UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID
ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS

PROYECTO FIN DE CARRERA

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE UNA CALDERA DE RECUPERACIÓN EN UNA CENTRAL DE CICLO COMBINADO

TUTOR: IGNACIO A. IRAUSQUÍN CASTRO

AUTOR: ANTONIO CAÑETE RUIZ

TITULACIÓN: INGENIERÍA INDUSTRIAL, ESPECIALIDAD EN MECANICA DE MAQUINAS Y ESTRUCTURAS
CURSO 2008/09

Dedicado a mis padres por haberme enseñado
que el esfuerzo es el camino a mis objetivos.

AGRADECIMIENTOS

A Empresarios Agrupados por la oportunidad que me ha brindado de realizar este proyecto fin de carrera en colaboración con su departamento de Ingeniería Civil. Nunca olvidare mi primera experiencia profesional.

Al departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universidad Carlos III de Madrid donde he adquirido los conocimientos técnicos necesarios para el desarrollar de mi proyecto fin de carrera.

Quiero hacer mención especial a mi tutor de la universidad, Ignacio A. Irausquín, por su dedicación y profesionalidad. Ha sido todo un placer y orgullo trabajar contigo. Tu punto de vista académico ha sido de gran ayuda.

A Mercedes Barrios, directora del departamento Civil de Empresarios Agrupados y a mi tutor de empresa, José Manuel Castello, por poner a mi disposición su experiencia y los medio de Empresarios Agrupados.

Quiero agradecer muy especialmente a mis padres que me han otorgado la posibilidad de formarme académicamente pero sobre todo por los valores que me han transmitido a lo largo de mi vida.

A mis hermanos porque su lucha personal a sido un ejemplo que me ha ayudado a seguir en los malos momentos. Gracias por haber confiado en mí.

A mis primos que saben que para mi son como mis hermanos y son un gran apoyo en mi vida.

También quería agradécele a Sara la paciencia y comprensión que ha tenido a lo largo de mis años de estudios sin pedir nada a cambio. Ahora nos toca disfrutar juntos.

No quería olvidarme de mis amigos de la Universidad que han hecho el día a día en la Escuela más sencillo, que sepáis que vuestra amistad es lo mejor que me llevo de mi etapa universitaria.

A todos mis compañeros de Empresarios Agrupados, especialmente a Javier, Sergio, Adolfo, Eduardo, Pablo y Sergio gracias por vuestra ayuda, ya sabéis que este proyecto no habría sido posible sin vosotros.

Y por ultimo a mis amigos de toda la vida, eso que me vieron empezar y ahora se sienten orgullosos de mí.

Gracias a todos
Madrid, diciembre de 2009

RESUMEN

Las centrales de ciclo combinado son plantas de generación de electricidad a partir de gas natural muy importantes en la actualidad debido a su demostrado rendimiento y probada viabilidad económica. Este proyecto se centra en el análisis de la estructura y diseño cimentación del edificio de la caldera de recuperación de la planta de ciclo combinado Montoir de la Bretagne. Para su desarrollo se utiliza el software STAAD Pro 2007 que permite modelar los elementos estructurales implicados y calcular los esfuerzos a los que están sometidos debido a las solicitaciones a los que esta sometida. Las cargas, materiales, comprobaciones y bases de cálculo que aparecen en este proyecto son consecuentes con lo recogido en la normativa de construcción aplicable en la actualidad en la Unión Europea conocida como Eurocódigo Estructural. Tras analizar la estructura de acero y diseñar la cimentación se puede asegurar la integridad estructural del edificio de la caldera de recuperación.

INDICE

LISTAS DE FIGURAS …….. x
LISTAS DE TABLAS …….. xii

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivo……. PG 1
1.1.1 Objetivos generales……... PG 1
1.1.2 Objetivos específicos……... PG 1
1.2 Localización del proyecto……. PG 1
1.3 Responsables del proyecto CC Montoir de la Bretagne PG 3
1.4 Distribuciones de la isla de potencia CC Montoir de la Bretagne…… PG 3
1.5 Situación de sector energético Frances……. PG 5

CAPITULO II FUNDAMENTO TEORICO

2.1 Centrales de Combinado…….. PG 8
2.1.1 Generalidades…….. PG 8
2.1.2 Funcionamiento de una Central de Ciclo Combinado……. PG 9
2.1.3 Aspectos positivos y limitaciones de los Ciclos Combinados…. PG 10
2.2 Normativa de aplicación…….. PG 11
2.3 Software STAAD Pro 2007……. PG 13
2.3.1 Hipotesis del programa…… PG 14
2.3.2 Ecuaciones básicas…….. PG 15
2.3.3 Métodos de resolucion de los desplazamientos……... PG 15
2.3.4 Calculo de software …… PG 15
2.4 Materiales ……... PG 16
2.4.1 Acero estructural……. PG 16
2.4.2 Hormigón…… PG 16
2.4.3 Acero de la armadura……... PG 17
2.5 Bases de calculo ……. PG 18
2.5.1 Requisitos fundamentales…… PG 18
2.5.2 Principios de calculo en estado limite …… PG 18
2.5.2.1 Generalidades…….. PG 18
2.5.2.2 Situaciones de proyecto……... PG 19
2.5.2.3 Estados límites últimos…… PG 19
2.5.2.4 Estados límites de servicio…….. PG 19
2.5.2.5 Calculo en estado limite……..... PG 20
2.5.3 Variables fundamentales……. PG 20
2.5.3.1 Acciones y condicionantes de las acciones……. PG 20
2.5.3.2 Valores característicos de las acciones…… PG 21
2.5.3.3 Valores de diseños de las acciones…….. PG 21

2.5.3.4	Acciones estáticas…….	PG 22
2.5.3.5	Acciones dinámicas……..	PG 22
2.5.5	Combinaciones de cargas……..	PG 23
2.5.5.1	Combinaciones de acciones en ELU…….	PG 23
2.5.5.2	Combinaciones de acciones de ELS…….	PG 24

CAPITULO III. ESTRUCTURA METÁLICA DE LA CALDERA DE RECUPERACIÓN

3.1	Generalidades…….....	PG 26
3.2	Estructura metálica……	PG 26
3.3	Descripción de la estructura metálica……...	PG 27
3.4	Modelo de la estructura metálica……..	PG 28
3.5	Cargas de la estructura metálica……...	PG 29
3.5.1	Cargas permanentes……..	PG 29
3.5.1.1	Peso propio de la estructura……..	PG 29
3.5.1.2	Elementos constructivos……...	PG 29
3.5.1.3	Ventiladores en cubierta……...	PG 24
3.5.1.4	Empujes hidrostaticos y de tierras……	PG 29
3.5.1.5	Acciones reologicos……..	PG 29
3.5.2	Cargas variables……	PG 30
3.5.2.1	Sobrecarga…….	PG 30
3.5.2.2	Cargas sobre la construccion…….....	PG 30
3.5.2.3	Carga de nieve……...	PG 31
3.5.2.4	Carga de viento…….	PG 31
3.5.2.5	Carga térmica……	PG 37
3.5.3	Cargas accidental……..	PG 37
3.5.3.1	Sismo…….	PG 37
3.5.4	Cargas de tuberías…….	PG 40
3.5.4.1	Pesos propios de tuberías……..	PG 40
3.5.4.2	Carga térmicas sobre las tuberías……..	PG 42
3.5.4.3	Carga de fricción sobre las tuberías…….	PG 44
3.5.4.4	Carga de viento sobre las tuberías……	PG 46
3.5.4.5	Carga de sismo sobre las tuberías…….	PG 47
3.5.4.6	Carga debido a pruebas hidraulica de las tuberia**s……**	PG 50
3.5.5	Combinaciones de carga……...	PG 50
3.5.5.1	Combinaciones de carga para estado límite último (ELU)……...	PG 51
3.5.5.2	Combinaciones de carga para estado limite de servicio……...	PG 52
3.6	Comprobaciones de la estructura metálica……...	PG 53
3.6.1	Comprobaciones estado limite último……..	PG 53
3.6.1.1	Clases de secciones……...	PG 55
3.6.1.2	Esfuerzo axil de tracción……...	PG 58
3.6.1.3	Esfuerzo axil de compresión…….	PG 58
3.6.1.4	Momento flector……	PG 59
3.6.1.5	Esfuerzo cortante……..	PG 59
3.6.1.6	Momento flector y esfuerzo cortante……	PG 60

3.6.1.7	Flexión compuesta esviada……...	PG 60
3.6.1.8	Resistencia a pandeo……	PG 61
3.6.1.9	Pandeo lateral en vigas……..	PG 63
3.6.1.10	Elementos flectados comprimidos……	PG 67
3.6.1.11	Resistencia de abolladura……..	PG 68
3.6.1.12	Pandeo de ala comprimida en el plano del alma……...	PG 72
3.6.2	Comprobaciones estado limite servicio……	PG 73
3.7	Análisis de la estructura metálica…….	PG 73
3.7.1	Análisis estado limite último……	PG 73
3.7.2	Análisis estado limite servicio……..	PG 73

CAPITULO IV. CIMENTACIÓN DE LA CALDERA DE RECUPERACION

4.1	Generalidades…….....	PG 80
4.2	La cimentación……..	PG 80
4.3	Tipos de cimentación……	PG 81
4.4	Tipologías de cimentación……	PG 81
4.4.1	Cimentación superficial……	PG 81
4.4.1.1	Zapata aislada zapata corrida y emparrillado de zapatas……..	PG 81
4.4.1.2	Placa de cimentación…….	PG 83
4.4.2	Cimentación profundas…….	PG 84
4.5	Fases del proyecto de la cimentación……	PG 85
4.6	Estudio geotecnico……	PG 85
4.7	Criterios para la selección de cimentación……	PG 86
4.8	Proyecto de la cimentación……...	PG 87
4.8.1	Decision de la tipología de cimentación……...	PG 87
4.8.2	Cargas actuantes sobre la cimentación,……	PG 89
4.8.2.1	Cargas simples……..	PG 90
4.8.2.2	Combinación de cargas…….	PG 92
4.8.3	Definición geometrica de la cimentación…….	PG 93
4.8.4	Modelo de cimentación…….	PG 95
4.8.5	Definición de esfuerzo de diseño……..	PG 97
4.8.6	Diseño de armadura a flexión……...	PG 99
4.8.6.1	Introducción……..	PG 99
4.8.6.2	Criterios de signos…….	PG 100
4.8.6.3	Calculo armadura longitudinal zona espesor 1000 mm…….....	PG 101
4.8.6.3.1	Armadura en dirección Y…….	PG 102
4.8.6.3.2	Armadura en dirección X…….	PG 103
4.8.6.4	Calculo armadura longitudinal zona espesor 1500 mm……	PG 103
4.8.6.4.1	Armadura en dirección Y…….	PG 104
4.8.6.4.2	Armadura en dirección X…….	PG 105
4.8.6.5	Calculo armadura longitudinal zona espesor 3000 mm……	PG 106
4.8.6.5.1	Armadura en dirección Y…….	PG 107
4.8.6.5.2	Armadura en dirección X…….	PG 108

4.8.7	Diseño de la armadura a cortante……..	PG 109
4.8.7.1	Calculo armadura a cortante zona espesor 1000mm…….	PG 112
4.8.7.2	Calculo armadura a cortante zona espesor 1500mm…….	PG 113
4.8.7.3	Calculo armadura a cortante zona espesor 3000mm…….	PG 116
4.8.7.4	Solucion de armadura a cortante……...	PG 118
4.8.8	Diseño de la armadura a punzonamientos……	PG 119
4.8.8.1	Introducción……..	PG 119
4.8.8.2	Descripción de placas de anclaje……..	PG 121
4.8.8.3	Calculo de armadura a punzonamiento zona espesor 1000mm…	PG 122
4.8.8.4	Calculo de armadura a punzonamiento zona espesor 1500mm…	PG 124
4.8.8.5	Calculo de armadura a punzonamiento zona espesor 3000mm...	PG 128
4.8.9	Comprobación de fisuración en la cimentación……...	PG 129
4.8.9.1	Introducción……..	PG 129
4.8.9.2	Calculo de resistencia de fisuración……..	PG 130
4.8.9.3	Comprobación de fisuración…….	PG 131

Conclusiones……..	PG 131
Recomendaciones y trabajos futuros……..	PG 133
Bibliografia……	PG 134
Anexo A Envolvente de esfuerzos de la cimentación……	PG 135
Anexo B Ratios de la estructura metálica……..	PG 160
Anexo C Planos de la estructura metálica……..	PG 182
Anexo D Planos de la caldera de recuperación……..	PG 207

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Localización de Montoir de la Bretagne en Francia
Figura 1.2 Imagen satelital de zona aledaña a la central Montoir de la Bretagne
Figura 1.3 Caldera de recuperación (HRSG) de CC Montoir de la Bretagne.
Figura 1.4 Disposición general de la isla de potencia de CC Montoir de la Bretangne
Figura 1.5 Parte de Francia en el mundo
Figura 1.6 Reparto de la generación eléctrica en Francia
Figura 2.1 Esquema típico de una central de ciclo combinado
Figura 2.2 Diagrama típico de un Ciclo combinado
Figura 3.1 Estructura metálica de la caldera de recuperación durante su montaje
Figura 3.2 Modelo de la estructura metálica de la caldera de recuperación
Figura 3.3 Representación de las carga permanente sobre la estructura
Figura 3.4 Representación de la sobrecarga y nieve sobre la estructura
Figura 3.5 Representación de las carga de viento dirección (+Z) y (–Z) sobre la estructura
Figura 3.6 Representación de las carga de viento dirección (+X) y (–X) sobre la estructura
Figura 3.7 Representación de las carga térmica sobre la estructura
Figura 3.8 Representación del espectro elástico de respuesta
Figura 3.9 Representación de las carga de tuberías sobre la estructura
Figura 3.10 Clases de secciones y su comportamiento
Figura 3.11 Diagramas cargas-desplazamientos, de una viga de dos vanos según la clase de sección
Figura 3.12 Ejes locales de las secciones
Figura 3.13 Diagrama de interacción momento-cortante
Figura 3.14 Esfuerzo axil critico elástico según coacciones
Figura 3.15 Pandeo lateral en vigas
Figura 3.16 Pandeo lateral teórico vs Pandeo lateral experimental
Figura 3.17 Coeficiente de reducción en función de la esbeltez reducida
Figura 3.18 Pandeo transversal en placas
Figura 3.19 Pandeo transversal en placas biapoyada
Figura 3.20 Curva carga- desplazamientoen placas biapoyada
Figura 3.21 Distribución real vs simplificada para abolladura
Figura 3.22 Distribución simplificada en alma de perfil
Figura 3.23 Zona de la estructura con elevación 42 m
Figura 3.24 Zona de la estructura con elevación 25.3 m
Figura 3.25 Zona de la estructura con elevación 22 m
Figura 3.26 Zona de la estructura con elevación 17 m
Figura 3.27 Cubierta de la estructura
Figura 3.28 Pórticos longitudinales de la estructura
Figura 3.29 Pórticos transversales de la estructura

Figura 4.1 Zapata aislada
Figura 4.2 Zapata corrida
Figura 4.3 Emparrillado de zapatas
Figura 4.4 Placa de cimentación
Figura 4.5 Cimentación por pilotes
Figura 4.6 Esquema para la elección del tipo de cimentación
Figura 4.7 Distribución placas anclaje de la caldera de recuperación
Figura 4.8 Sobrecarga zona losa de caldera de recuperación
Figura 4.9 Sobrecarga en la zona de la losa del rack de la caldera
Figura 4.10 Sobrecarga en la zona de losa del rack de bombas
Figura 411 Cargas caldera de recuperación
Figura 4.12 Planta de la losa de cimentación
Figura 4.13 Secciones de la losa cimentación indicadas en figura 4.12
Figura 4.14 Modelo por elementos finitos de la cimentación
Figura 4.15 Modelo de los pilotes mediante muelle
Figura 4.16 Ejes locales de elementos placas
Figura 4.17 Ejes locales de elementos placas
Figura 4.18 Ejes locales elemento placa del modelo
Figura 4.19 Ejes locales de elemento placa
Figura 4.20 Zona losa con espesor 1000mm
Figura 4.21 Diagrama de interacción armado Ø25@200mm
Figura 4.22 Diagrama de interacción armado Ø25@200mm
Figura 4.23 Zona losa con espesor 1000mm
Figura 4.24 Diagrama de interacción armado Ø32 @200mm
Figura 4.25 Diagrama de interacción armado Ø32 @200mm
Figura 4.26 Zona losa con espesor 3000mm
Figura 4.27 Diagrama de interacción armado Ø32 @150mm
Figura 4.28 Diagrama de interacción armado Ø32 @150mm
Figura 4.29. Zona cimentación de espesor 1000mm
Figura 4.30 Zona cimentación de espesor 1500mm
Figura 3.31 Refuerzo a cortante Ø16 200 x 200 m
Figura 3.32 Refuerzo a cortante Ø12 200 x 200 m
Figura 4.33 Zona cimentación de espesor 3000mm
Figura 4.34 Solucion armadura a cortante
Figura 4. 35 Valor β según posición en la losa
Figura 4.36 Definición del perímetro U1 para pilotes y placas de anclaje
Figura 4.38 Dimensiones genéricas de placas de anclajes
Figura 4.37. Armadura a cortante típica

