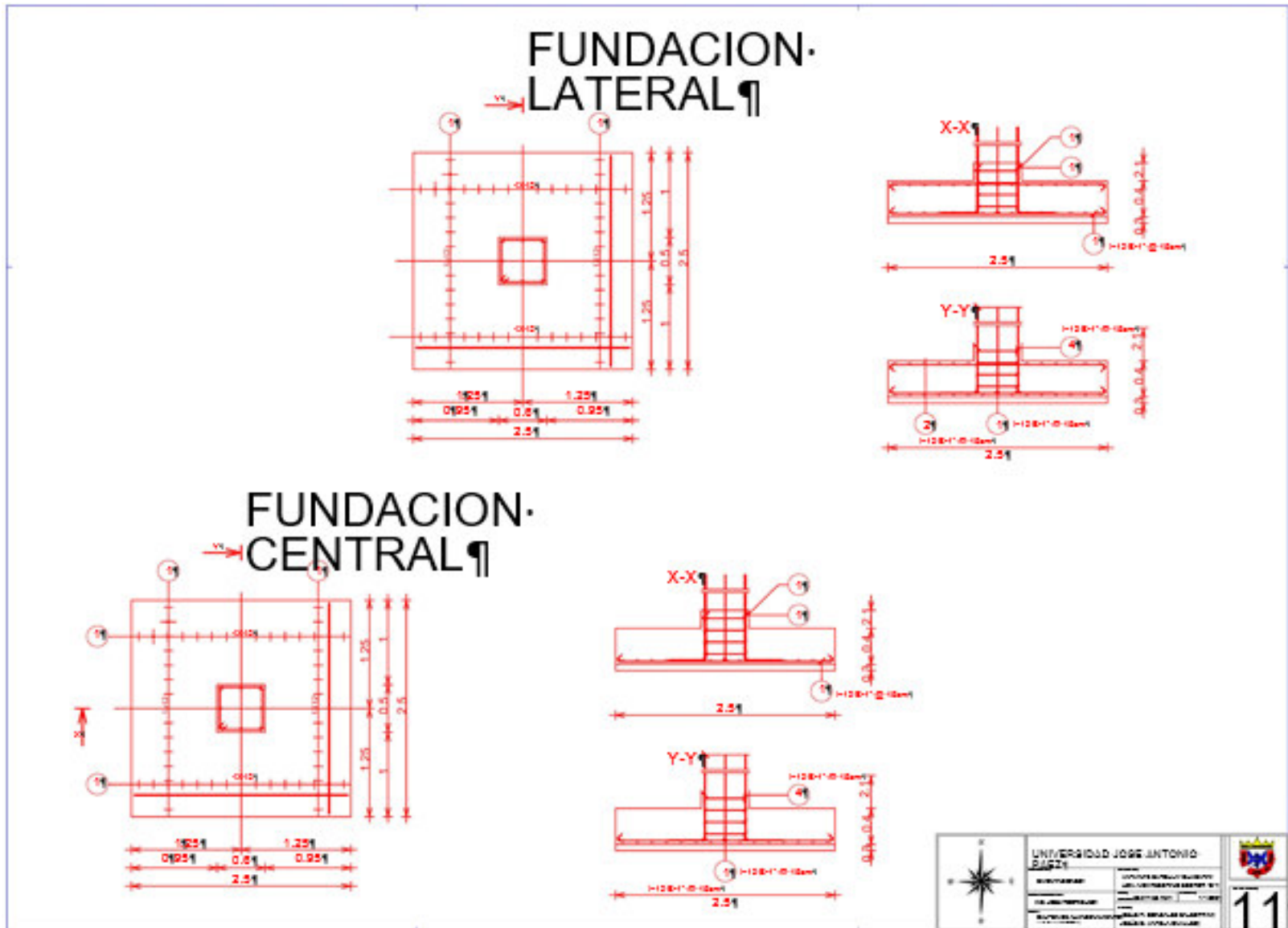
Anexo 14.



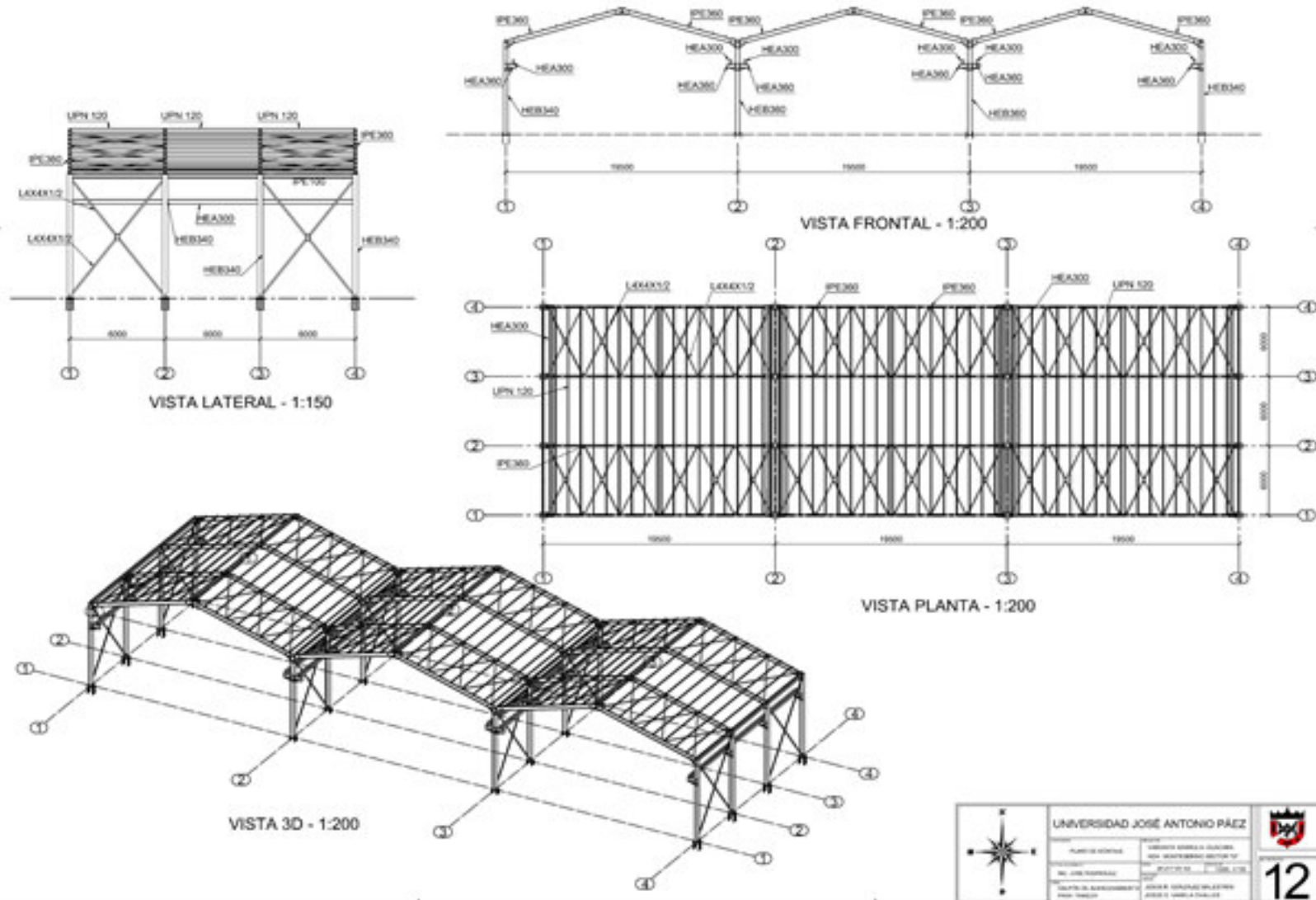
Anexo 15.