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Valores de los coeficientes parciales de seguridad para ELU
Tabla 2.2 Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios
Tabla 3.1 Longitud de la rugosidad en función de categorías de terreno
Tabla 3.2 Tabla resumen variables para calculo de carga de viento
Tabla 3.3 Tablas velocidad viento y presión de viento en función de la altura
Tabla 3.4 Espectro elástico de respuesta
Tabla 3.5 Pesos propio Tubería vapor principa
Tabla 3.6 Pesos propio Tubería vapor caliente
Tabla 3.7 Pesos propio Tubería vapor frío
Tabla 3.8 Pesos propio Tubería de baja presión y by pass
Tabla 3.9 Pesos propio tubería de bomba IP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.10 Pesos propio Tuberías de bomba IP del sistema de descarga de agua de alimentación
Tabla 3.11 Pesos propio Tubería de bomba HP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.12 Pesos propio Tubería de bomba HP descarga del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.13 Pesos propio Tubería sistema descarga de condensado
Tabla 3.14 Cargas térmicas tubería vapor principal
Tabla 3.15 Cargas térmicas tubería vapor caliente
Tabla 3.16 Cargas térmicas tubería vapor frío
Tabla 3.17 Cargas térmicas tubería de vapor de baja presión y by pass
Tabla 3.18 Cargas térmicas tubería de bomba IP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.19 Cargas térmicas tubería de bomba IP del sistema de descarga de agua de alimentación
Tabla 3.20 Cargas térmicas tubería de bomba HP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.21 Cargas térmicas tubería de bomba HP descarga del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.22 Cargas térmicas tubería sistema descarga de condensado
Tabla 3.23 Cargas fricción tubería vapor principal de alimentación
Tabla 3.24 Cargas fricción vapor caliente
Tabla 3.25 Cargas fricción vapor frío
Tabla 3.26 Cargas fricción de vapor de baja presión y by passs
Tabla 3.27 Cargas fricción de bomba IP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.28 Cargas fricción de bomba IP del sistema de descarga de agua de alimentación
Tabla 3.29 Cargas fricción de bomba HP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.30 Cargas fricción sistema descarga de condensado
Tabla 3.31 Carga de viento tubería vapor principal
Tabla 3.32 Carga de viento tubería vapor caliente
Tabla 3.33 Carga de viento tubería vapor frío
Tabla 3.34 Carga de viento tubería de vapor de baja presión y by passs

Tabla 3.34 Carga de viento tubería de vapor de baja presión y by passs
Tabla 3.35 Carga de viento tubería de bomba IP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.36 Carga de viento tubería de bomba IP del sistema de descarga de agua de alimentación
Tabla 3.37 Carga de viento tubería de bomba HP de succión del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.38 Carga de viento tubería de bomba HP descarga del sistema de agua de alimentación
Tabla 3.39 Carga de viento tubería sistema descarga de condensado
Tabla 3.40 Carga sísmica de las tubería
Tabla 3.41 Carga de pruebas hidráulicas de las tubería
Tabla 3.42 Valores de calculo de acciones para las combinaciones de ELU
Tabla 3.44 Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios
Tabla 3.45 Relaciones anchura espesor en piezas comprimidas
Tabla 3.46 Coeficientes de imperfección
Tabla 3.47 Curva de pandeo para distintas secciones
Tabla 3.48 Coeficientes del momento equivalente
Tabla 3.49 Anchura efectiva en piezas comprimidas intermedias
Tabla 3.50 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 42 m
Tabla 3.51 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 25.3 m
Tabla 3.52 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 22 m
Tabla 3.53 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 17 m
Tabla 3.54 Desplazamientos verticales máximos en la cubierta
Tabla 3.55 Desplazamientos verticales máximos pórticos longitudinales transversales
Tabla 3.56 Desplazamientos verticales máximos pórticos transversales
Tabla 4.1. Coeficientes parciales Estado limite último
Tabla 4.2 Coeficientes parciales Estado limite servicio
Tabla 4.3 Envolvente esfuerzos cortantes zona 1000mm
Tabla 4.4 Envolvente esfuerzos cortantes zona 1500mm
Tabla 4.5 Envolvente esfuerzos cortantes zona 3000mm
Tabla 4.6 Dimensiones placas de anclajes
Tabla 4. 7 Dimensiones pilotes
Tabla 4.8 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 520 mm
Tabla 4.9 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 620 mm
Tabla 4.10 Esfuerzo de cálculo placas tipo VII zona 1000mm
Tabla 4.11 Esfuerzo de cálculo placas tipo IV zona 1000mm
Tabla 4.12 Esfuerzo de cálculo placas tipo V zona 1000mm
Tabla 4.13 Esfuerzo de cálculo placas tipo VI zona 1000mm
Tabla 4.14 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 520 mm zona 1500mm
Tabla 4.15 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 620 mm zona 1500mm
Tabla 4.16 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 720 mm zona 1500mm
Tabla 4.17 Esfuerzo de cálculo placas tipo I zona 1500mm
Tabla 4.18 Esfuerzo de cálculo placas tipo II zona 15000mm

Tabla 4.19 Esfuerzo de cálculo placas tipo III zona 1500mm
Tabla 4.20 Esfuerzo de cálculo placas tipo IV zona 15000mm
Tabla 4.21 Esfuerzo de cálculo placas tipo **V** zona 1500mm
Tabla 4.22 Esfuerzo de cálculo placas tipo VIII zona 1500mm
Tabla 4.23 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 520 mm zona 3000mm
Tabla 4.24. Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 620 mm zona 3000mm

CAPITULO I
INTRODUCCION

1.1 OBJETIVOS

Este proyecto se ha enfocado en el diseño preliminar, específicamente en términos de integridad estructural y cimentación, de la caldera de una planta energética de ciclo combinado.

El proyecto realizado pretende servir de referencia para futuros trabajos de similares características.

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

El desarrollo de este proyecto ha estado enmarcado en el siguiente *objetivo general*:

- Análisis de la estructura y diseño de la cimentación del edificio de la caldera de recuperación de una central de ciclo combinado.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para dar cumplimiento al objetivo general del proyecto ha sido necesario llevar a cabo los siguientes *objetivos específicos*:

- Obtención de información teórica relativa a las centrales de ciclo combinado y normativa estándar aplicable al diseño.
- Familiarización con el programa computacional STAAD.Pro 2007 para cálculo de estructuras.
- Análisis de la estructura metálica de la caldera de recuperación mediante el programa STAAD.Pro 2007.
- Diseño y análisis de la cimentación del edificio de la caldera de recuperación con ayuda del programa STAAD.Pro 2007.
- Conclusión acerca del proyecto realizado y recomendación para trabajos futuros.

1.2 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

La central de ciclo combinado Montoir de la Bretagne, planta de producción de energía con una capacidad de 435 MW, toma nombre de la localidad cercana del mismo nombre, perteneciente a la comunidad de Pays de la Loire, en Francia.

En la figura 1.1 se observa la situación aproximada de localidad con una vista general en el mapa de Francia y en la figura 1.2 una vista más cercana de los alrededores de la planta.

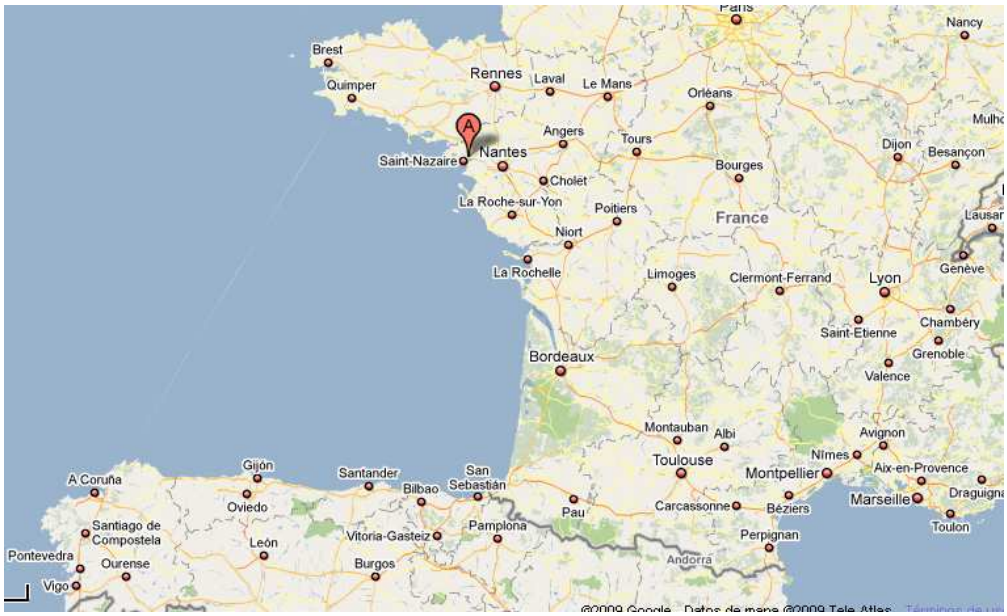


Figura 1.1 Localización de Montoir de la Bretagne en Francia

Figura 1.2 Imagen satelital de zona aledaña a la central Montoir de la Bretagne

En cuanto a la preparación del terreno, para la construcción del edificio de la caldera de recuperación, hubo que hacer un desbroce general del terreno y un movimiento de tierras. Este movimiento fue de poca envergadura, ya que el terreno era moderadamente nivelado; de modo que, el trabajo se limitó casi en exclusiva a hacer excavaciones dejando en las diferentes áreas de la parcela una altura inicial determinada por la posterior altura que tendrá el edificio.

1.3 RESPONSABLES DEL PROYECTO CC MONTOIR DE LA BRETAGNE

La central sobre la que versa este proyecto es el ciclo combinado (CC) Montoir de la Bretagne de 435 MW en Francia. Se trata de un proyecto "llave en mano" adjudicado al Grupo Técnicas Reunidas, que se ejecuta para SPEM, filial de Gaz de France. El proyecto será desarrollado en un plazo aproximado de 24 meses y se pondrá en servicio en 2010 para suministrar energía a 250.000 hogares.

Gaz de France, propietaria y futura operadora de la central, es un grupo energético francés especializado en el transporte y distribución de gas natural. Que desde la apertura de los mercados europeos de la energía, se ha convertido a sí misma en protagonista del mercado eléctrico, al haber desarrollado ofertas combinadas de suministro de gas natural-electricidad, para lo cual entre los que se encuentra la central de ciclo combinado de este proyecto.

Técnicas Reunidas pese a dedicarse a la ingeniería, diseño y construcción de todo tipo de instalaciones industriales para este proyecto subcontrata el diseño a **Empresarios Agrupados** (EA) y la construcción a una prestigiosa empresa Francesa.

Esta central esta equipada con tecnología de última generación en el sector eléctrico. Dentro de la tecnología fundamental del proceso caben destacar tres (3) equipos sobre el resto de los componentes de la central: la turbina de gas, la turbina de vapor y la caldera de recuperación.

Las turbinas son suministradas por la empresa **General Electric** que es uno de los fabricantes a nivel mundial más importantes de todo tipo de tecnología para la generación de energía eléctrica (turbinas, generadores, centrales nucleares de nueva generación, etc). Para este proyecto suministrará una turbina de gas modelo 9FA y una turbina de vapor modelo A15**,** para el uso de la planta como ciclo combinado.

La caldera de recuperación (HRSG: *Heat Recovery Steam Generator*) es fabricada e instalada por **Doosan Heavy Industries & Construction Co., Ltd.** En la figura 1.3 se observa una perspectiva de dicha caldera.

Para obtener más detalles sobre la caldera horizontal de recuperación se puede consultar el anexo "Planos de la caldera de Recuperación". Esta memoria procura precisamente dar una visión general de los trabajos de ingeniería estructural que se desarrollan en torno a la caldera de recuperación de calor.

1.4 DISTRIBUCIÓN DE LA ISLA DE POTENCIA CC MONTOIR DE LA BRETAGNE

Aunque este proyecto se limita al estudio del edificio de la caldera de recuperación y su cimentación, la planta esta formada por una gran cantidad de edificios y estructuras.

Figura 1.3 Caldera de recuperación (HRSG) de CC Montoir de la Bretagne.

En la figura 1.4 se aprecian esquemáticamente los principales edificios de la zona de la planta en la que se genera propiamente la energía, conocida como isla de potencia.

- *Edificio Turbina.*

  Este edificio aparece identificado en el siguiente croquis con el numero 1. En el se encuentran la turbina de vapor y la turbina de gas.

- *Edificio eléctrico y de control.*

  Edificio donde se encuentran todas la maquinas de gestion y procesado de la electricidad generada en la central. Con la numeración

- *Edificio caldera (HRSG) y Feed water Pump Building.*

  Este edificio aparece identificado en el siguiente croquis con el número 1 y 5. En el se encuentran la caldera de recuperación, las bombas de alimentación y la chimenea es el edificio de estudio en este proyecto.

- *Edificio de la caldera auxiliar*

  Cuya misión es de suministrar vapor auxiliar a los consumidores de cualquier unidad cuando la caldera de recuperación de calor esté indisponible y durante arranques y paradas. Este edificio aparece identificado en el siguiente croquis con el numero 26.

- *Sistema de dosificación química*

Su función consiste en mantener las propiedades del agua del ciclo entre ciertos valores para proteger los equipos principales, calderas, turbina de vapor y otros equipos asociados al ciclo. Identificada con el numero 28.

- *Pipe Rack*

Estructura metálica para la soportar las tuberías principales del proceso. Identificada con el numero 28.

- *Sistema contra incendios*

Para posibles accidentes. Identificada con el numero 23.

- *Transformadores*

La central dispone de tres transformadores principales para elevar la tensión de salida del generador hasta la tensión requerida para su conexión a la red nacional de transporte y de dos transformadores de auxiliares. Identificada con el numero 60.

1.5 SITUACIÓN DE SECTOR ENERGÉTICO FRANCES

La población francesa aproximada es de 62 millones de habitantes representa el 1% de la población mundial; la superficie del país (544 000 km^2) corresponde al 0,1% de las tierras emergidas. Su producto interno bruto (1,710 billones de euros en 2005) contribuye en un 3,3% al PIB mundial; su consumo de energía primaria (275 Mtep: millones de toneladas equivalente petróleo) constituye aproximadamente el 2,5% del aprovisionamiento energético mundial; pero sus reservas fósiles (23 Mtep) sólo representan el 0,01% de las reservas probadas mundiales. Todos estos datos se representan en la figura 1.5

Francia es pobre en recursos energéticos, al contrario de otros países europeos que cuentan con materias primas (carbón, en el caso de Alemania y España; petróleo, gas y carbón en el Reino Unido, gas en los Países Bajos, energía hidráulica en Suiza, etc.).

Para garantizar un aprovisionamiento seguro de energía, la política energética francesa ha privilegiado el desarrollo de una oferta energética nacional, que incluye la energía nuclear como pilar fundamental en su estrategia energética. Como se refleja en la Figura 1.6 Francia cubre gran parte de la demanda de electricidad con las centrales nucleares.