Anexo 16.

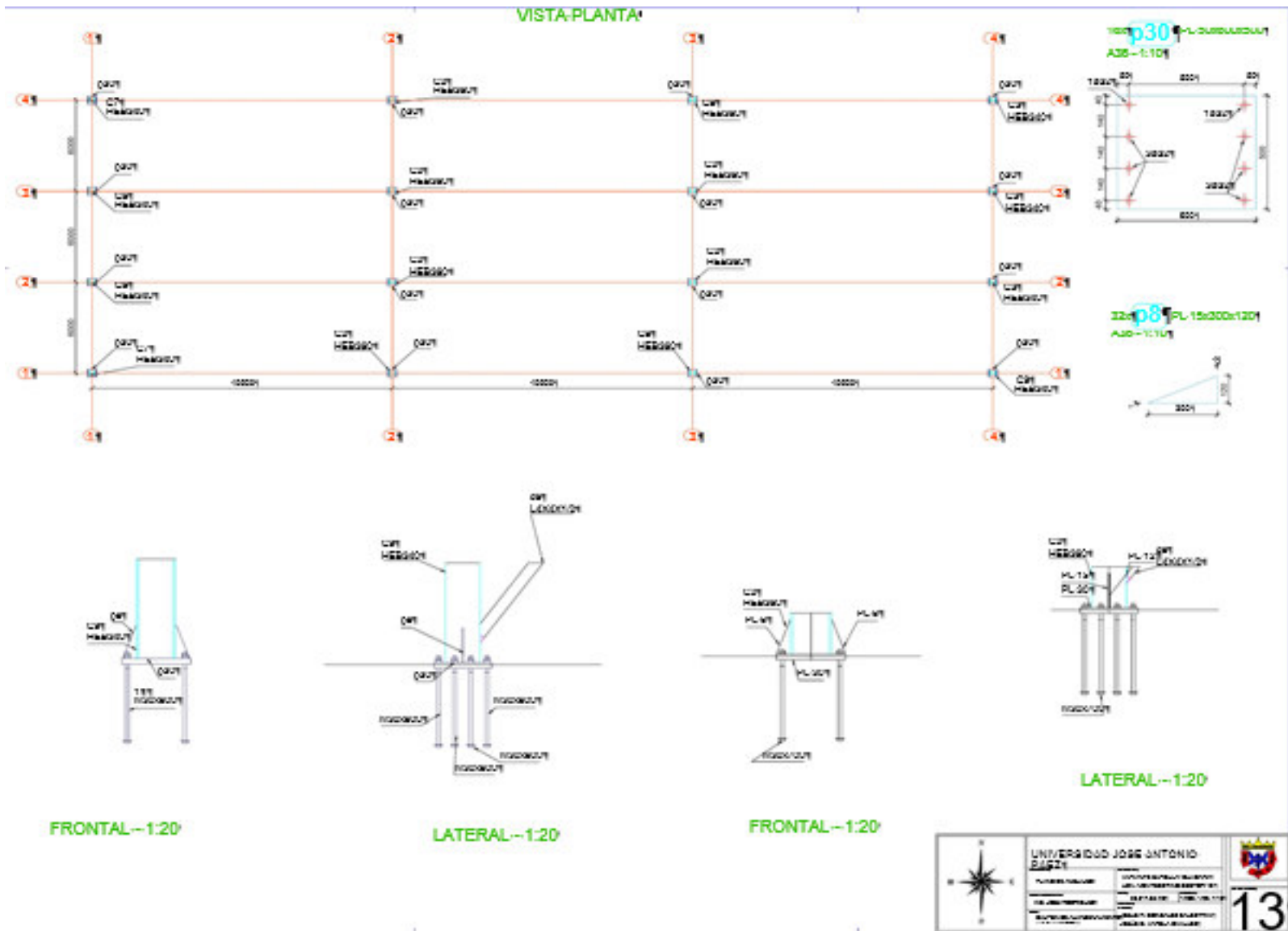


Anexo 17.

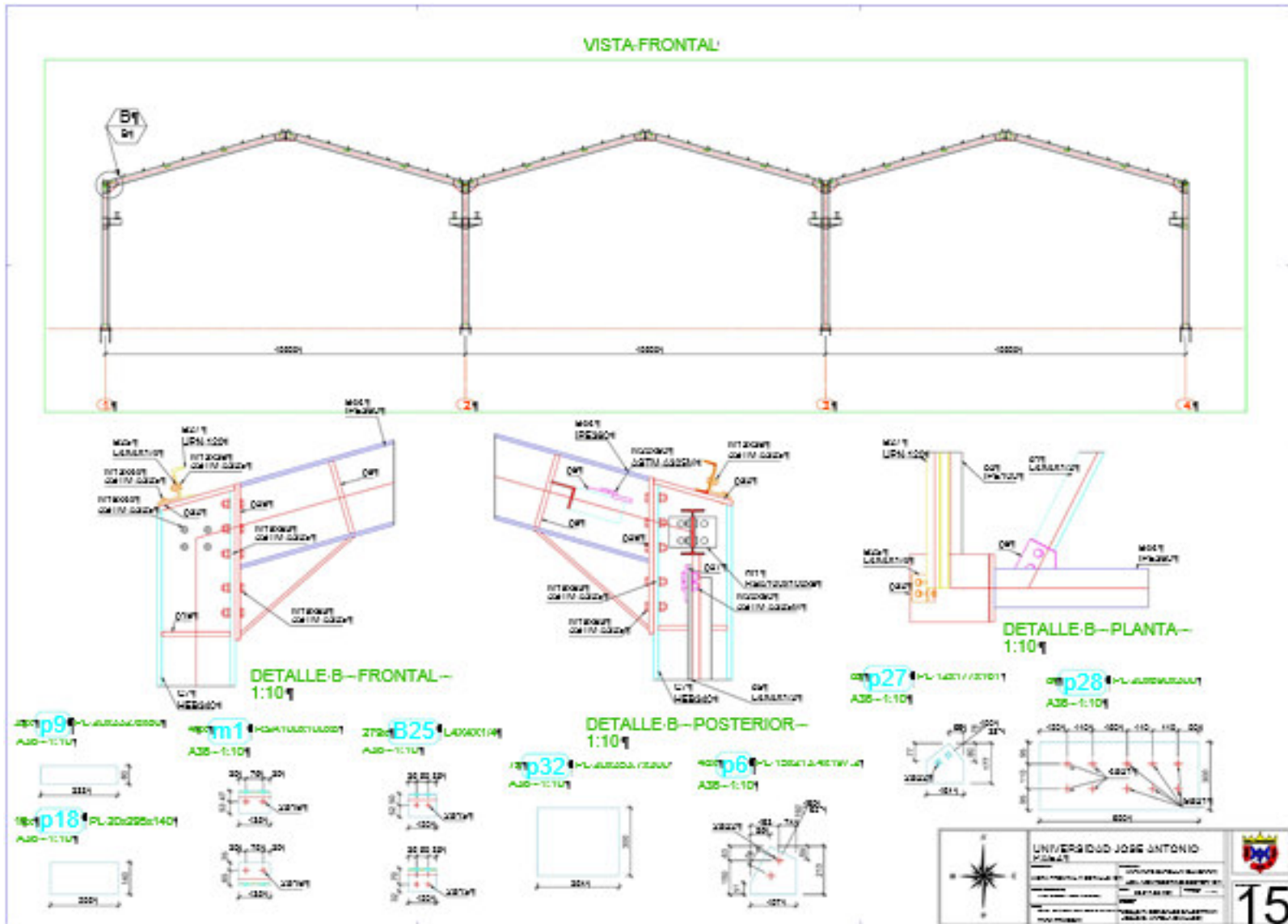


	UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ		
	FACULTAD DE INGENIERÍA DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE OBRAS DE CONSTRUCCIÓN	UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ AV. CARRETERA NACIONAL N.º 1 CARRERA 13, BOGOTÁ, COLOMBIA TEL: (57) (1) 234 4700 FAX: (57) (1) 234 4701 WWW: WWW.UJAP.EDU.CO	

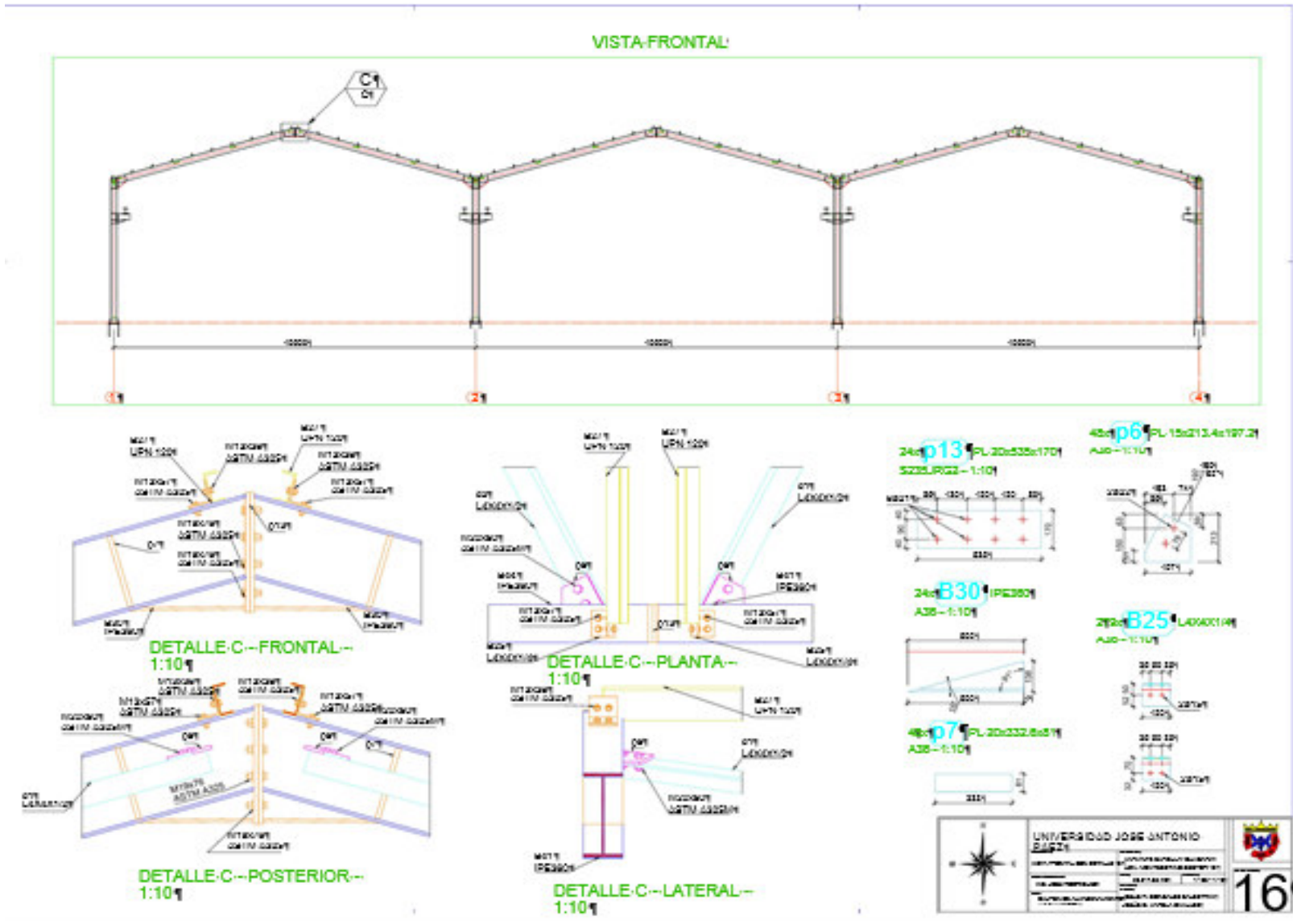
Anexo 18.