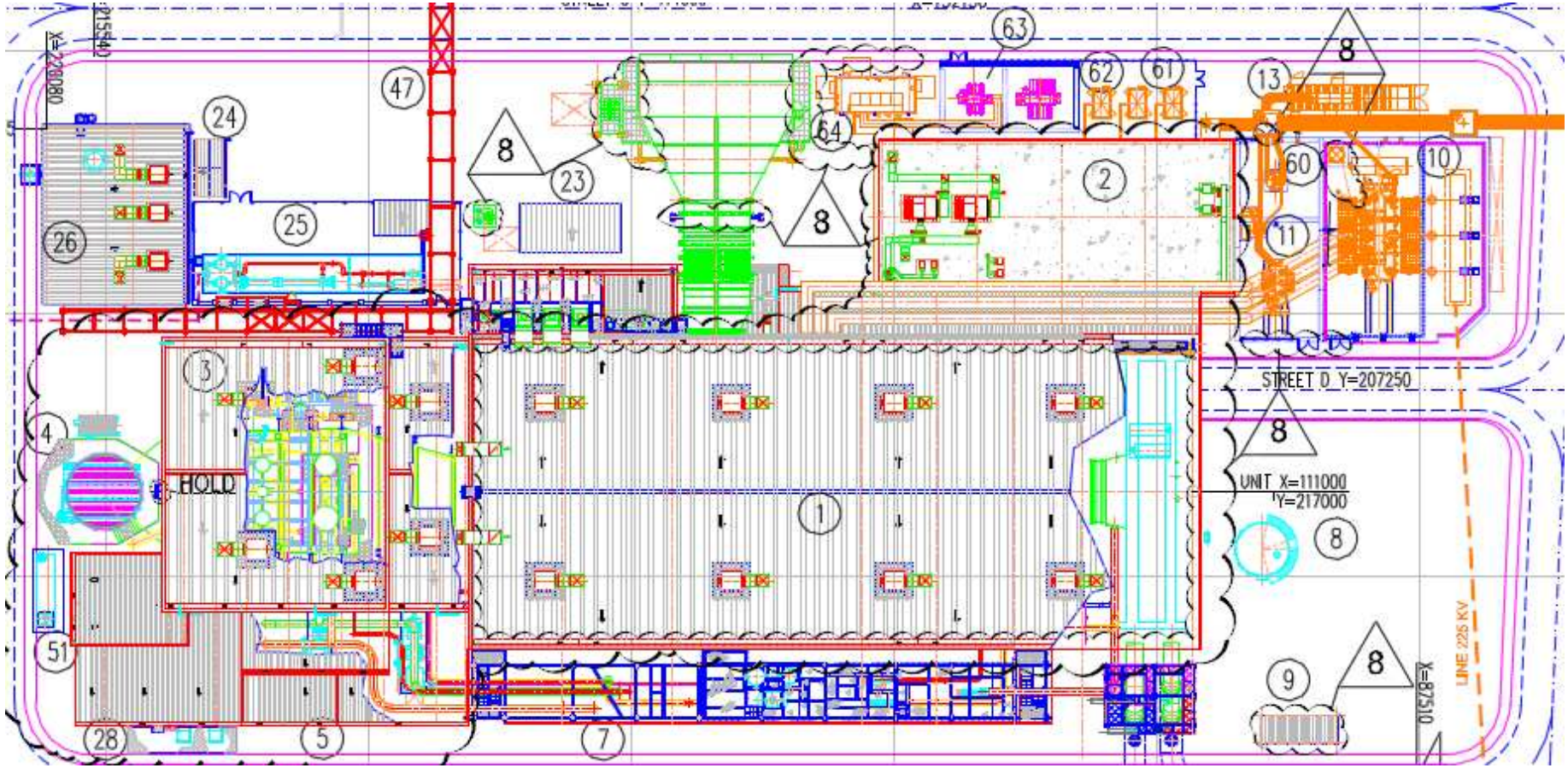


Figura 1.4 Disposición general de la isla de potencia de planta de ciclo combinado Montoir de la Bretagne

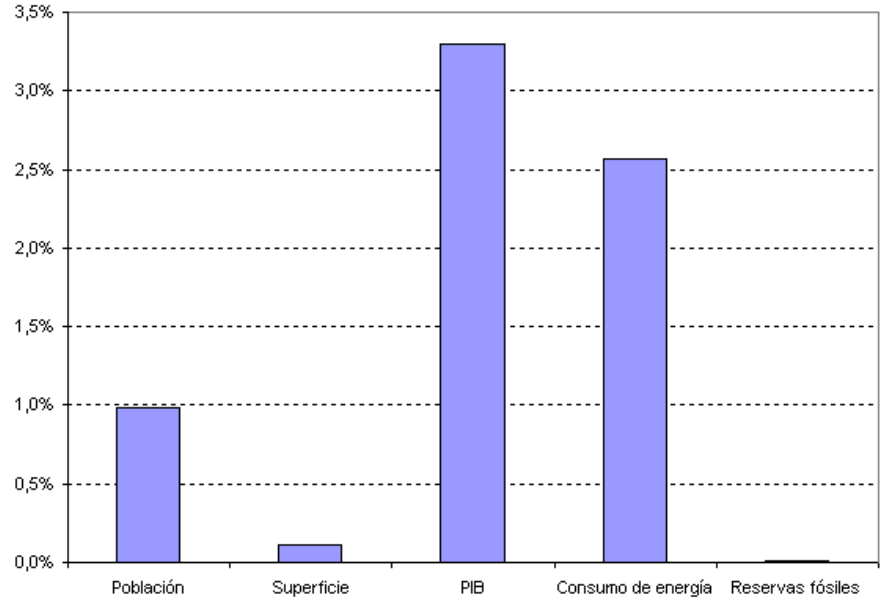


Figura 1.5 Situación de Francia en el mundo (%)

A pesar de lo anterior, Francia diversifica su sector energético de la siguiente forma para evitar riesgos. Como se puede observar en la Figura 1.7 el gas natural, combustible para la centrales de ciclo combinado (aunque como combustible de emergencia se puede usar el gasoil) supone el 15% cubre el 15% del reparto energético de Francia.

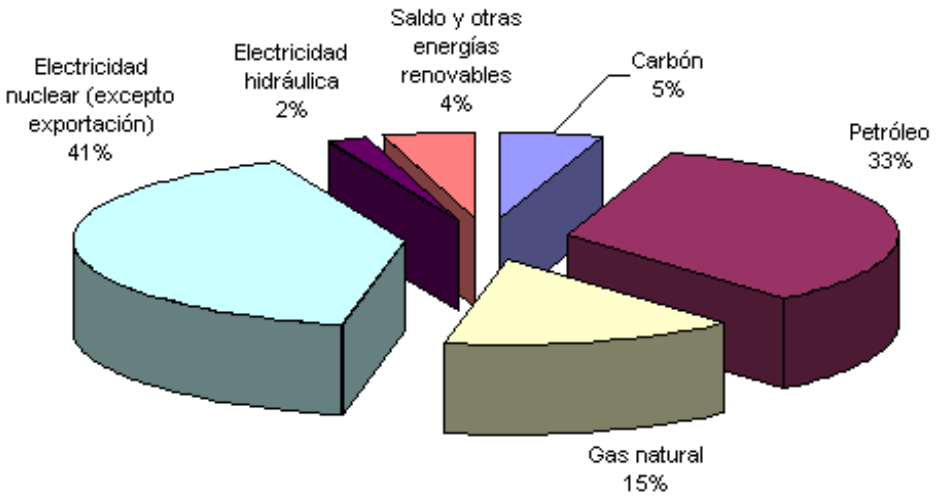


Figura 1.6 Reparto de la generación eléctrica en Francia

CAPITULO II
FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 CENTRALES DE CICLO COMBINADO

2.1.1 GENERALIDADES

Una central de ciclo combinado es una planta de producción de energía que se base en el acoplamiento de dos ciclos termodinámicos diferentes, uno de turbina de vapor y otro de turbina de gas. El calor no utilizado por uno de los ciclos se emplea como fuente de calor del otro. De esta forma los gases calientes de escape del ciclo de turbinas de gas entregan la energía necesaria para el funcionamiento del ciclo de vapor acoplado. Esta configuración permite un empleo muy eficiente del combustible. La energía obtenida en estas instalaciones será utilizada para la generación eléctrica.

La figura 2.1 muestra un esquema típico de una central de ciclo combinado. La central detallada en el diagrama consta de una turbina de gas y una de vapor, con un eje coaxial, pero existen multitud de disposiciones alternativas.

Figura 2.1 Esquema típico de una central de ciclo combinado

2.1.2 FUNCIONAMIENTO DE UNA CENTRAL DE CICLO COMBINADO

En la figura 2.2 se muestra un esquema simplificado del arreglo típico de un ciclo combinado para generación de energía eléctrica, de única presión.

El aire aspirado desde el ambiente ingresa al turbo grupo del ciclo de gas, es comprimido por un compresor, a continuación se mezcla con el combustible en la cámara de combustión para su quemado. En esta cámara el combustible ingresa atomizado. Los gases de combustión calientes se expanden luego, en la turbina de gas proporcionando el trabajo para la operación del compresor y del generador eléctrico asociado al ciclo de gas.

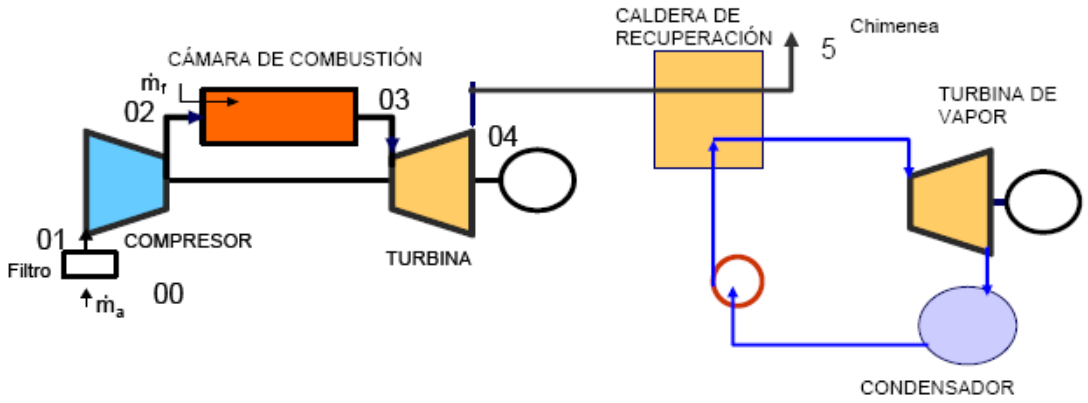


Figura 2.2 Diagrama típico de un Ciclo Combinado

Los gases de escape calientes salientes de la turbina de gas ingresan a la caldera de recuperación. En esta caldera de recuperación se produce el intercambio de calor entre los gases calientes de escape y el agua a alta presión del ciclo de vapor; es decir, el aprovechamiento del calor de los gases de escape llevando su temperatura al valor más bajo posible. Los gases enfriados son descargados a la atmósfera a través de una chimenea. En relación con el ciclo de vapor, el agua proveniente del condensador se acumula en un tanque de alimentación desde donde se envía a distintos calderines de alimentación de intercambiadores de calor de la caldera de recuperación, según se trate de ciclos combinados de una o más presiones.

En la caldera de recuperación el agua pasa por tres sectores:

1) El economizador, que simplemente eleva ligeramente la temperatura del agua, tratando de recuperar algo de calor de los gases de escape.

2) El sector de evaporación, situado en la zona central de la caldera, produce la evaporación.

3) El sector de sobrecalentamiento, que hace que el vapor adquiera un mayor nivel energético, aumente su entalpía, aumentando su temperatura. Está situado en la zona más próxima al escape de la turbina, donde la temperatura es más alta (600 ºC o más).

El vapor producido se expande luego en una turbina de vapor. El vapor pierde su energía y se vuelve a condensar en el condensador, a presión inferior a la atmosférica.

La unión de los dos ciclos, la turbina de gas y la de vapor, permite producir más energía que un ciclo abierto y, por supuesto, con un rendimiento energético mayor, pues aprovecha el calor que se tiraría a la atmósfera a través de la chimenea. De esta forma, el rendimiento supera el 55 %, cuando una turbina de gas rara vez supera el 40 %, los valores normales están entorno al 35 %

2.1.3 ASPECTOS POSITIVOS Y LIMITACIONES DE LOS CICLOS COMBINADOS

Además de la flexibilidad de utilización, para generación de energía eléctrica este tipo de configuración permite la conversión o "*repowering*" de instalaciones térmicas con turbinas de vapor con el consiguiente aumento de la eficiencia integral de las mismas.

Los fabricantes de turbinas de gas y plantas de ciclo combinado indican las siguientes razones para justificar el mayor uso de los mismos:

1) Disponibilidad de grandes volúmenes de gas natural.
2) Posibilidad de uso de otros combustibles, diesel, carbón gasificado, etc., con rendimientos elevados pero con limitaciones en el funcionamiento de los quemadores. El diseño se optimiza para gas natural.
3) Elevados rendimientos con buen factor de carga.
4) Bajo impacto ambiental en relación con las emisiones de óxidos de nitrógeno (NOx) y menor eliminación de calor al medio ambiente.
5) Menores requerimientos de refrigeración respecto a una central convencional de igual potencia.
6) Bajos costos de capital y cortos plazos de entrega de las plantas, para los niveles de eficiencia obtenidos.
7) Ventajas asociadas a la estandarización de componentes, con la simplificación de su montaje y mantenimiento.

El rendimiento de los ciclos combinados nuevos que operan en la actualidad es del orden del 57 %. Este valor supera a los rendimientos de los ciclos abiertos de turbinas de gas y de los de vapor que trabajan en forma independiente.

Una de las limitaciones que imponen los materiales y las temperaturas de trabajo asociadas, a los equipos y componentes del circuito de los gases de combustión, son los esfuerzos térmicos que aparecen cuando estos ciclos se operan en forma intermitente o "se ciclan". Estos esfuerzos son mayores que los que se producen en operación continua, ya que cuando se efectúa el ciclado los transitorios de arranque y parada son mucho más frecuentes. En estos transitorios se produce fatiga termomecánica de los metales base. Tanto este tipo de paradas como las de emergencia afectan fuertemente la vida útil de la turbina, ya que en este aspecto cada arranque equivale a aproximadamente veinte horas de operación en régimen continuo y cada parada de emergencia equivale a diez arranques normales (unas doscientas horas de funcionamiento).

Por otra parte se ha comprobado que aún en condiciones normales de operación mucho de los componentes del citado circuito de gases de combustión no alcanzan el tiempo de vida útil previsto. Por ejemplo los álabes de la turbina de gas presentan frecuentemente fallas antes de cumplir la vida útil establecida en el diseño.

Otra limitación de estos ciclos es la respuesta de la turbina de gas de acuerdo con las condiciones ambientales. Así en días calurosos la turbina trabaja con menor eficiencia que en los días fríos. Una turbina de gas que se opera con una temperatura ambiente de 0 ºC produce alrededor del 15 % más de energía eléctrica que la misma máquina a unos 300 ºC. Así mismo, los climas secos favorecen la eficiencia de estos equipos. Por estas razones las eficiencias nominales expresan los resultados de los cálculos de potencia basados en condiciones ambientales normalizadas ISO (15ºC, 1,013 bar. y 60% de humedad relativa).

En lo que respecta a la contaminación ambiental, los combustores de baja emisión de NO_x fueron uno de los más importantes logros en la tecnología de las turbinas de gas. No obstante implican la limitación de tener mayor inestabilidad de llama que los de difusión convencionales por la necesidad de usar mezclas aire-combustible más pobres. La oscilación de la llama puede producir vibraciones y ruido inaceptables y además afectar la vida útil y la fiabilidad operativa de la turbina de gas.

2.2 NORMATIVA DE APLICACIÓN

Como se ha indicado previamente (Capítulo I), la central de ciclo combinado, Montoir de la Bretagne, se sitúa en la localidad de Montoir de la Bretagne Francia. Para la realización de la construcción es necesario el cumplimiento riguroso de la normativa vigente del país de ejecución de la obra.

Dentro del actual marco Europeo se tratan de unificar los criterios de diseño y construcción de edificios en todos los países miembro de la Unión Europea, de esta forma se evita la disparidad de criterios entre las diversas normativas que estaban vigentes en cada país, facilitando así que las empresas del ámbito europeo puedan construir en cualquier lugar del mismo sin necesidad de variar sus criterios de diseño, mejorando de esta manera la competencia.

En 1975, la Comisión Europea decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basándose en el artículo 95 del tratado fundacional de Roma. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas entre todos los países miembro.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de construcciones que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados miembro y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con ayuda de un Comité Director con representantes de todos los Estados Miembro, supervisó el desarrollo del programa Diseño de la estructura del edificio eléctrico y de control de una central térmica de ciclo combinado de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos

europeos. Sin embargo, los estados miembro decidieron en 1989 transferir a un Comité Técnico Externo (denominado CEN/TC 250) la preparación y publicación final de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de Norma Europea (EN), que es la que actualmente ostentan. Durante una primera etapa, la nueva normativa era meramente informativa y estaba abierta a cualquier tipo de modificación, pero tras unos años de vigencia simultánea con las normativas de los países, algunos de ellos empiezan a ser de obligado cumplimiento en proyectos de nueva construcción.

Existen diez (10) Eurocódigos Estructurales, cuyo nombre coincide con el año de su primera publicación, y cada uno de ellos está compuesto por diversas partes:

EN 1990 Eurocódigo: Bases para el cálculo de estructuras

EN 1991 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

EN 1992 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras en hormigón

EN 1993 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero

EN 1994 Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas

EN 1995 Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera

EN 1996 Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica

EN 1997 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico

EN 1998 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes

EN 1999 Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio

En cada país miembro, las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán tanto el texto completo de la normativa (incluyendo los anexos), tal y como se publica por el CEN, como un anexo nacional. Este anexo nacional únicamente puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción en función del lugar donde se vaya a ejecutar el proyecto de edificación o de obra civil, y se denominan Parámetros de Determinación Nacional.