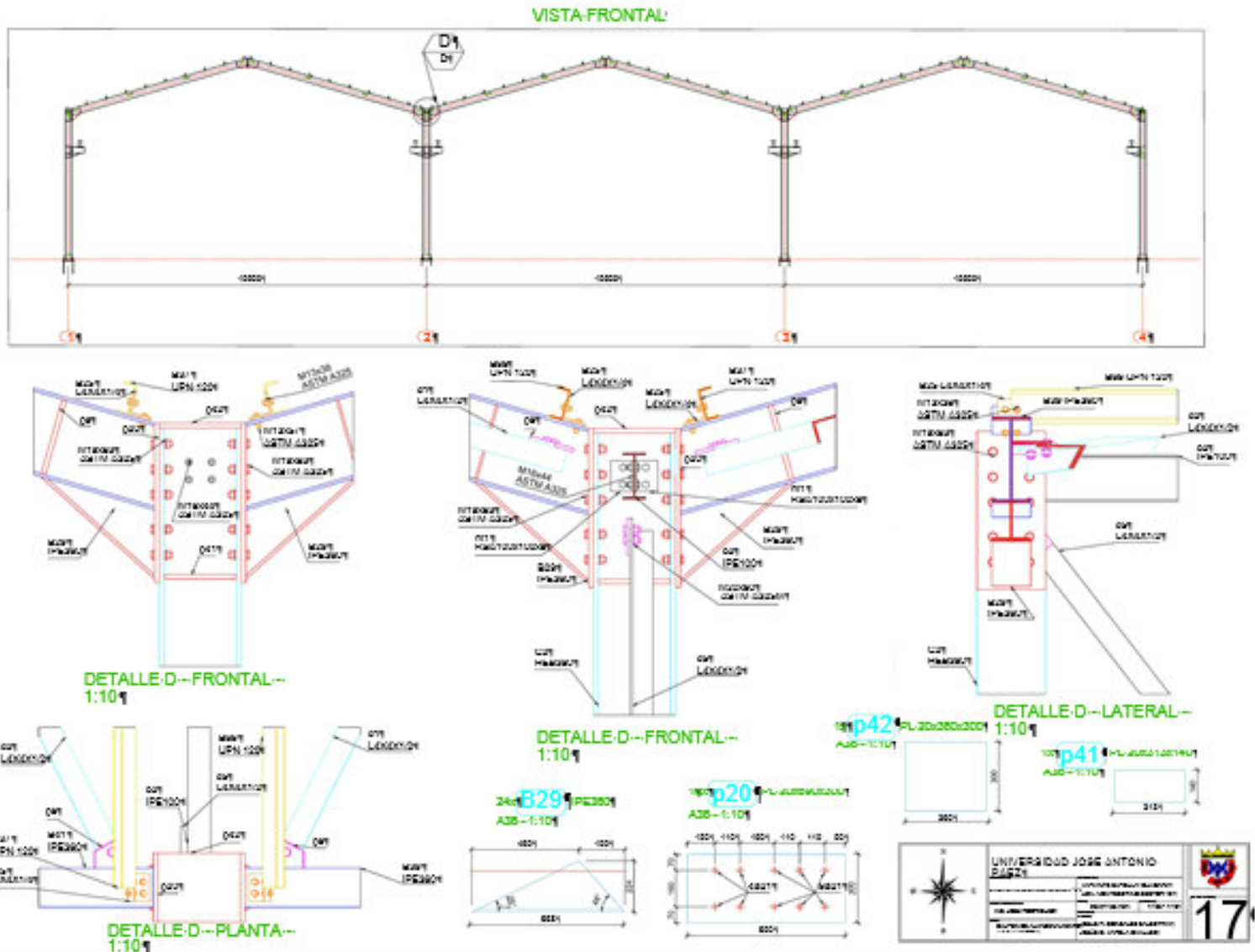
Anexo 20.



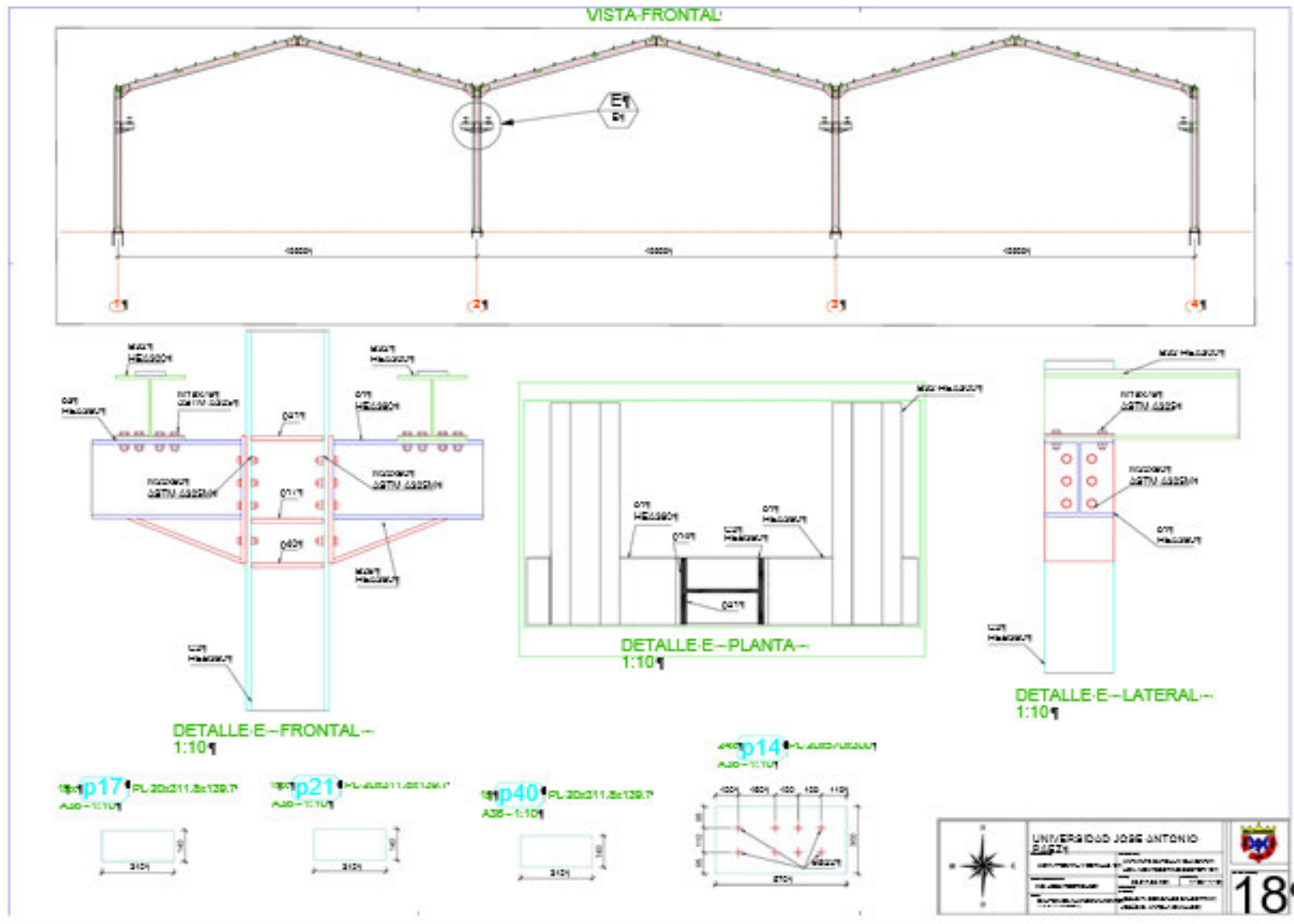
Anexo 21.



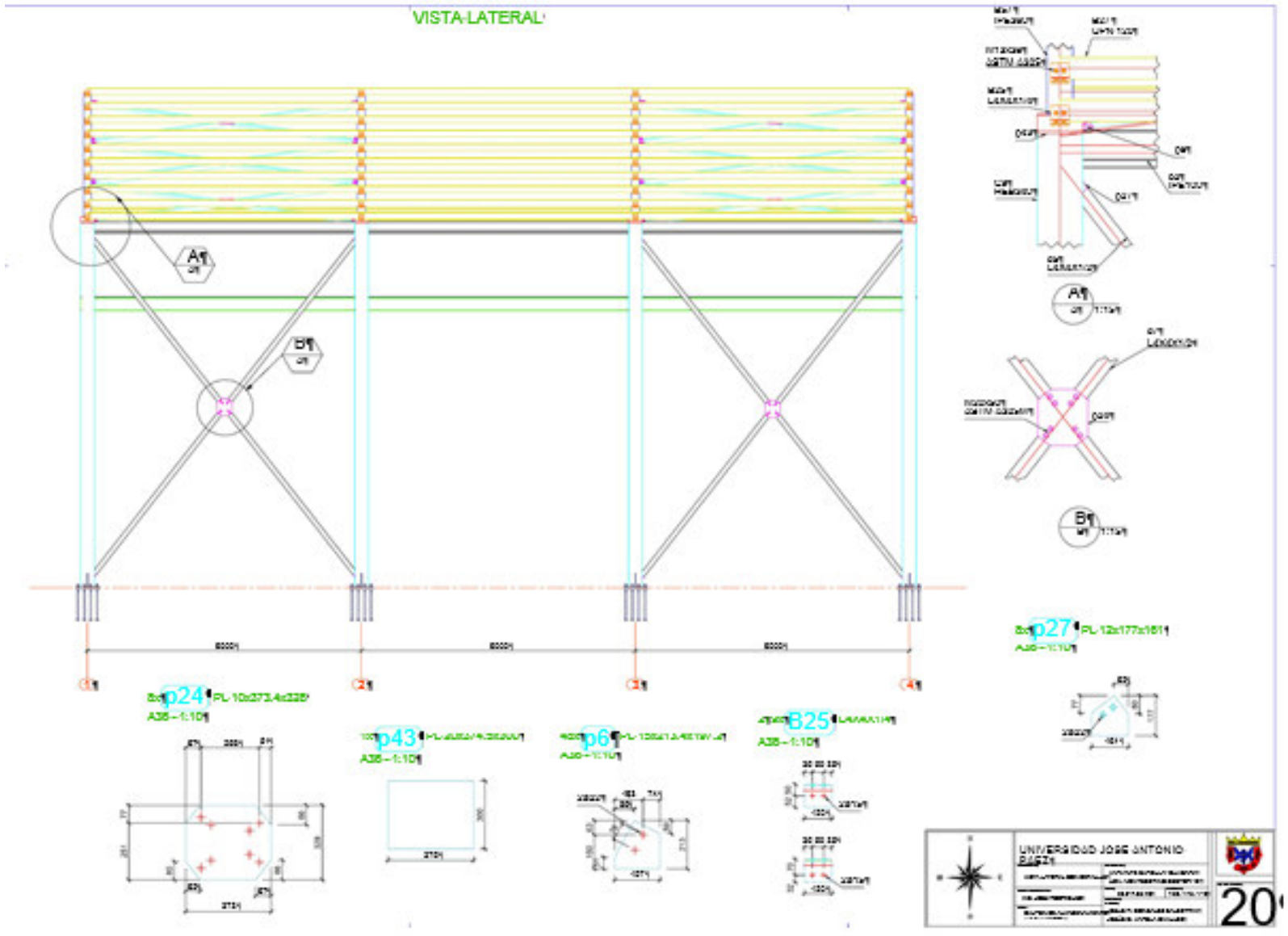
Anexo 22.