Para este proyecto se han utilizado las siguientes normativas:

- EC. EN 1990: 2002. Eurocódigos: Bases de cálculo de estructuras.
- EC1. ENV 1991-1-4: 2004. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4. Acciones de viento.
- EC1. ENV 1991-1-5: 2003. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-5. Acciones térmicas.
- EC2. ENV 1992-1. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.
- EC3. ENV 1993-1-1. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
- EC8. ENV 1998-1-1. Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-1: Reglas generales.

2.3 SOFTWARE STAAD PRO 2007

Los cálculos que conlleva la realización de este proyecto deben realizarse empleando modelos estructurales apropiados que contengan las variables implicadas. Los modelos estructurales seleccionados deben ser adecuados para predecir el comportamiento estructural con un nivel aceptable de precisión. Para la realización de los modelos de este proyecto se ha utilizado el software de cálculo STAAD Pro 2007.

El STAAD Pro 2007 es un programa comercial de análisis y diseño de estructuras desarrollado por la empresa Research Engineers. Es una herramienta muy utilizada en todo el ámbito de la construcción y la ingeniería civil por su gran potencia de cálculo y su gran versatilidad.

Una de las características más interesantes es que permite dimensionar las estructuras de acuerdo a las numerosas normativas de construcción que se aplican en todo el mundo, incluyendo las normativas de países como Estados Unidos (ASIC y ACI), España, Gran Bretaña, Canadá, Francia Alemania, China, Japón, etc.

Tiene la posibilidad de trabajar con cualquier tipo de material constructivo, desde los más habituales (como el acero o el hormigón) hasta el que quiera u ocurra, ya que en todo momento se pueden definir unas propiedades físicas específicas y asignarlas a la geometría que se haya creado. Incluye además una base de datos muy completa de perfiles comerciales empleados habitualmente en todo el mundo.

El programa posee los siguientes métodos de análisis de estructuras:

I. Análisis basado en el método de rigidez / Análisis lineal estático.

II. Análisis estático de segundo orden.
- Análisis P-Delta
- Análisis de imperfecciones
- Apoyos múltiples en forma de muelles lineales
- Elementos/Muelles sometidos a tensión o compresión unidireccional
- Análisis no lineal de cordones y cables

III. Análisis dinámico.
- Historial temporal
- Espectros de respuesta
- Estados estáticos/armónicos

Para este proyecto se utiliza únicamente el módulo de análisis lineal basado en el método de rigidez. Ésta forma de análisis de estructuras utiliza el método de cálculo de la matriz desplazamiento, en el cual primeramente se transforma la estructura real en una serie idealizada de elementos estructurales discretos ensamblados entre sí (los elementos pueden ser tanto barras como elementos finitos, los cuales se emplean cuando se quieren modelizar placas, etc.).

Otra de las ventajas de este programa es su facilidad de uso, ya que permite crear estructuras “a priori” muy complicadas de una manera muy intuitiva, mediante su

descomposición en elementos simples tales como vigas, sólidas o placas, que interactúen entre sí.

Cada uno de los elementos que forman la estructura tiene definidos unos determinados desplazamientos, de manera que sean compatibles con el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de desplazamientos en las uniones.

Los sistemas estructurales tales como losas, placas, zapatas con vigas de atado, que transmiten cargas en dos direcciones, deben ser discretizados en forma de elementos finitos de tres o cuatro nodos conectados entre sí a través de los nodos de sus extremos. Las cargas pueden ser aplicadas en forma de cargas distribuidas en las caras de los elementos o como cargas concentradas en las uniones. Tanto los efectos de las tensiones superficiales como los procedentes de la flexión de las placas serán tenidos en cuenta en el análisis.

2.3.1 HIPÓTESIS DEL PROGRAMA

El STAAD Pro 2007 realiza las siguientes hipótesis para el cálculo de las matrices necesarias en el análisis lineal completo de la estructura:

a) La estructura se idealiza como un conjunto de vigas, placas y elementos sólidos unidos entre sí (ensamblados) por sus vértices (nodos). Los elementos montados se cargan y reaccionan por efecto de una serie de cargas concentradas que actúan en los nodos. Estas cargas pueden ser tanto fuerzas como momentos, y pueden actuar en cualquier dirección que se especifique.

b) Un elemento viga es un elemento estructural longitudinal de sección constante y con doble simetría (o casi) a lo largo su eje longitudinal. Este tipo de elementos siempre transmiten esfuerzos axiles, aunque también pueden estar sometidos a cortantes y flectores en dos planos arbitrarios perpendiculares entre sí, además de la posibilidad de que también lo estén a torsión.

c) Un elemento placa es un elemento formado por 3-4 nodos situados en el mismo plano y puede tener espesor variable. Un elemento sólido es un elemento en tres dimensiones formado por un conjunto de 4-8 nodos.

d) Las cargas internas y externas que actúan sobre cada nodo están en equilibrio. Si se definen las propiedades a flexión y/o torsión para una viga cualquiera, el programa considerará seis grados de libertad en cada uno de los nodos (tres de traslación y otros tres de rotación). Por el contrario, si se define el elemento como un cable o un cordón (capaces de transmitir únicamente esfuerzos axiles), el programa se limitará a definirles sólo tres grados de libertad por cada nodo (los tres de traslación).

e) El programa define dos tipos de sistemas de coordenadas para la generación de las matrices requeridas, refiriéndose a ellos como sistemas de coordenadas local y global.

2.3.2 ECUACIONES BÁSICAS

La matriz de rigidez de la estructura completa se obtiene sumando sistemáticamente las contribuciones de las rigideces de los múltiples elementos de la estructura. Las cargas externas que actúan sobre la estructura se representan como cargas discretas concentradas que actúan únicamente sobre los nodos de la estructura.

La matriz de rigidez de la estructura relaciona dichas cargas a los desplazamientos de los nodos mediante la siguiente ecuación:

$$A_j = a_j + S_j D_j$$

Esta formulación incluye todas las uniones de la estructura, tanto si tienen liberados los desplazamientos como si los tienen restringidos por coacciones en sus apoyos.

Todas aquellas componentes de los desplazamientos en las uniones que tengan libertad de movimientos se denominan grados de libertad, y el número total de éstos determina el número de incógnitas que deberán resolverse mediante el análisis.

2.3.3 MÉTODO DE RESOLUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Existen numerosos métodos para resolver dicho sistema de ecuaciones y calcular los desplazamientos incógnita, pero existe una aproximación que es particularmente útil para el análisis estructural, y que se denomina método de descomposición. Éste es el método que utiliza el STAAD Pro 2007 y consiste en que, como las matrices de rigidez de todas las estructuras linealmente elásticas son simétricas, se utiliza una forma de descomposición de matrices especialmente eficiente para todos los problemas de este tipo que se denomina Método Modificado de Cholesky.

2.3.4 CALCULO DEL SOFTWARE

Como el edificio ha sido dimensionado con base a la normativa europea, las hipótesis de cálculo a emplear están de acuerdo con el apartado 5.2.2 del Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Se ha realizado un modelo tridimensional del edificio mediante vigas unidas por nodos rígidos (utilizando las hipótesis del programa que se han detallado anteriormente), existiendo compatibilidad de deformaciones.

Se utilizan también las hipótesis habituales de elasticidad lineal:

- Proporcionalidad entre tensiones y deformaciones.
- Compatibilidad de los elementos estructurales.
- Equilibrio local y global de cada una de las partes de la estructura.

Con éstas calculan los esfuerzos y las deformaciones a las que se ve sometida la estructura por la acción de las cargas elementales y las combinaciones que se indicarán mas adelante. A partir de ellos el programa permite realizar todas las comprobaciones (locales y globales) detalladas en la normativa y que son obligatorias para el dimensionado correcto de la estructura.

2.4 MATERIALES

Para la realización del cálculo es necesario definir los materiales de construcción, así como sus propiedades, ya que son pieza básica que condicionaran los resultados y el estudio de los mismos. Se mencionan a continuación los materiales utilizados.

2.4.1 ACERO ESTRUCTURAL

Como valor característico del acero estructural que se utiliza tanto en perfiles laminados como en vigas armadas, chapas y otros, es el S275 JR. Para este acero se consideran las siguientes propiedades:

1	Límite elástico mínimo garantizado:	f_{yk} = 275 MPa
2	Módulo de elasticidad:	E = $2{,}1 \cdot 10^5$ MPa
3	Peso específico:	ρ = 78,5 kN/m^3
4	Coeficiente de Poisson:	ν = 0,30
5	Coeficiente de dilatación térmica:	$\alpha = 1{,}2 \cdot 10^{-5}$ $^oC^{-1}$
6	Módulo de elasticidad transversal:	G= $8{,}1 \cdot 10^4$ MPa

La resistencia de cálculo del acero estructural empleada en los cálculos viene fijada por la expresión:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

donde γ_M es el coeficiente de minoración de la resistencia del acero, que se toma como γ_M = 1,1 para los aceros con límite elástico mínimo garantizado.

2.4.2 HORMIGÓN

Se consideran los siguientes dos tipos de hormigón, en función del elemento estructural del que forman parte y del tipo de ambiente al que están sometidos:

1. Hormigón en masa: a utilizar como hormigón de limpieza, con resistencia característica a compresión f_{ck} = 20 N/mm^2
2. Hormigón a utilizar en cimentaciones con resistencia característica f_{ck} = 30 N/mm^2

Para el hormigón de la cimentación se considerarán los siguientes valores:

1. Módulo de deformación longitudinal tangente:…… ….f_{ck} = 30 N/mm^2

2 Resistencia característica a tracción:……..E_{ci}=33.500 N/mm^2

3 Peso específico del hormigón armado:……2,5 t/m^3

4 Peso específico hormigón en masa:…….2,4 t/m^3

5 Coeficiente de Poisson:……...ν=0,2

La resistencia de cálculo del hormigón empleada en los cálculos viene fijada por la expresión:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

donde γ_C = 1,5 es el coeficiente de seguridad parcial para cualquier clase de sección, de acuerdo al artículo 2.4.2.4 del Eurocódigo 2, Parte 1-1..

2.4.3 ACERO DE LA ARMADURA

El acero que se utiliza en las barras corrugadas de las armaduras del hormigón es el B500S, y ha sido escogido según el artículo 3.2 del Eurocódigo 2, Parte 1-1. Sus propiedades características son las siguientes:

1 Límite elástico característico:…….f_{yk} = 500 N/mm^2

2 Carga unitaria de rotura:……..$f_s \geq$ 550 N/mm^2

3 Módulo de deformación longitudinal:.....E = 200.000 N/mm^2

4 Alargamiento de rotura:……1,2%

5 Densidad:…….ρ = 7850 kg/m^3

Y los diámetros nominales de las barras corrugadas deben ajustarse a la siguiente serie comercial:

6-8-10-12-16-20-25-32 mm

La resistencia de cálculo de las armaduras empleada en los cálculos viene fijada por la expresión siguiente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

donde γs = 1,15 es el coeficiente reductor de seguridad para aceros con mínimo limite elástico a tracción garantizado, de acuerdo a la tabla 2.3 del artículo 3.2 del Eurocódigo 2, Parte 1-1.

2.5 BASES DE CÁLCULO

2.5.1 REQUISITOS FUNDAMENTALES

Una estructura debe proyectarse y ejecutarse de forma que, durante su vida prevista, con los niveles de fiabilidad adecuados y de manera económica:

- Sostenga todas las acciones e influencias que puedan ocurrir durante su ejecución y utilización.
- Se mantenga apta para el uso requerido.

Una estructura debe ser calculada para tener la adecuada:

- Resistencia estructural
- Aptitud al servicio
- Durabilidad

Se deben evitar ó limitar los daños potenciales mediante la elección apropiada de una o más de las siguientes medidas:

- Evitar, eliminar ó reducir los riesgos a los que pueda verse sometida la estructura.
- Seleccionar una forma estructural que tenga poca sensibilidad a los riesgos considerados.
- Seleccionar una forma estructura y un diseño que pueda sobrevivir adecuadamente a la eliminación accidental de un elemento o de una parte limitada de la estructura, ó a un daño localizado de extensión aceptable.
- Evitar en todo lo posible sistemas estructurales que puedan derrumbarse sin previo aviso.

2.5.2 PRINCIPIOS DE CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE

2.5.2.1 Generalidades

Se deben distinguir entre los Estados Límite Últimos y los Estados Límites de Servicio. La verificación de una de las dos categorías de Estados Límites puede omitirse siempre que haya suficiente información para probar que se cubren los requisitos por los relativos a la otra.

Se deben clasificar las situaciones de proyectos como persistentes, transitorios o accidentales.

2.5.2.2 Situaciones de proyecto

Se deben seleccionar las situaciones de proyecto teniendo en cuenta las circunstancias bajo las cuales la estructura debe cumplir su función. Las situaciones de proyecto se clasifican como sigue:

- Situaciones de proyecto persistentes, que se refieren a condiciones de uso normal.
- Situaciones de proyecto transitorias, que se refieren a condiciones temporales aplicables a la estructura.
- Situaciones de proyecto accidentales, que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a la estructura ó a su exposición, por ejemplo, fuego, impacto, fallos locales en miembros de la estructura…
- Situaciones de proyecto sísmicas, que se refieren a condiciones aplicables a la estructura cuando se ve sometida a episodios sísmicos.

Las situaciones de proyecto seleccionadas deben ser lo suficientemente severas y variadas como para tener en cuenta todas las condiciones que se puedan prever razonablemente, que vayan a ocurrir durante la ejecución y utilización de la estructura.

2.5.2.3 Estados Límite Últimos

Los Estados Límite Últimos se refieren a:

- La seguridad de las personas
- La seguridad de la estructura

Los Estados Límite Últimos siguientes se deben verificar cuando sea pertinente:

- Pérdida de equilibrio de la estructura o cualquier parte de ella.
- Fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura, o cualquier parte de ella, en un mecanismo, rotura, pérdida de estabilidad de la estructura o cualquier parte de ella, incluyendo los apoyos y la cimentación.
- Fallo causado por fatiga ó cualquier otro efecto que depende del tiempo.

2.5.2.4 Estados Límite de Servicio

Se pueden clasificar como estados límite de servicio los estados límites que se refieran a:

- El funcionamiento de la estructura o de los elementos estructurales bajo su uso normal.
- Comodidad de las personas.
- Apariencia de las construcciones.

La verificación de los estados límite de servicio se basan en criterios referentes a los siguientes aspectos:

- Deformaciones que afecten a la apariencia, comodidad de los usuarios o funcionamiento de la estructura.
- Vibraciones que causen incomodidades a las personas o que limiten la funcionalidad de la estructura o causen daños a los acabados o a los elementos no estructurales.
- Daños que puedan afectar adversamente a la apariencia, durabilidad o funcionamiento de la estructura.

2.5.2.5 Cálculo en estados límite

El cálculo en estados límite debe basarse en el uso de modelos estructurales y de carga para los estados límite correspondiente.

Debe verificarse que no se supera ningún estado límite cuando los valores de cálculo correspondientes son introducidos en estos modelos para:

- Las acciones
- Las propiedades de los materiales
- Los daños geométricos.

Las verificaciones se deben llevar a cabo para todas las situaciones de proyecto e hipótesis de carga relevantes.

Las situaciones de proyecto seleccionadas deben ser tomadas en consideración y las hipótesis de carga críticas identificadas

Para una verificación específica se deberán seleccionar hipótesis de carga, identificando las distribuciones de carga compatibles, los conjuntos de deformaciones y las imperfecciones que deben considerarse simultáneamente con acciones variables fijas y acciones permanentes.

Se deben tener en cuenta las posibles desviaciones con respecto a las posiciones y direcciones previstas

2.5.3 VARIABLES FUNDAMENTALES

2.5.3.1 Acciones y condicionantes ambientales

Las acciones deben clasificarse por su variación en el tiempo como sigue:

- **Acciones permanentes (G),** por ejemplo, el peso propio de la estructura, el equipo fijo y el pavimento de las carreteras, así como las acciones indirectas causadas por retracción o asientos diferenciales

- **Acciones variables (Q),** por ejemplo, las sobrecargas en forjados, vigas y cubiertas en edificios, las acciones del viento y las cargas de la nieve.

- **Acciones accidentales (A),** por ejemplo, las explosiones o el impacto de vehículos.

Las acciones deben clasificarse también:

- Por su origen, como directas o indirectas.
- Por su variación espacial, como fijas ó libres.
- Por su naturaleza y/o la respuesta estructural, como estáticas ó dinámicas.

2.5.3.2 Valores característicos de las acciones

El valor característico F_k de una acción es su valor representativo principal y debe definirse:

- Como un valor medio, un valor superior o inferior, o un valor nominal.
- En la memoria de cálculo, siempre que tenga la coherencia necesaria mediante los métodos dados por la Norma EN 1991.

El valor característico de una acción permanente debe ser estimado como sigue:

- Si la variabilidad de G puede considerarse pequeña, puede emplearse un único valor G_k
- Si la variabilidad de G no puede considerarse pequeña, se usarán dos valores, un valor superior $G_{k,sup}$ y un valor inferior $G_{k,inf}$.

Para las acciones variables, el valor característico (Q_k) debe corresponderse con:

- Un valor superior con una probabilidad prevista de no ser superado o un valor inferior con una probabilidad prevista de ser alcanzado, durante un periodo específico de referencia
- Un valor nominal, que puede especificarse en aquellos casos en que no se conozca una distribución estadística.

El valor de cálculo A_d de las acciones accidentales se deberá especificar en los proyectos individuales.

El valor de cálculo A_{Ed} de las acciones sísmicas debería estimarse a partir del valor característico A_{Ek} o especificarse en los proyectos individuales.

2.5.3.3 Valores de diseño de las acciones.

El valor de diseño F_d, de una acción F, se expresa de la siguiente manera:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{REP} = \gamma_f \cdot [\psi \cdot F_K]$$

donde: F_d : Valor de diseño de la acción

γ_f : Coeficiente de mayoración.

F_{REP} : Valor de combinación de la acción característica.

ψ : Factor de combinación, que vale 1, ψ_0, ψ_1 ó ψ_2.

F_k : Valor característico de la acción.

2.5.3.4 Acciones estáticas

La modelización de las acciones estáticas debe basarse en una elección apropiada de las relaciones fuerza/deformación entre los elementos y sus conexiones y entre los elementos y el terreno.

Las condiciones de borde a aplicar al modelo deben representar a aquellas previstas para la estructura.

Los efectos de los desplazamientos y las deformaciones deben tenerse en cuenta en el contexto de las verificaciones del estado límite último si suponen un aumento significativo de los efectos de las acciones.

Las acciones indirectas deben ser introducidas en el análisis en la siguiente forma:

- En un análisis elástico lineal, directamente o como fuerzas equivalentes.
- En un análisis no-lineal, directamente como deformaciones impuestas.

2.5.3.5 Acciones dinámicas

Los efectos de las acciones deben establecerse teniendo en cuenta todos los elementos pertinentes relevantes, sus pesos, resistencias, rigideces y características de humectación y todos los elementos no pertinentes relevantes con sus propiedades.

Las condiciones de contorno aplicadas al modelo deben ser representativas de aquellas previstas para la estructura.

Cuando sea apropiado considerar acciones dinámicas como cuasi estáticas, las partes dinámicas pueden tenerse en consideración bien sea por su inclusión en lo valores estáticos o bien por su mayoración a las acciones estáticas de coeficientes de amplificación dinámica equivalentes.

En el caso de interacción suelo-estructura, la contribución del terreno puede ser modelado mediante muelles y amortiguadores apropiados equivalentes.

Cuando sea necesario, sobre todo en caso donde el viento induce vibraciones, o con acciones sísmicas, se debe realizar un análisis modal, basado en un comportamiento lineal de la estructura. Para estructuras con regularidad geométrica, de rigidez y de masas, se puede simplificar el análisis modal para tener en cuenta sólo el modo de

vibración fundamental, y así sustituir el análisis modal por el análisis mediante fuerzas estáticas equivalentes.

Cuando las acciones dinámicas causen vibraciones de una magnitud o frecuencias que puedan superar los requisitos de aptitud al servicio, se debería llevar a cabo una verificación de los estados límite de servicio.

2.5.5 COMBINACIONES DE CARGA

2.5.5.1 Combinación de acciones en ELU

Las combinaciones que se deben considerar son las indicadas a continuación:

- Situaciones de proyecto permanentes y transitorias para comprobaciones distintas de las relativas a fatiga (combinaciones fundamentales):

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

- Situaciones de proyecto accidentales:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot G_{k,i}$$

- Situaciones de proyecto sísmicas:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{k,j} \cdot G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot G_{k,i}$$

donde: $G_{k,j}$ son los valores característicos de las acciones permanentes

$Q_{k,1}$ es el valor característico de una de las acciones variables (la dominante).

$Q_{k,1}$ son los valores característicos del resto de las acciones variables.

A_d es el valor de cálculo de la acción accidental

$\gamma_{G,j}$ es el coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes

$\gamma_{GA,j}$ es como $\gamma_{G,j}$ pero para situaciones de cálculo accidentales

$\gamma_{Q,1}$ coeficiente parcial de seguridad para acciones variables

ψ_0 = valor de la combinación $\psi_0 Q_k$

ψ_1 = valor frecuente $\psi_1 Q_k$

ψ_2 = valor cuasi-permanente $\psi_2 Q_k$

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Valores de los coeficientes parciales de seguridad para ELU

Efecto	**Acciones permanentes (γ_G)**	**Acciones variables(γ_Q)**	
		Acción variable Principal o básica	**Acción variable de acompañamiento**
Efecto favorable	1,0	-	-
Efecto desfavorable	1,35	1,5	1,5

2.5.5.2 Combinación de acciones en ELS

Las combinaciones de acciones que se definen para el estado límite de servicio son las siguientes:

- Combinación característica:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{O,i}\ Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1}\ Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\ Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}\ Q_{k,i}$$

donde los parámetros tiene el mismo significado que en el apartado anterior de combinaciones en estado límite último

En la tabla 2.2 se relacionan los valores de los ψ_0, ψ_1 y ψ_2.

Tabla 2.2 Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico			
peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico			
30 kN < peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase Norma EN 1991-1-3)*			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0,7	0,5	0,2
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados			
a alturas H > 1000 m. sobre el nivel del mar	0,7	0,5	0,2
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados			
a alturas H ≤ 1000 m. sobre el nivel del mar	0,5	0,2	0
Cargas de viento en edificios (véase Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios			
(véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA – Los valores de ψ pueden establecerse mediante los anexos nacionales			
*** Para los países que no se citan, véanse las condiciones locales correspondientes**			

CAPITULO III
ESTRUCTURA METÁLICA DE LA CALDERA DE RECUPERACIÓN

3.1 GENERALIDADES

En este capítulo se define la estructura metálica de la caldera de recuperación de la planta de ciclo combinado de Montoir de la Bretagne. Para su diseño ha sido necesario conocer los esfuerzos a la que esta sometidos por efecto de las solicitaciones. Para conocer estos esfuerzos se ha modelado la estructura mediante el programa de calculo STAAD Pro 2007. Tomando como bases de cálculo las establecidas en el Eurocódigo 3, se presentan las comprobaciones necesarias para la validación del diseño.

3.2 ESTRUCTURA METÁLICA

Se ha optado por una estructura de acero, algo muy común en los edificios de uso industrial que se construyen en la actualidad.

El acero tiene una serie de puntos a favor, muy importantes para la ejecución de este proyecto, frente al hormigón, que justifican su utilización como material constructivo para la estructura principal del edificio caldera.

- El acero es más dúctil que el hormigón, de ahí que admita mayores incursiones en el régimen inelástico (pudiendo llegar en ocasiones hasta la plastificación). Esto provoca que exista un menor peligro de rotura frágil, además de que permite disponer de una mayor capacidad de disipación de energía frente a impactos, fenómenos sísmicos.

- Es más rápida de ejecución (fundamentalmente porque no hay que esperar el tiempo de fraguado del hormigón para poder construir un nivel superior). Recordemos además que el hormigón tarda 28 días en alcanzar su resistencia a tracción característica.

- Facilita el anclaje de sistemas. Que debido a la complejidad de la estructura a calcular es un punto a tener muy en cuenta.

- Tiene más versatilidad en el posicionamiento (o en el cambio de éste) de elementos estructurales secundarios como las correas, lo que facilita el paso de tuberías y conductos, algo muy importante ya que la estructura sirve de apoyo a gran cantidad de tuberías de la caldera de recuperación.

- Es más fácil ejecutar en ella reformas y reparaciones estructurales que puedan surgir a lo largo de la vida útil del edificio.

- Aunque el acero es menos resistente que el hormigón, ante condiciones ambientales agresivas como el fuego, la normativa contra incendio vigente hace necesario paliar este déficit utilizando pinturas especiales de protección que recubre todos los elementos metálicos mejorando así su comportamiento.

3.3 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

Dentro de la estructura pueden diferenciarse dos naves. La primera conocida como cerramiento de la caldera de recuperación tiene como misión principal recubrir la caldera protegiéndola de los agentes externos. Además permite el acceso a diferentes elevaciones para el uso, control y mantenimiento de la caldera.

Adosada a la nave principal se distingue una secundaria conocida como "*feed water pump*" que además de albergar las bombas de agua alimentación de la caldera también sirve de apoyo de las tuberías del proceso de intercambio de calor entre los gases calientes de escape de la turbina de gas y el agua a presión del ciclo de vapor.

La nave principal o cerramiento de la caldera tiene una superficie rectangular con 28 metros de longitud y 24 de ancho aproximadamente, con una altura máxima de 42 metros. La nave segundaria o de *feed water pumps* una base rectangular aproximada de 36x11 metros y de altura máxima 25 metros. Ambas son solidarias considerándose como una única estructura en el cálculo.

Figura 3.1 Estructura metálica de la caldera de recuperación durante su montaje

La estructura esta formado por once pórticos longitudinales denominados T9A,T10 T11, T12 ,T13 ,T14 ,T14A ,T14B ,T14C ,T14D ,T15A y cinco pórticos transversales

denominados RA, RB, CB', CC y South View. Las dimensiones exactas del edificio (alturas, separaciones entre pórticos, etc.) aparecen definidas en el anexo "Planos de la Estructura Metálica".

3.4 MODELO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

El modelo ha sido creado y analizado utilizando el software "STAAD.Pro 2007" Copyright © 1997-2007 Research engineers, Intl.

STAAD.Pro modeliza la estructura como un conjunto de barras unidas entre sí (con las condiciones e hipótesis de cálculo que se detallados en el capitulo II). Se presenta en la figura 3.2 una imagen de la estructura de la caldera de recuperación

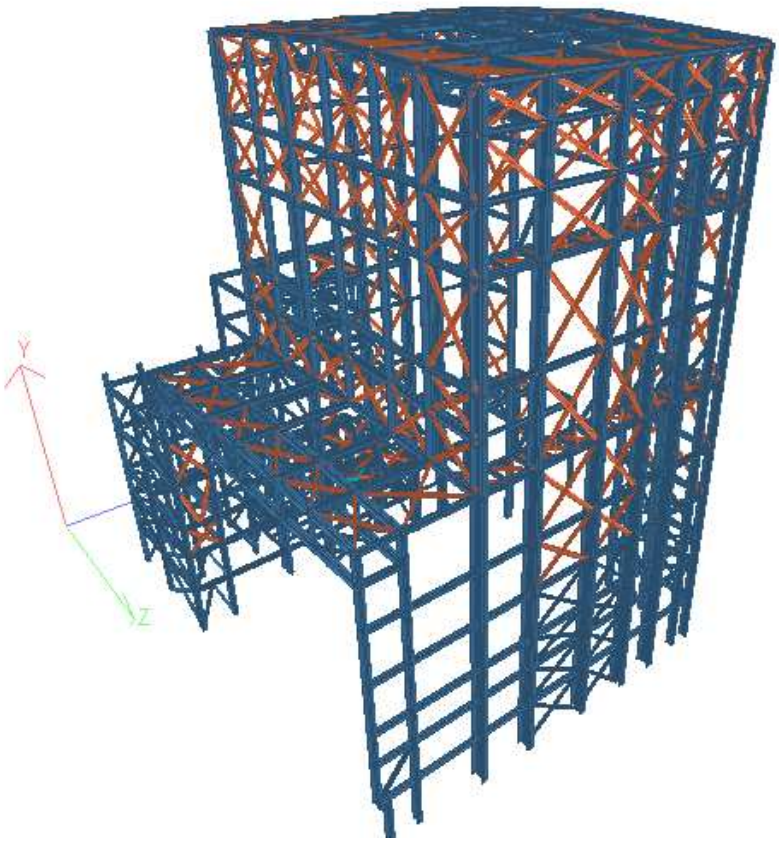


Figura 3.2 Modelo de la estructura metálica de la caldera de recuperación

La interacción suelo-estructura se modeliza como apoyos empotrados para simular las placas de anclaje que unirán la estructura con la cimentación. Para que los arriostramiento solo trabajen a tracción-compresión se liberan las coacciones Mx, My y Mz

3.5 CARGAS DE ESTRUCTURA METÁLICA

A continuación se presentan las cargas que este consideran para el estudio de del edificio de la caldera de recuperación**.**

3.5.1 CARGA PERMANENTE

Como acciones permanentes se considerarán:

3.5.1.1 Peso propio de la estructura

El peso propio de los elementos que constituyen la estructura principal se considera en el cálculo definiendo la densidad de los materiales que forman estos elementos:

- Acero 77 kN/m3

3.5.1.2 Elementos constructivos

Las cargas del resto de elementos constructivos y que su dimensionamiento están fuera del alcance de este proyecto, se introducen como sobrecargas uniformes del siguiente valor:

- Cerramiento metálico incluyendo correas que se encargan de soportar el cerramiento como 0,5 kN/m2

3.5.1.3 Ventiladores en la cubierta

La carga, que se consideran puntuales, de seis unidades de refrigeración que se encuentran en la cubierta es suministrada por el fabricante y cuyo valor es:

- Ventiladores 0,65 KN

3.5.1.4 Empujes hidrostáticos y de tierras

La estructura metálica es aérea en su totalidad, por lo que no se prevé la existencia ni de empujes hidrostáticos ni de empujes de tierras sobre la misma. Esta carga es muy importante en otro tipo de construcciones como arquetas y pozos enterrados, especialmente en la central de ciclo combinado de Montoir de la Bretagne porque el nivel freático esta a le elevación +0 debido a la cercanía al mar

3.5.1.5 Acciones reológicas

Las acciones reológicas se refieren a la pérdida de propiedades de los materiales a lo largo de su vida útil debido a fenómenos de fluencia, fatiga, etc. La estructura principal

es metálica en su totalidad y no va a estar sometida a cargas cíclicas de importancia, no se consideran efectos reológicos en el cálculo de la misma.

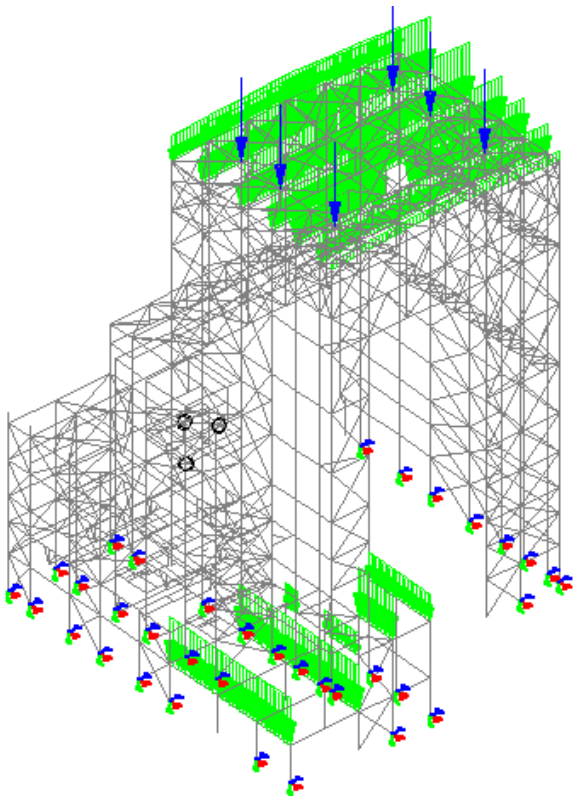


Figura 3.3 Representaciones de las cargas permanentes sobre la estructura

3.5.2 CARGA VARIABLE

Como cargas variables se considerarán:

3.5.2.1 Sobrecarga

Sobre la estructura la posición de equipos, bandejas de cables y tuberías (de menor importancia, cuyo peso constituye la sobrecarga es variable e indeterminada en general; por esta razón se sustituye su peso por una sobrecarga superficial uniforme. Estas cargas se consideran incluidas dentro de la sobrecarga de uso definida como:

- Sobrecarga en cubierta 1,50 kN/m2
- Sobrecarga en pisos 5 kN/m2

3.5.2.2 Cargas sobre la construcción

No se prevé que durante la construcción del edificio actúen cargas superiores a las sobrecargas de uso especificadas.

3.5.2.3 Carga de nieve

Debido a la localización de la central se consideran cargas de nieve como 60 kg/m2.