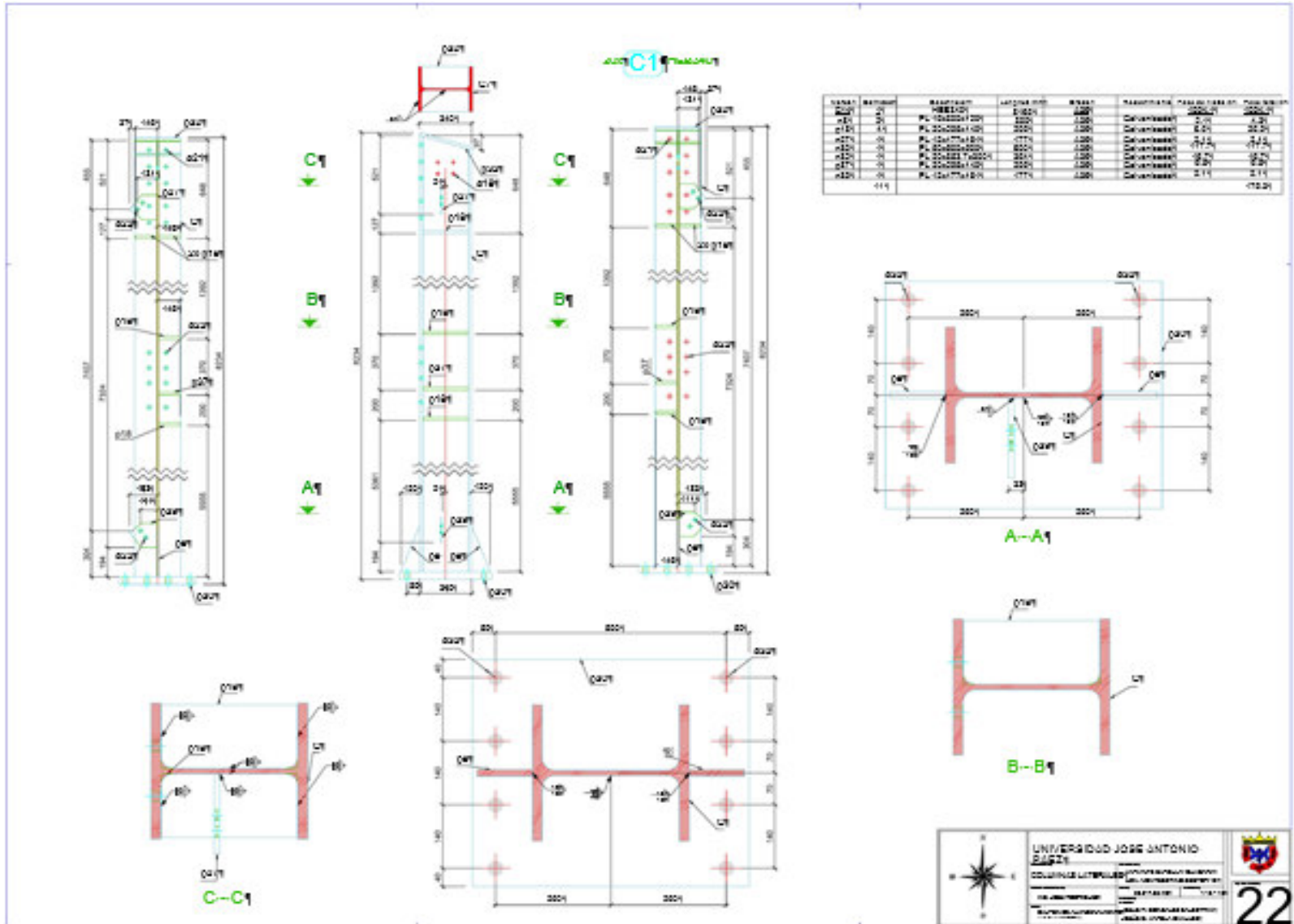
Anexo 23.



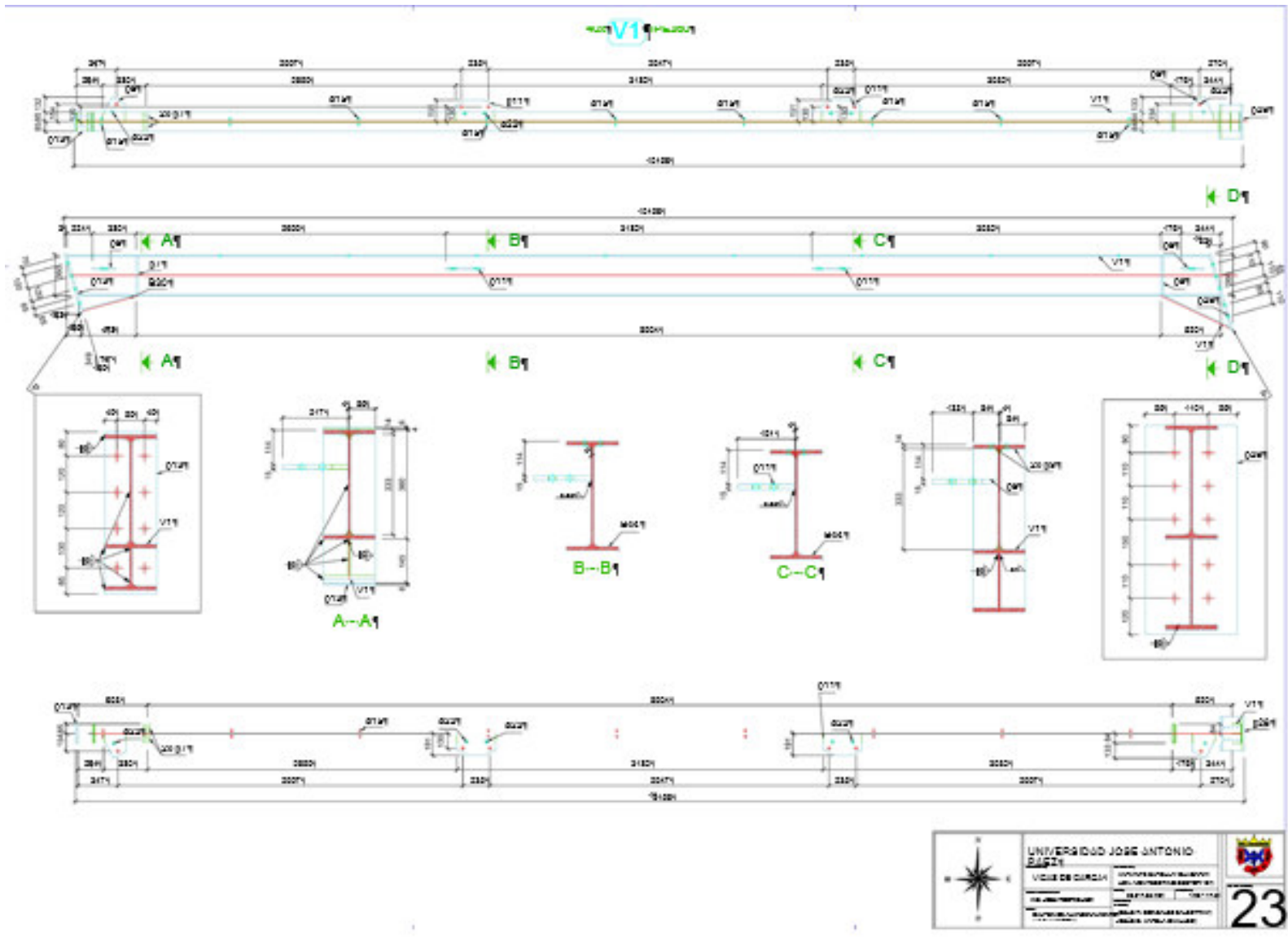
Anexo 25.