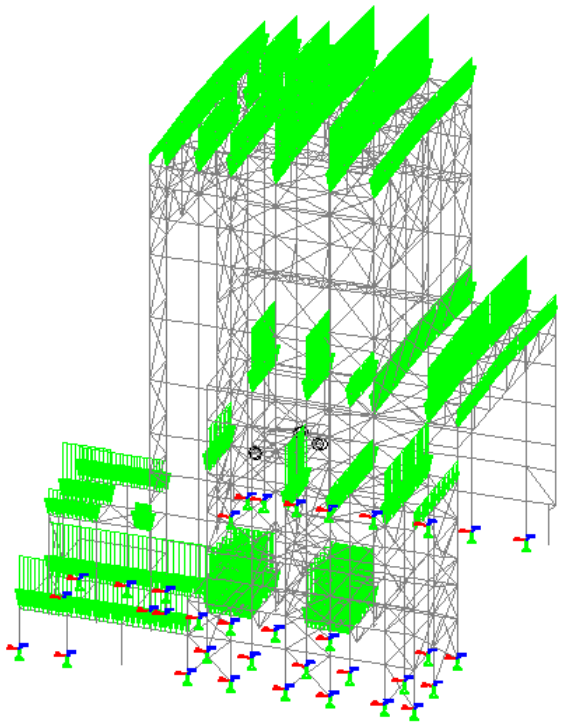


Figura 3.4 Representación de sobrecarga y carga de nieve sobre la estructura

3.5.2.4 Carga de viento

Las cargas de viento se calculan atendiendo al Eurocódigo 1: Acciones en estructuras: Parte 1-4. Acciones de viento.

Las acciones de vientos son fluctuantes en el tiempo y actúan directamente como una presión sobre las superficies externas de los cerramientos de los edificios y estructuras. Las presiones eólicas que actúan sobre las superficies de cerramiento, dan como resultado fuerzas normales a los cerramientos o a elementos estructurales.

Las cargas de viento se representan como un conjunto simplificado de presiones que representen la acción original del viento sobre la estructura. Cuyo cálculo es el objetivo de este apartado.

Tanto la velocidad del viento y como la presión eólica están compuestas por un valor medio y una componente fluctuante.

La velocidad media del viento Vm se determina a partir de la velocidad básica del viento Vb, que depende del tipo de ambiente, de la altura, de la rugosidad del terreno y de la orografía. La componente fluctuante del viento se representa por la llamada intensidad de turbulencia La velocidad básica se calcula con la expresión siguiente.

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

donde: Cdir: es el factor de dirección, que tiene en cuenta la variabilidad de la dirección del viento. Se determina conforme al anejo nacional correspondiente. Su valor recomendado de la unidad.

Cseason: es el factor de estación. Se calcula conforme al anejo nacional. Su valor recomendado es la unidad.

Vb,0: es el valor fundamental de la velocidad básica del tiempo.

El valor fundamental de la velocidad básica del viento, llamada Vb,0, que se define como la velocidad media del viento en un tiempo de 10 minutos a una altura de 10 metros, sobre un suelo de categoría II, con una probabilidad anual de ser excedida de 0.02, que corresponde con un periodo de retorno de 50 años.

El valor de Vb,0 es un dato de partida y viene expuesta en los anejos nacionales del EC-1 Parte 1-4: 2004. Cada país miembro edita sus propios mapas de velocidades de viento, a partir de mediciones experimentales.

Lógicamente, dentro de cada país, existen zonas con distintos valores fundamentales de velocidad básica del viento. Para elegir el valor apropiado de este parámetro, basta buscar en el anejo nacional, en el mapa de velocidades, la zona del emplazamiento elegido, y ver que valor le corresponde a esa zona.

La velocidad media del viento Vm(z) varia con la altura z, y esta dependencia es función de la rugosidad del terreno y de la orografía principalmente.

En función de estas variables, se puede expresar la siguiente ecuación:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b$$

donde: Cr (z): factor de rugosidad.

C0 (z): factor de orografía, que se toma con valor la unidad a menos que se especifique lo contrario.

El factor de rugosidad considera la variabilidad de la velocidad media del viento en el emplazamiento de la estructura debido a la altura sobre el nivel del suelo y la rugosidad de la superficie del suelo a barlovento de la estructura en la dirección del viento considerada.

El procedimiento recomendado para la determinación del factor de rugosidad en función de la altura, Cr(z), es el siguiente

$$\left.\begin{array}{ll} C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\dfrac{z}{z_0}\right) & \text{para} \quad z_{min} \le z \le z_{max} \\ C_r = C_r(z_{min}) & \text{para} \quad z \le z_{min} \end{array}\right\}$$

donde:

z0: es la longitud de la rugosidad.

kr: es el factor del terreno, que se calcula como sigue:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$$

donde:

zo,II: longitud de la rugosidad en terreno de categoría II

zmin: es la altura mímica definida en la tabla 3.1.

zmax: se tomará como 200 m a menos que se especifique lo contrario.

Estas categorías se definen y valores recomendados de estos valores en función de las categorías, y la descripción de cada tipo de terreno se muestran en la siguiente tabla

Tabla 3.1 Longitud de la rugosidad en función de categorías de terreno

Categoría	Descripción Terreno	Zo(m)	Zmin(m)
0	Mar abierto o zona costera expuesto a mar abierto	0.003	1
1	Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación y obstáculos despreciables.	0.01	1
2	Área con vegetación baja, como hierba y obstáculos aislados	0.05	2
3	Áreas con cobertura de vegetación uniforme o edificaciones o con obstáculos aislados	0.3	5
4	Terrenos con al menos el 15% de la superficie cubierto con edificios con altura media de 15 m.	1	10

En aquellos empla
zamientos donde la orografía del terreno incremente la velocidad del viento más de un 5%, se debe plasmar este efecto en el factor orográfico Co.Los efectos de la orografía del terreno deben ser despreciados cuando la pendiente media del terreno a barlovento es menor del 3°.

La presión causada por el viento a máxima velocidad en función de la altura qb(z), que engloba los valores medios y los fluctuantes de turbulencia, se determina como se indica a continuación

$$q_b(z) = [1 + 7 \cdot I_z(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m{}^2(z) = C_e(z) \cdot q_b$$

donde ρ, que es la densidad del viento, depende de la altitud, de la temperatura y de la presión atmosférica esperada, con un valor medio recomendado de 1,25 kg/ m3 e I(z) es la intensidad de turbulencia en función de la altura que se define como la desviación estándar de la turbulencia dividido por la velocidad media del viento.

La turbulencia del viento es la componente aleatoria, que tiene un valor medio nulo y una desviación estándar de valor σv. Esta desviación se puede determinar con la siguiente expresión:

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_l$$

donde:

kr: factor del terreno, que depende de la longitud de la rugosidad zo, que se calcula como sigue:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07}$$

Vb: velocidad básica del viento.
Kl: factor de turbulencia. Este valor se encuentra en los anejos nacionales de la normativa, y tiene un valor recomendado de 1,0.

La expresión de la normativa para la determinación de la intensidad de turbulencia es la siguiente:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_z}{V_m(z)} = \frac{k_l}{C_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0} \right)} \qquad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_z(z) = I_v(z_{min}) \qquad \text{para} \quad z < z_{min}$$

A partir de los siguientes valores seleccionados y que aparecen resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 3.2 Tablas resumen variables para calculo carga de viento

MAGNITUD	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCION
$v_{b,0}$	26.0	m/s	Valor fundamental de la velocidad del viento
c_{dir}	1.0		Factor dirección (National Annex)
c_{season}	1.0		Factor season (National Annex)
v_b	26.0	m/s	
$c_o(z)$	1.0		Factor orografico (National Annex)
Categoria Terreno	I		
z0	0.01	m	Longitud de rugosidad
$z_{0,II}$	0.05	m	Longitud de rugosidad(terreno categoría II)
z_{min}	2.00	m	Longitud minima
Kr	0.169		Factor de terreno
K_I	1.0		Factor de turbulencia
ρ	1.25	kg/m^3	Densidad del aire

Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 3.3 Tablas velocidad viento y presión de viento en función de la altura

Altura(m)	Cr(z)	Vm(z) [m/s]	Lv(z)	qb(z) [N/m^2]
1	0.778	20.236	0.217	644.907
2	0.895	23.280	0.188	786.291
3	0.963	25.062	0.175	874.371
4	1.012	26.326	0.166	939.271
5	1.051	27.306	0.160	990.987
6	1.081	28.108	0.156	1034.137
7	1.107	28.785	0.152	1071.246
8	1.129	29.372	0.149	1103.846
9	1.149	29.889	0.147	1132.964
10	1.167	30.352	0.144	1159.295
11	1.183	30.771	0.142	1183.345
12	1.198	31.153	0.141	1205.492
13	1.211	31.505	0.139	1226.027
14	1.224	31.831	0.138	1245.177
15	1.235	32.134	0.136	1263.124
16	1.246	32.417	0.135	1280.017
17	1.257	32.684	0.134	1295.976
18	1.266	32.935	0.133	1311.105
19	1.275	33.172	0.132	1325.488
20	1.284	33.398	0.131	1339.198
21	1.292	33.612	0.130	1352.298
22	1.301	33.817	0.129	1364.842
23	1.308	34.012	0.129	1376.877
24	1.315	34.199	0.128	1388.445
25	1.322	34.378	0.127	1399.581
26	1.328	34.556	0.127	1410.319
27	1.335	34.717	0.126	1420.686
Altura(m)	**Cr(z)**	**Vm(z) [m/s]**	**Lv(z)**	**qb(z) [N/m^2]**
28	1.341	34.876	0.125	1430.709
29	1.347	35.031	0.125	1440.410
30	1.353	35.179	0.124	1449.810
31	1.358	35.324	0.124	1458.929
32	1.363	35.463	0.123	1467.782
33	1.369	35.598	0.123	1476.387
34	1.374	35.729	0.122	1484.756
35	1.379	35.857	0.122	1492.904
36	1.383	35.986	0.122	1500.841
37	1.388	36.101	0.121	1508.579
38	1.393	36.218	0.121	1516.128
39	1.397	36.332	0.120	1523.498
40	1.401	36.444	0.120	1530.697
41	1.405	36.552	0.120	1537.732
42	1.409	36.658	0.119	1544.613
43	1.413	36.761	0.119	1551.345

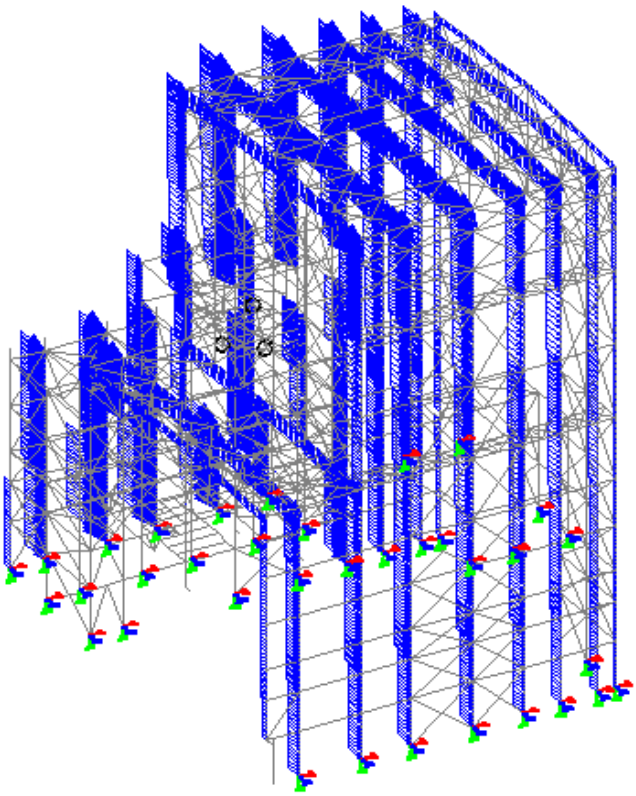


Figura 3.5 Representación de las carga de viento dirección (+Z) y (–Z) sobre la estructura

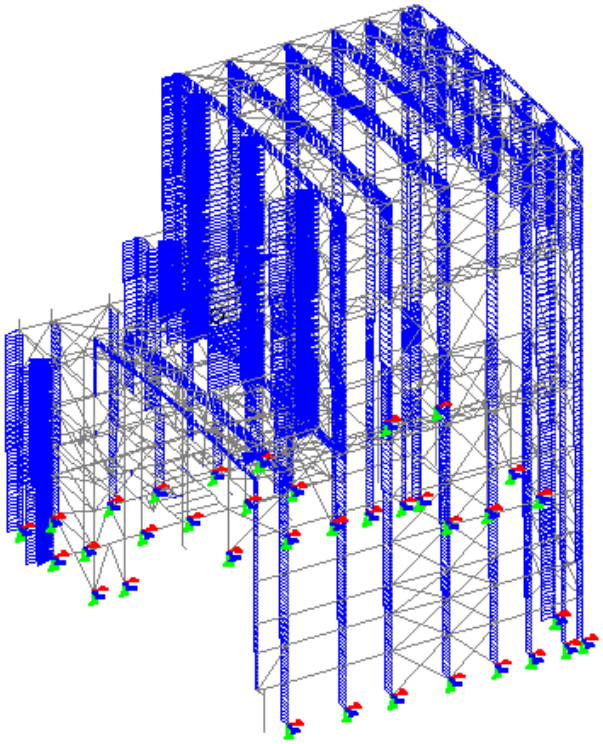


Figura 3.6 Representación de las carga vientos dirección (+X) y (–X) sobre la estructura

3.5.2.5 Carga térmica

Se considerará una carga térmica variable ±27.5 ºC, aplicable a la estructura en su totalidad por estar localizada al aire libre. Esta carga es debida a las variaciones diarias y estacionales en la temperatura del aire, la radiación solar, etc. y es de obligada aplicación en todas las estructuras expuestas directamente al aire libre.

La diferencia de temperatura varía uniformemente (ΔTu) a lo largo de cada una de las barras que conforman la estructura, produciendo dilataciones y contracciones en el material que, al encontrarse coaccionado (estructura hiperestática), generan esfuerzos que influyen en su comportamiento. Estos esfuerzos dependerán de la geometría de las secciones, la geometría de la estructura, las condiciones de contorno y obviamente, de las propiedades físicas del material considerado para la fabricación de los perfiles laminados. La carga térmica aparece representada en la figura 3.7

3.5.3 CARGA ACCIDENTAL

Como cargas accidentales únicamente se considerará la carga sísmica, no teniéndose en cuenta otras posibilidades como impactos o explosiones. Aunque en los países europeos (exceptuando Italia), la carga sísmica no suele tener una importancia muy grande en el dimensionado de estructuras la normativa obliga a considerarla adecuadamente.

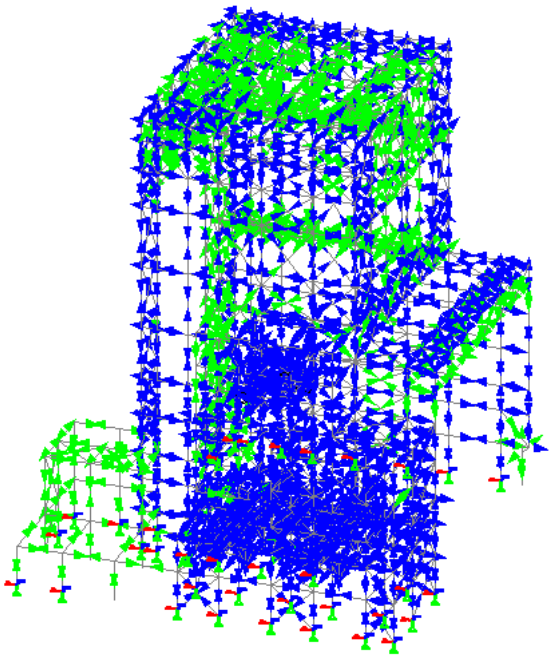


Figura 3.7 Representación de las carga térmica sobre la estructura

3.5.3.1 Sismo

El edificio de la caldera esta situado en la isla de potencia de la central, es decir, la zona de generación eléctrica de la central estado considerado como edificio de importancia especial. Se denominan así porque son todas aquellas estructuras cuya destrucción por terremoto puede interrumpir un servicio esencial o dar lugar a efectos catastróficos.

Si se conoce el sismo para el que es necesario proyectar la estructura, así como su período de retorno, y si también se conoce el período de la vida proyectada de la estructura, es posible determinar la probabilidad de que la estructura se vea sometida a ese sismo durante su vida. La evaluación de esta probabilidad consiste en la evaluación de un parámetro del peligro sísmico. Para proceder a la evaluación del peligro sísmico global se debe combinar este tipo de información con la información relativa a la probabilidad simple de colapso o malfuncionamiento de la estructura si el proyecto de ésta se ajusta a ciertos niveles y normas de resistencia y ductilidad.