Anexo 27.



Anexo 28.



Anexo 29. Código de control numérico

Código de control Numérico generado en archivo T-1 De Cuentas (Control) (C2)

	80
80777	
-77	= 70.00w 70.00 21.05 0.00
08777	= 250.00w 70.00 21.05 0.00
C277	= 180.00w 70.00 21.05 0.00
C277	= 70.00w 230.00 21.05 0.00
A2077	= 200.00w 230.00 21.05
077	0.00
88883607	= 550.00w 70.00 21.05 0.00
77	= 440.00w 230.00 21.05
	0.00
08770.007	= 500.00w 230.00 21.05
0770.007	0.00
0770.007	= 180.00w 230.00 21.05
0770.007	0.00
0770.007	= 440.00w 70.00 21.05 0.00
0770.007	= 2230.48w 95.00 22.00
	0.00
7772.007	= 2330.48w 95.00 22.00
777077	0.00
077077	= 2130.48w 95.00 22.00
077077	0.00
077077	= 2490.48w 95.00 22.00
077077	0.00
077077	= 2230.48w 205.00 22.00
	0.00

Anexo 30. Prueba en frío de la máquina Peddinghaus

Prueba en Frío de la Máquina Peddinghaus BDK-1250 (7)



Anexo 31. Nesting Columbus




Anexo 32. Lista de perfiles

AUTODESK ADVANCE STEEL		Linea	Alto	Base	Peso por metro	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia
Perfil	Alto	Base	Alto	Base	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia
H100-100	100	100	100	100	112,00	50,00	100,00	100,00	100,00
H100-200	200	100	100	100	174,00	100,00	100,00	100,00	100,00
H100-300	300	100	100	100	240,00	150,00	100,00	100,00	100,00
H100-400	400	100	100	100	312,00	200,00	100,00	100,00	100,00
H100-500	500	100	100	100	390,00	250,00	100,00	100,00	100,00
L100-100	100	100	100	100	112,00	50,00	100,00	100,00	100,00
L100-200	200	100	100	100	174,00	100,00	100,00	100,00	100,00
L100-300	300	100	100	100	240,00	150,00	100,00	100,00	100,00
L100-400	400	100	100	100	312,00	200,00	100,00	100,00	100,00
L100-500	500	100	100	100	390,00	250,00	100,00	100,00	100,00
									2000,00