Los movimientos sísmicos que se dan en un punto de la superficie son representados por el llamado espectro elástico de respuesta. La acción sísmica horizontal se describe para las dos componentes ortogonales horizontales asumidas como independientes y se representan por el mismo espectro de respuesta. La acción sísmica vertical, se describe como un porcentaje de las horizontales.

Sismos diferentes producen espectros de la respuesta distintos. No sólo los valores máximos de la aceleración del suelo (ag) diferentes producen valores del espectro máximos distintos, sino que también los acelerogramas distintos producirán formas diferentes de los espectros, incluso con el mismo valor de ag. En vista de ello, es necesario que la utilización de los espectros de la respuesta con el objeto de caracterizar un cierto episodio sísmico tenga en cuenta la influencia de algunos aspectos importantes, tales como la naturaleza y distancia de la fuente sísmica y las características del suelo.

La tabla 3.4 define el espectro de respuesta que se representa en la figura 3.8.

Tabla 3.4 Espectro elástico de respuesta

PERIODO (seg.)	ACELERACION (g)
0	0.44
0.1	0.44
0.2	0.44
0.3	0.44
0.4	0.44
0.5	0.44
0.6	0.44
0.7	0.44
0.8	0.44
0.9	0.44
1	0.41
1.1	0.38
1.2	0.36
1.3	0.34
1.4	0.33
1.5	0.31
1.6	0.3
1.7	0.29
1.8	0.27
1.9	0.27
2	0.26

PERIODO (seg.)	ACELERACION (g)
2.1	0.25
2.2	0.24
2.3	0.23
2.4	0.23
2.5	0.22
2.6	0.22
2.7	0.21
2.8	0.2
2.9	0.2
3	0.2
3.1	0.19
3.2	0.19
3.3	0.18
3.4	0.18
3.5	0.18
3.6	0.17
3.7	0.17
3.8	0.17
3.9	0.16
4	0.16
4.1	0.16
4.2	0.16
4.3	0.15
4.4	0.15
4.5	0.15
4.6	0.14
4.7	0.14
4.8	0.13
4.9	0.13
5	0.12

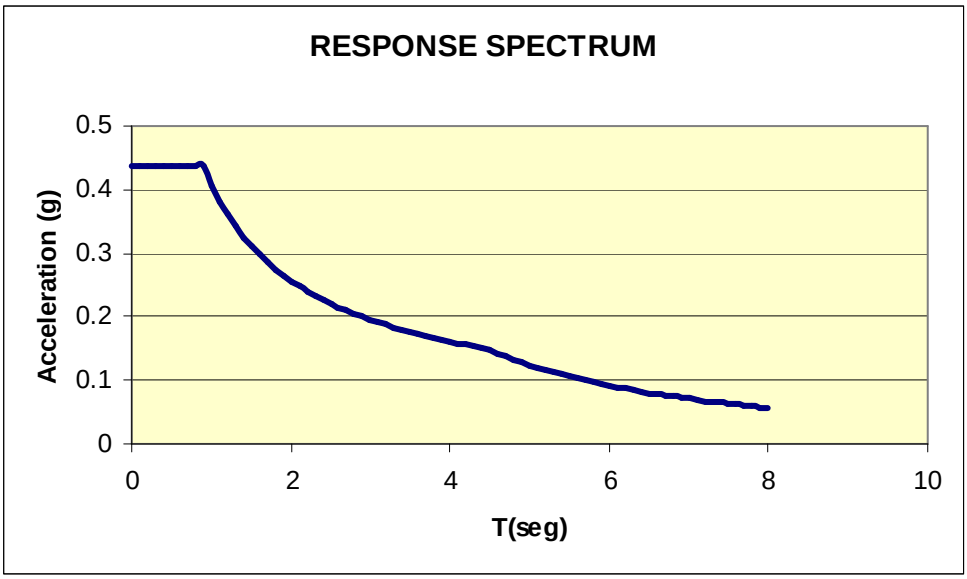


Figura 3.8 Representación del espectro elástico de respuesta

3.5.4 CARGA DE TUBERÍAS

Las tuberías que tienen acciones importantes en el cálculo de la estructura de la caldera de recuperación son las que se muestran a continuación. Para el resto de tuberías de la estructura basta con proporcionar una sobrecarga de uso, bien por unidad de superficie, bien por unidad de longitud.

Son estas tuberías las que condicionan de manera puntual en la estructura (altos momentos torsores y cortantes); por este motivo es necesario proporcionar las cargas que transmiten el soportado de estas tuberías de la estructura de la manera más precisa posible.

La tubería transmite a los soportes y por tanto a la estructura diferentes cargas debido a diferentes tipos de acciones. Se definen las siguientes cargas:

3.5.4.1 Peso propio de las tuberías

Es la carga transmitida a los soportes debido al peso de la tubería y su aislamiento. Se incluye también el peso del fluido de proceso en las condiciones normales de operación

Tabla 3.5 Pesos propio Tubería vapor principal

Apoyo	Nodo	FX (kN)	FY(kN)	FZ(kN)
11LBA10-BQ001	171		-56.351	
11LBA10-BQ002	345			3.836
11LBA10-BQ003	534		-17.279	
11LBA10-BQ004	643		-14.893	
11LBA10-BQ005	464		-23.795	
11LBA10-BQ0014	235	1.246		

Tabla 3.6 Pesos propio Tubería vapor caliente

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	274		-31.215	
***11LBB10-BQ002**	379			0.553
***11LBB10-BQ003**	247		-1.8	
***11LBB10-BQ005**	214			0.151
***11LBB10-BQ006**	274		-27.431	
***11LBB10-BQ009**	354	0.389		
***11LBB10-BQ020**	229	0.001		

Tabla 3.7 Pesos propio Tubería vapor frío

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	255		-22.513	
***11LBB10-BQ002**	225	1.36		-0.837
***11LBB10-BQ003**	247		-38.726	
***11LBB10-BQ004**	336			-0.777
***11LBB10-BQ007**	119		-43.681	
***11LBB10-BQ008**	40		-30.009	

Tabla 3.8 Pesos propio Tubería de baja presión y *bypass*

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	112		-5	
***11LBB10-BQ002**	47		-3.53	
***11LBB10-BQ003**	49		-2.725	
***11LBB10-BQ004**	336			-0.777
***11LBB10-BQ007**	119		-43.681	
***11LBB10-BQ008**	40		-30.009	

Tabla 3.9 Pesos propio tubería de bomba IP de succión del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	151		-2.708	
***11LBB10-BQ002**	180		-1.911	
***11LBB10-BQ003**	179		-4.2	
***11LBB40-BQ001**	448		-2.538	
***11LBB40-BQ002**	314	-0.005	-2.48	
***11LBB40-BQ003**	315			-0.28

Tabla 3.10 Pesos propio Tuberías de bomba IP del sistema de descarga de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB10-BQ004**	149		-1.388	
***11LAB10-BQ005**	147	-0.119	-2.418	
***11LAB10-BQ007**	194		-3.877	0.014
***11LAB20-BQ004**	375		-1.388	
***11LAB20-BQ005**	373	-0.366	-2.48	
***11LAB30-BQ001**	310		-1247	

Tabla 3.11 Pesos propio Tubería de bomba HP de succión del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB50-BQ003**	92	1.1		
***11LAB50-BQ002**	162		-13.665	
***11LAB50-BQ003**	89	-0.47		-0.02
***11LAB50-BQ004**	69		-10.005	
***11LAB60-BQ001**	391		-13.279	
***11LAB60-BQ002**	283		-10.094	

Tabla 3.12 Pesos propio Tubería de bomba HP descarga del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB50-BQ005**	74	-20.897		
***11LAB50-BQ006**	74	-20.897		
***11LAB50-BQ010**	75	1.117	-31.76	
***11LAB50-BQ011**	83		-2.23	
***11LAB50-BQ012**	150	-0.193		
***11LAB50-BQ013**	160		-4.187	-0.065

Tabla 3.13 Pesos propio Tubería sistema descarga de condensado

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAC50BQ013**	51		-11.98	
***11LAC50BQ014**	77		-5.34	
***11LAC50BQ015**	209		4.609	
***11LAC50BQ016**	329		-9.993	
***11LAC50BQ017**	431		-13.8	0.45

3.5.4.2 Carga térmica de las tuberías

Cargas transmitidas a los soportes debidos a la dilatación térmica de la tubería como consecuencia de los modos de operación. En el caso existen tres hipótesis de carga debidas a térmico definidas como thermal 1, thermal 2, thermal 3.

Tabla 3.14 Cargas térmicas tubería vapor principal

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
11LBA10-BQ001	171			5.635
11LBA10-BQ002	345			-13.221
11LBA10-BQ003	534	1.727		
11LBA10-BQ004	643	1.49		1.49
11LBA10-BQ005	464		-23.795	
11LBA10-BQ0014	235	2.38		2.38

Tabla 3.15 Cargas térmicas tubería vapor caliente

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	274		-7.149	
***11LBB10-BQ002**	379			2.605
***11LBB10-BQ003**	247			1.984
***11LBB10-BQ005**	214			-17.76
***11LBB10-BQ006**	274			1.987
***11LBB10-BQ009**	354	-47.5		
***11LBB10-BQ020**	229	62.193		

Tabla 3.16 Cargas térmicas tubería vapor frío

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	255	2.251	-22.513	
***11LBB10-BQ002**	225	112.428		-0.837
***11LBB10-BQ003**	247		-38.726	
***11LBB10-BQ004**	336			4.388
***11LBB10-BQ007**	119	4.368		4.368
***11LBB10-BQ008**	40	3.3		

Tabla 3.17 Cargas térmicas tubería de vapor de baja presión y *bypass*

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	112	0.5		0.5
***11LBB10-BQ002**	47		1.1	
***11LBB10-BQ003**	49		-1.081	
***11LBB10-BQ004**	336			-0.777
***11LBB10-BQ007**	119		-43.681	
***11LBB10-BQ008**	40		-30.009	

Tabla 3.18 Cargas térmicas tubería de bomba IP de succión del sistema de alimentación de agua

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	151		0.046	
***11LBB10-BQ002**	180		1.134	
***11LBB10-BQ003**	179		3.56	
***11LBB40-BQ001**	448		-2.538	
***11LBB40-BQ002**	314	-0.005	-2.48	

Tabla 3.19 Cargas térmicas tubería de bomba IP del sistema de descarga de agua

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB10-BQ004**	149		-2.62	
***11LAB10-BQ005**	147	-1.986	-0.481	
***11LAB10-BQ007**	194		-1.645	0.014
***11LAB20-BQ004**	375		2.275	
***11LAB20-BQ005**	373	2.274	2.261	
***11LAB30-BQ001**	310		1.328	

Tabla 3.20 Cargas térmicas tubería de bomba HP de succión del sistema de alimentación de agua

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB50-BQ003**	92	0.845		
***11LAB50-BQ003**	89	-3.294		
***11LAB60-BQ002**	283		-0.827	

Tabla 3.21 Cargas térmicas tubería de bomba HP descarga del sistema de agua

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB50-BQ010**	75	-13.777	6.764	
***11LAB50-BQ011**	83		-2.085	
***11LAB50-BQ012**	150	0.207		
***11LAB50-BQ013**	160		0.492	1.108

Tabla 3.22 Cargas térmicas tubería sistema descarga de condensado

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAC50BQ013**	51		-0.6	
***11LAC50BQ014**	77		0.623	
***11LAC50BQ015**	209		-0.319	
***11LAC50BQ016**	329		0.993	
***11LAC50BQ017**	431		-1.559	0.387

3.5.4.3 Carga fricción de las tuberías

Cargas transmitidas a los soportes debido al rozamiento de la tubería sobre ellos debido al desplazamiento térmico de la tubería o a la inclinación de los soportes colgados. Son fuerzas asociadas al peso y a un térmico determinado.

Tabla 3.23 Cargas fricción tubería vapor principal

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
11LBA10-BQ001	171			5.635
11LBA10-BQ002	345	0.938		
11LBA10-BQ003	534	1.727		
11LBA10-BQ004	643	1.49		1.49
11LBA10-BQ005	464	2.38		2.38
11LBA10-BQ0014	235		6.509	6.509

Tabla 3.24 Cargas fricción vapor caliente

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	274	3.121		3.121
***11LBB10-BQ002**	379	0.2875		0.2875
***11LBB10-BQ003**	247			1.981
***11LBB10-BQ005**	214	0.15		-17.76
***11LBB10-BQ006**	274	4.551		4.551
***11LBB10-BQ009**	354			0.389
***11LBB10-BQ020**	229	18.663		18.68

Tabla 3.25 Cargas fricción vapor frío

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	255	2.2251		
***11LBB10-BQ002**	225		0.22	
***11LBB10-BQ003**	247	4.853		3.872
***11LBB10-BQ004**	336	0.516		
***11LBB10-BQ007**	119	4.368		4.368
***11LBB10-BQ008**	40	3.3		

Tabla 3.26 Cargas fricción de vapor de baja presión y by passs

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	112	0.5		0.5
***11LBB10-BQ002**	47	0.373		0.373
***11LBB10-BQ003**	49	0.276		0.276
***11LBB10-BQ004**	336			0.965
***11LBB10-BQ007**	119	0.03		
***11LBB10-BQ008**	40	1.438		1.434

Tabla 3.27 Cargas fricción de bomba IP de succión del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	151	0.271		
***11LBB10-BQ002**	180	0.19		0.19
***11LBB40-BQ001**	448	0.254		0.254
***11LBB40-BQ002**	314	0.207		
***11LBB40-BQ003**	315	0.117		-0.28

Tabla 3.28 Cargas fricción de bomba IP del sistema de descarga de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB10-BQ004**	149		-2.19	
***11LAB10-BQ005**	147	0.9	3.05	
***11LAB10-BQ007**	194		0.437	0.05
***11LAB20-BQ004**	375		4.7	
***11LAB20-BQ005**	373	2.274	-0.245	
***11LAB30-BQ001**	310		-1.35	

Tabla 3.29 Cargas fricción de bomba HP de succión del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB50-BQ003**	92			0.194
***11LAB50-BQ002**	162			1.366
***11LAB50-BQ003**	89			0.378
***11LAB60-BQ001**	391	1.325		1.325
***11LAB80-BQ001**	445	0.85		1.325
***11LAB80-BQ002**	269	1.104		1.104

Tabla 3.30 Cargas fricción sistema descarga de condensado

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAC50-BQ014**	77			0.574
***11LAC50-BQ015**	209			0.463
***11LAC50-BQ016**	329			0.992

3.5.4.4 Carga de viento sobre las tuberías

Es la carga transmitida a los soportes debido a la acción del viento sobre las tuberías situadas en exteriores. Generalmente se darán dos hipótesis de carga de viento en dos direcciones perpendiculares.

Tabla 3.31 Carga de viento tubería vapor principal

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
11LBA10-BQ002	345			21.78
11LBA10-BQ0014	235	0.184		

Tabla 3.32 Carga de viento tubería vapor caliente

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	274		-7.549	
***11LBB10-BQ002**	379			2.85
***11LBB10-BQ005**	214			44.1
***11LBB10-BQ006**	274		-18.011	
***11LBB10-BQ019**	354	3.748		

Tabla 3.33 Carga de viento tubería vapor frío

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ003**	247		2.43	
***11LBB10-BQ005**	336			23.123

Tabla 3.34 Carga de viento tubería de vapor de baja presión y by pass

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ002**	47		-0.021	
***11LBB10-BQ003**	49		-0.012	
***11LBB10-BQ007**	119			12.78
***11LBB10-BQ008**	40		2.01	

Tabla 3.35 Carga de viento tubería de bomba IP de succión del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LBB10-BQ001**	151		0.246	
***11LBB10-BQ002**	180		0.129	
***11LBB10-BQ003**	179		0.76	1.74
***11LBB40-BQ001**	448		2.46	
***11LBB40-BQ002**	314	1.35	-2.48	
***11LBB40-BQ003**	315			1.745

Tabla 3.36 Carga de viento tubería de bomba IP del sistema de descarga de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB10-BQ004**	149		0.01	
***11LAB10-BQ005**	147	0.018	0.012	
***11LAB10-BQ007**	194		-0.013	0.04
***11LAB20-BQ004**	375		0.004	
***11LAB20-BQ005**	373	-0.017	0.078	
***11LAB30-BQ001**	310		0.031	

Tabla 3.37 Carga de viento tubería de bomba HP de succión del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB50-BQ003**	92	-3.087		
***11LAB50-BQ003**	89	0.852		
***11LAB60-BQ002**	283		-0.239	

Tabla 3.38 Carga de viento tubería de bomba HP descarga del sistema de agua de alimentación

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAB50-BQ010**	75			-0.204
***11LAB50-BQ011**	83		0.006	
***11LAB50-BQ012**	150	-0.148		
***11LAB50-BQ013**	160		-0.119	-0.036

Tabla 3.39 Carga de viento tubería sistema descarga de condensado

Apoyo	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
***11LAC50-BQ013**	51		0.216	
***11LAC50-BQ014**	77		-1.53	
***11LAC50-BQ015**	209		0.738	
***11LAC50-BQ016**	329		-0.807	
***11LAC50-BQ017**	431		1.284	3.841

3.5.4.5 Carga de sismo sobre las tuberias

Es la carga transmitida a los soportes debido a la acción sísmica de la tubería.