Anexo 33. Lista de Pletinas

AUTODESK ADVANCE STEEL		Linea	Alto	Base	Peso por metro	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia
Perfil	Alto	Base	Alto	Base	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia	Resistencia
P100-100	100	100	100	100	112,00	50,00	100,00	100,00	100,00
P100-200	200	100	100	100	174,00	100,00	100,00	100,00	100,00
P100-300	300	100	100	100	240,00	150,00	100,00	100,00	100,00
P100-400	400	100	100	100	312,00	200,00	100,00	100,00	100,00
P100-500	500	100	100	100	390,00	250,00	100,00	100,00	100,00
P100-600	600	100	100	100	468,00	300,00	100,00	100,00	100,00
P100-700	700	100	100	100	546,00	350,00	100,00	100,00	100,00
P100-800	800	100	100	100	624,00	400,00	100,00	100,00	100,00
P100-900	900	100	100	100	702,00	450,00	100,00	100,00	100,00
P100-1000	1000	100	100	100	780,00	500,00	100,00	100,00	100,00
P100-1100	1100	100	100	100	858,00	550,00	100,00	100,00	100,00
P100-1200	1200	100	100	100	936,00	600,00	100,00	100,00	100,00
P100-1300	1300	100	100	100	1014,00	650,00	100,00	100,00	100,00
P100-1400	1400	100	100	100	1092,00	700,00	100,00	100,00	100,00
P100-1500	1500	100	100	100	1170,00	750,00	100,00	100,00	100,00
P100-1600	1600	100	100	100	1248,00	800,00	100,00	100,00	100,00
P100-1700	1700	100	100	100	1326,00	850,00	100,00	100,00	100,00
P100-1800	1800	100	100	100	1404,00	900,00	100,00	100,00	100,00
P100-1900	1900	100	100	100	1482,00	950,00	100,00	100,00	100,00
P100-2000	2000	100	100	100	1560,00	1000,00	100,00	100,00	100,00
P100-2100	2100	100	100	100	1638,00	1050,00	100,00	100,00	100,00
P100-2200	2200	100	100	100	1716,00	1100,00	100,00	100,00	100,00
P100-2300	2300	100	100	100	1794,00	1150,00	100,00	100,00	100,00
P100-2400	2400	100	100	100	1872,00	1200,00	100,00	100,00	100,00
P100-2500	2500	100	100	100	1950,00	1250,00	100,00	100,00	100,00
P100-2600	2600	100	100	100	2028,00	1300,00	100,00	100,00	100,00
P100-2700	2700	100	100	100	2106,00	1350,00	100,00	100,00	100,00
P100-2800	2800	100	100	100	2184,00	1400,00	100,00	100,00	100,00
P100-2900	2900	100	100	100	2262,00	1450,00	100,00	100,00	100,00
P100-3000	3000	100	100	100	2340,00	1500,00	100,00	100,00	100,00
P100-3100	3100	100	100	100	2418,00	1550,00	100,00	100,00	100,00
P100-3200	3200	100	100	100	2496,00	1600,00	100,00	100,00	100,00
P100-3300	3300	100	100	100	2574,00	1650,00	100,00	100,00	100,00
P100-3400	3400	100	100	100	2652,00	1700,00	100,00	100,00	100,00
P100-3500	3500	100	100	100	2730,00	1750,00	100,00	100,00	100,00
P100-3600	3600	100	100	100	2808,00	1800,00	100,00	100,00	100,00
P100-3700	3700	100	100	100	2886,00	1850,00	100,00	100,00	100,00
P100-3800	3800	100	100	100	2964,00	1900,00	100,00	100,00	100,00
P100-3900	3900	100	100	100	3042,00	1950,00	100,00	100,00	100,00
P100-4000	4000	100	100	100	3120,00	2000,00	100,00	100,00	100,00
P100-4100	4100	100	100	100	3198,00	2050,00	100,00	100,00	100,00
P100-4200	4200	100	100	100	3276,00	2100,00	100,00	100,00	100,00
P100-4300	4300	100	100	100	3354,00	2150,00	100,00	100,00	100,00
P100-4400	4400	100	100	100	3432,00	2200,00	100,00	100,00	100,00
P100-4500	4500	100	100	100	3510,00	2250,00	100,00	100,00	100,00
P100-4600	4600	100	100	100	3588,00	2300,00	100,00	100,00	100,00
P100-4700	4700	100	100	100	3666,00	2350,00	100,00	100,00	100,00
P100-4800	4800	100	100	100	3744,00	2400,00	100,00	100,00	100,00
P100-4900	4900	100	100	100	3822,00	2450,00	100,00	100,00	100,00
P100-5000	5000	100	100	100	3900,00	2500,00	100,00	100,00	100,00
P100-5100	5100	100	100	100	3978,00	2550,00	100,00	100,00	100,00
P100-5200	5200	100	100	100	4056,00	2600,00	100,00	100,00	100,00
P100-5300	5300	100	100	100	4134,00	2650,00	100,00	100,00	100,00
P100-5400	5400	100	100	100	4212,00	2700,00	100,00	100,00	100,00
P100-5500	5500	100	100	100	4290,00	2750,00	100,00	100,00	100,00
P100-5600	5600	100	100	100	4368,00	2800,00	100,00	100,00	100,00
P100-5700	5700	100	100	100	4446,00	2850,00	100,00	100,00	100,00
P100-5800	5800	100	100	100	4524,00	2900,00	100,00	100,00	100,00
P100-5900	5900	100	100	100	4602,00	2950,00	100,00	100,00	100,00
P100-6000	6000	100	100	100	4680,00	3000,00	100,00	100,00	100,00
P100-6100	6100	100	100	100	4758,00	3050,00	100,00	100,00	100,00
P100-6200	6200	100	100	100	4836,00	3100,00	100,00	100,00	100,00
P100-6300	6300	100	100	100	4914,00	3150,00	100,00	100,00	100,00
P100-6400	6400	100	100	100	4992,00	3200,00	100,00	100,00	100,00
P100-6500	6500	100	100	100	5070,00	3250,00	100,00	100,00	100,00
P100-6600	6600	100	100	100	5148,00	3300,00	100,00	100,00	100,00
P100-6700	6700	100	100	100	5226,00	3350,00	100,00	100,00	100,00
P100-6800	6800	100	100	100	5304,00	3400,00	100,00	100,00	100,00
P100-6900	6900	100	100	100	5382,00	3450,00	100,00	100,00	100,00
P100-7000	7000	100	100	100	5460,00	3500,00	100,00	100,00	100,00
P100-7100	7100	100	100	100	5538,00	3550,00	100,00	100,00	100,00
P100-7200	7200	100	100	100	5616,00	3600,00	100,00	100,00	100,00
P100-7300	7300	100	100	100	5694,00	3650,00	100,00	100,00	100,00
P100-7400	7400	100	100	100	5772,00	3700,00	100,00	100,00	100,00
P100-7500	7500	100	100	100	5850,00	3750,00	100,00	100,00	100,00
P100-7600	7600	100	100	100	5928,00	3800,00	100,00	100,00	100,00
P100-7700	7700	100	100	100	6006,00	3850,00	100,00	100,00	100,00
P100-7800	7800	100	100	100	6084,00	3900,00	100,00	100,00	100,00
P100-7900	7900	100	100	100	6162,00	3950,00	100,00	100,00	100,00
P100-8000	8000	100	100	100	6240,00	4000,00	100,00	100,00	100,00
P100-8100	8100	100	100	100	6318,00	4050,00	100,00	100,00	100,00
P100-8200	8200	100	100	100	6396,00	4100,00	100,00	100,00	100,00
P100-8300	8300	100	100	100	6474,00	4150,00	100,00	100,00	100,00
P100-8400	8400	100	100	100	6552,00	4200,00	100,00	100,00	100,00
P100-8500	8500	100	100	100	6630,00	4250,00	100,00	100,00	100,00
P100-8600	8600	100	100	100	6708,00	4300,00	100,00	100,00	100,00
P100-8700	8700	100	100	100	6786,00	4350,00	100,00	100,00	100,00
P100-8800	8800	100	100	100	6864,00	4400,00	100,00	100,00	100,00
P100-8900	8900	100	100	100	6942,00	4450,00	100,00	100,00	100,00
P100-9000									

Anexo 34. Lista de Tornillos

						
LISTA DE TORNILLOS						
Tipo de Tornillo	Longitud	Código	Cantidad	Tipo	Espesor de la Tapa	Total
	(mm)					
M20-Na2W-68-ASTM-A325M-18.8	60	18.8	2804	ASTM-A325M	0.25	1800.0
M20-Na2W-68-ASTM-A325M-18.8	60	18.8	2804	ASTM-A325M	0.25	65.84
M20-Na2W-90-ASTM-A325M-10.9	60	18.8	280	ASTM-A325M	0.45	11.85
M20-Na2W-90-ASTM-A325M-10.9	60	18.8	400	ASTM-A325M	0.45	136.00
M20M-50-ASTM-A325M-8.8	30	18.8	1130	ASTM-A325M	0.45	168.00
M19.1-Na2W-82.9-ASTM-A325-18.8	60	18.8	280	ASTM-A325	0.25	11.24
M19.1-Na2W-82.5-ASTM-A325-18.8	60	18.8	8804	ASTM-A325	0.25	187.10
M19.1-Na2W-76.2-ASTM-A325-18.8	70	18.8	2804	ASTM-A325	0.25	100.00
M19.1-Na2W-44.5-ASTM-A325-18.8	40	18.8	280	ASTM-A325	0.45	8.00
M12.9-N-88.3-ASTM-A325-8.8	40	18.8	3000	ASTM-A325	0.25	71.85
M12.7-Na2W-57.1-ASTM-A325-18.8	30	18.8	13700	ASTM-A325	0.25	158.00
M12.7-Na2W-44.5-ASTM-A325-18.8	40	18.8	880	ASTM-A325	0.15	8.20
M12.7-Na2W-38.1-ASTM-A325-18.8	30	18.8	13000	ASTM-A325	0.15	138.10
M12.7-Na2W-31.8-ASTM-A325-18.8	20	18.8	780	ASTM-A325	0.15	1.00
			66104			1305.20