Tabla 3.40 Carga sísmica de las tubería

Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
153	56.351	56.351	56.351
94	17.279	17.279	17.279
43	14.893	14.893	14.893
31	23.795	23.795	23.795
246	31.215	31.215	31.215
306	49.704	49.704	49.704
229	19.812	19.812	19.812
106	23.45	23.45	23.45
234	22.512	22.512	22.512
312	38.726	38.726	38.726
307	33.491	33.491	33.491
303	0.777	0.777	0.777
95	43.681	43.681	43.681
31	33.009	33.009	33.009
89	5	5	5
38	3.572	3.572	3.572
40	2.765	2.765	2.765
87	10.996	10.996	10.996
41	11.233	11.233	11.233
243	8.68	8.68	8.68
16	3.622	3.622	3.622
17	4.512	4.512	4.512
127	2.708	2.708	2.708
162	1.911	1.911	1.911
161	4.2	4.2	4.2
417	2.538	2.538	2.538
282	2.076	2.076	2.076
233	3.89	3.89	3.89
344	2.81	2.81	2.81
387	1.835	1.835	1.835
386	4.2	4.2	4.2
125	1.388	1.388	1.388
123	2.418	2.418	2.418
176	3.877	3.877	3.877
342	1.388	1.388	1.388
278	1.247	1.247	1.247
124	0.902	0.902	0.902
177	1.148	1.148	1.148
275	0.696	0.696	0.696
373	0.559	0.559	0.559
378	0.547	0.547	0.547

Tabla 3.40 Carga sísmica de las tubería (cont.)

Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
411	0.536	0.536	0.536
382	3.254	3.254	3.254
274	1.798	1.798	1.798
341	0.88	0.88	0.88
381	0.857	0.857	0.857
379	0.413	0.413	0.413
374	0.515	0.515	0.515
410	0.46	0.46	0.46
138	13.665	13.665	13.665
47	10.045	10.045	10.045
358	13.259	13.259	13.259
252	10.094	10.094	10.094
414	8.5	8.5	8.5
241	11.044	11.044	11.044
143	15	15	15
52	20.897	20.897	20.897
50	31.155	31.155	31.155
61	2.23	2.23	2.23
136	4.187	4.187	4.187
178	4.262	4.262	4.262
276	1.976	1.976	1.976
368	1.073	1.073	1.073
367	2.341	2.341	2.341
362	15	15	15
256	21.7	21.7	21.7
258	31.456	31.456	31.456
264	2.242	2.242	2.242
356	4.01	4.01	4.01
369	2.141	2.141	2.141
186	23.567	23.567	23.567
248	17.664	17.664	17.664
390	25.51	25.51	25.51
42	11.67	11.67	11.67
55	5.448	5.448	5.448
191	4.632	4.632	4.632
297	9.922	9.922	9.922
401	13.876	13.876	13.876

3.5.4.6 Carga debido a pruebas hidraulica de las tuberias

Es la carga transmitida a los soportes debido a la prueba hidráulica del sistema. Esta carga incluye peso de la tubería, aislamiento y fluido de prueba.

Tabla 3.41 Carga de pruebas hidráulicas de las tubería

	Nodo	FX(kN)	FY(kN)	FZ(kN)
HYDROTEST1	**178**			4.321
	118		-19.518	
	65		-16.753	
	235	1.406		
	40	-26.741		
HYDROTEST2	**274**		-51.569	
	379			0.475
	405			0.475
	247		-35.47	
	214			0.288
	130		-46.765	
	354	0.525		
HYDROTEST3	**255**		-37.73	
	225	2.234		
	345		-62.765	
	119		-70.66	
	40		-53.35	
HYDROTEST4	**112**		-6.213	
	47		-5.374	
	49		-43.88	
	271		-17.66	
	263	-0.314		0.855
HYDROTEST5	**143**			-0.005

En la figura 3.9 aparece una representación de la carga que las tuberías ejercen sobre la estructura de la caldera de recuperación y que se han detallado con anterioridad.

3.5.5 COMBINACIONES DE CARGAS

Las combinaciones de cargas aplicables a este proyecto serán aquellas contempladas según el Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras y el Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.

Se realizarán las combinaciones pertinentes, tanto para el estado límite último como para el estado límite de servicio, utilizando los coeficientes de ponderación establecidos para cada uno de ellos.

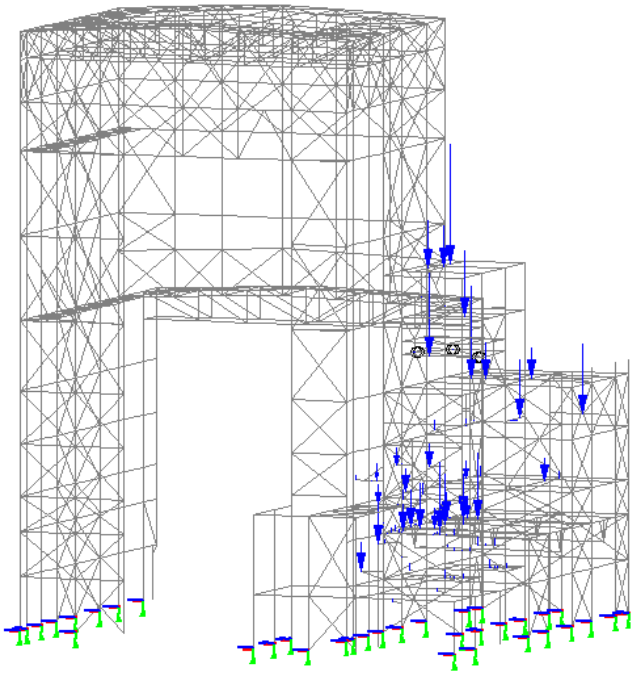


Figura 3.9 Representación de las carga de tuberías sobre la estructura

3.5.5.1 Combinaciones de carga para estado límite último (ELU)

Las combinaciones que se deben considerar son las indicadas a continuación:

Tabla 3.42 Valores de calculo de acciones para las combinaciones de ELU

Situación de cálculo	**Acciones permanentes G_d**	**Acciones variables Q_d**		
		Acción variable principal	**Acciones variables de acompañamiento**	**Acciones accidentales A_d**
Permanente y transitoria	$\gamma_G G_k$	$\gamma_G G_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	-
accidental	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$

Los valores de cálculo de la tabla se combinan de acuerdo con las siguientes reglas

- Situaciones de cálculo permanentes y transitorias para comprobaciones distintas de las relativas a fatiga:

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,l} + \gamma_{Q,1} G_{k,1} + \sum_{1>1} \gamma_{G,j} \psi_{Q,i} G_{k,l}$$

- Situaciones de cálculo accidentales:

$$\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,l} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{1>1} \psi_{2,i} G_{k,l}$$

donde:

Gk,j son los valores característicos de las acciones permanentes

Qk,l es el valor característico de una de las acciones variables.

Qk,i son los valores característicos del resto de las acciones variables.

Ad es el valor de cálculo de la acción accidental

γG,j es el coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes

γGA,j es como γ G,j pero para situaciones de cálculo accidentales

γQ,i coeficiente parcial de seguridad para acciones variables

ψ_0= valor de la combinación $\psi_0 Q_k$

ψ_1= valor frecuente $\psi_1 Q_k$

ψ_2= valor cuasipermanente $\psi_2 Q_k$

3.4.5.2 Combinaciones de carga para estado limite de servicio

Para su aplicación se combinarán de acuerdo con las siguientes reglas:

Combinación poco frecuente:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{O,i}\ Q_{k,i}$$

Combinación frecuente:

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1}\ Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\ Q_{k,i}$$

Combinación cuasi permanente

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}\ Q_{k,i}$$

Con la misma notación que se ha definido para los estados límite último. Según el anexo A del EC-0, para la aplicación al cálculo de edificios se definen los siguientes coeficientes parciales

Tabla 3.44 Valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico			
peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico			
30 kN < peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase Norma EN 1991-1-3)*			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0,7	0,5	0,2
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H > 1000 m. sobre el nivel del mar	0,7	0,5	0,2
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H ≤ 1000 m. sobre el nivel del mar	0,5	0,2	0
Cargas de viento en edificios (véase Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios (véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA – Los valores de ψ pueden establecerse mediante los anexos nacionales			
* Para los países que no se citan, véanse las condiciones locales correspondientes			

3.6 COMPROBACIONES DE LA ESTRUCTURA METALICA

Para la comprobación de esfuerzos y deformaciones en los elementos de acero debido a las solicitaciones del apartado 3.4 sobre la estructura se sigue lo indicado en el Eurocódigo 3 apartado 5.2 que comprende los siguientes aspectos

3.6.1 COMPROBACIONES ESTADO LIMITE SERVICIO

Para la comprobación de los estados límite último, se consideran las condiciones de verificación del apartado 2.3.2 de Eurocódigo-3.

- Cuando se considere un estado límite de equilibro estático o de grande desplazamientos o deformaciones de la estructura, se verificará que:

  $E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$

  $E_{d,dst}$ Acciones desestabilizantes.

  $E_{d,stb}$ Acciones estabilizantes.

- Cuando se considere un estado límite de rotura o deformación excesiva de una sección, un miembro o una unión (excluida la fatiga) se verificará que:
  $S_d \leq R_d$
  S_d valor de cálculo de la solicitación
  R_d Resistencia de cálculo correspondiente

- Cuando se consideren los efectos de las acciones, se verificará que:
  $E_d \leq C_d$
  E_d Valor de cálculo de la acción
  C_d Capacidad de cálculo

A continuación se especifican las comprobaciones que se tienen en cuenta para cada parte de la estructura.

Comprobación en pórticos

Las comprobaciones realizadas para los distintos elementos estructurales según el Eurocódigo-3 están de acuerdo con el apartado 5.1.2:

- Resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4)
- Resistencia de las piezas (apartado 5.5)
- Resistencia de las uniones (se tratará en otro capítulo aparte)
- Estabilidad global (apartado 5.2.6)
- Equilibrio estático (apartado 2.3.2.4)

Piezas traccionadas

- Resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4.4)

Piezas comprimidas

- Resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4.4)
- Resistencia a pandeo (apartado 5.5.1)

Piezas flectadas

- Resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4)
- Resistencia al pandeo lateral (apartado 5.5.2)
- Resistencia a la abolladura (apartado 5.6)
- Resistencia al pandeo del ala comprimida en el plano del alma (apartado 5.7.7)
- Resistencia del alma a las cargas localizadas (apartado 5.7.1)

Piezas solicitadas a flexión compuesta

- Resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4)
- Resistencia de la pieza a esfuerzos combinados (apartado 5.5.3 y apartado 5.5.4)
- Lo prescrito para las piezas flectadas
- Lo prescrito para las piezas traccionadas
- Lo prescrito para piezas comprimidas de forma alternativa a lo anterior

En los siguientes apartados se muestra cada comprobación, con las fórmulas y consideraciones que hay que tener en cuenta según el Eurocódigo-3.

3.6.1.1 Clases de secciones

Para hacer referencia al cálculo de secciones en Eurocódigo, necesariamente tenemos que mencionar su clasificación. Para ello se seleccionan cuatro clases de sección en torno a las cuales se estructuran y delimitan diferentes niveles de análisis de esfuerzos y de capacidades resistentes.

La idea que persigue esta clasificación es predecir qué tipo de agotamiento puede presentarse, ya que problemas de inestabilidad local o abolladura en chapas en solicitaciones flexión-compresión pueden producir agotamiento prematuro de las secciones sin llegar a su capacidad resistente.

A continuación se definen las cuatro clases de secciones:

- Clase 1 (plástica)

Corresponde a secciones en las que se puede formar una rótula plástica con la capacidad requerida para permitir la redistribución de esfuerzos que se obtiene con el cálculo rígido-plástico. EN la siguiente figura se esquematiza, para una viga continua de dos vanos desiguales el diagrama de momentos flectores que se presenta al formarse un mecanismo de ruina y la ley de distribución de tensiones normales asociada a las dos secciones en las que se han formado rótulas plásticas (sección de apoyo y una sección intermedia del vano mayor).

- Clase 2 (compacta)

Corresponde a secciones capaces de desarrollar el momento plástico pero con una capacidad de giro limitada por problemas de inestabilidad local de modo que sólo se admiten leyes de esfuerzos obtenidas de un análisis elástico. En la figura se representa el diagrama de momentos flectores de la mima viga continua de dos vanos. Su valor máximo se sitúa en el apoyo y puede ser igual al momento plástico. Mpl. Los momentos máximos de los vanos quedan por debajo del Mpl ya que no se ha podido desarrollar el comportamiento recogido por la cálculo rígido-plástico

- Clase 3 (semicompacta)

En esta clase de sección la fibra externa más comprimida puede alcanzar el límite elástico (fy), pero la inestabilidad de las zonas comprimidas impide la redistribución de las tensiones para la obtención de una resistencia plástica. La figura representa la ley de momentos de la misma viga que en el apoyo alcanza como máximo el valor M el, momento correspondiente a la tensión fy en la fibra más comprimida, inferior lógicamente a Mpl. Por tanto el momento de agotamiento es Mel.

- Clase 4 (esbelta)

Sección formada por una o más chapas de proporciones esbeltas en la cuales, fenómenos de inestabilidad local impiden que se alcance en la fibra más comprimida el límite elástico fy. si esta clasificación corresponde a una flexión simple, al no alcanzarse el límite elástico en la fibra más comprimida, no se llega a desarrollar el momento elástico mel (ver figura). El momento de agotamiento Mc,Rd, se obtiene con un análisis

elástico de la sección pero prescindiendo de partes de las sección, es decir utilizando anchuras eficaces beff en vez de las reales en base a un comportamiento post-crítico de las zonas comprimidas abolladas.

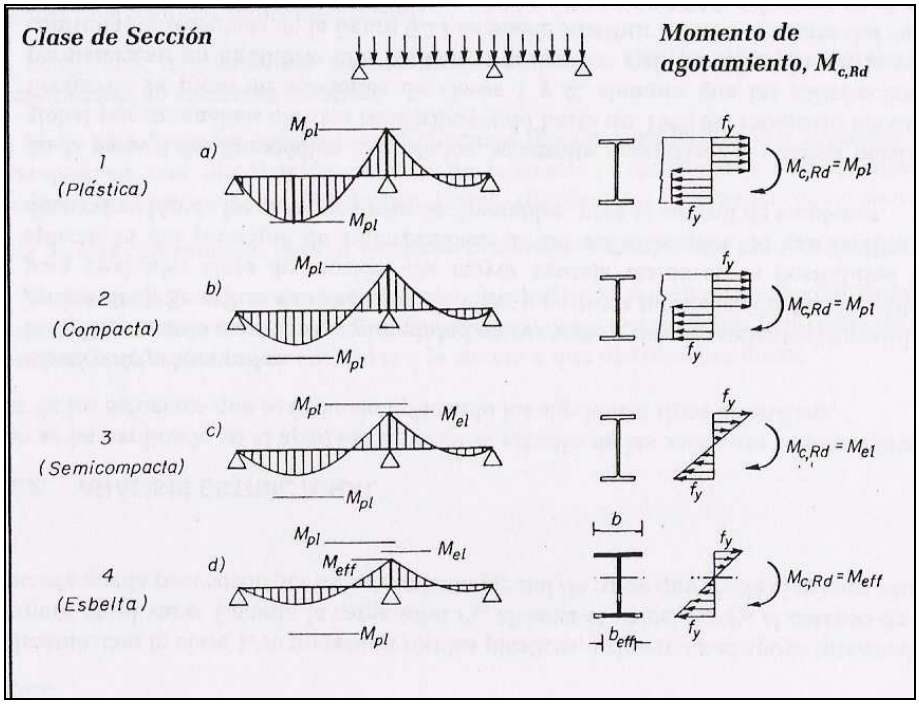


Figura 3.10 Clases de secciones y su comportamiento

De la importancia que tiene la clasificación de secciones se da idea en la misma viga continua representada en la figura anterior, con un diagrama carga s/desplazamientos P-δ viendo las curvas diferentes que adopta en cada clase de sección.

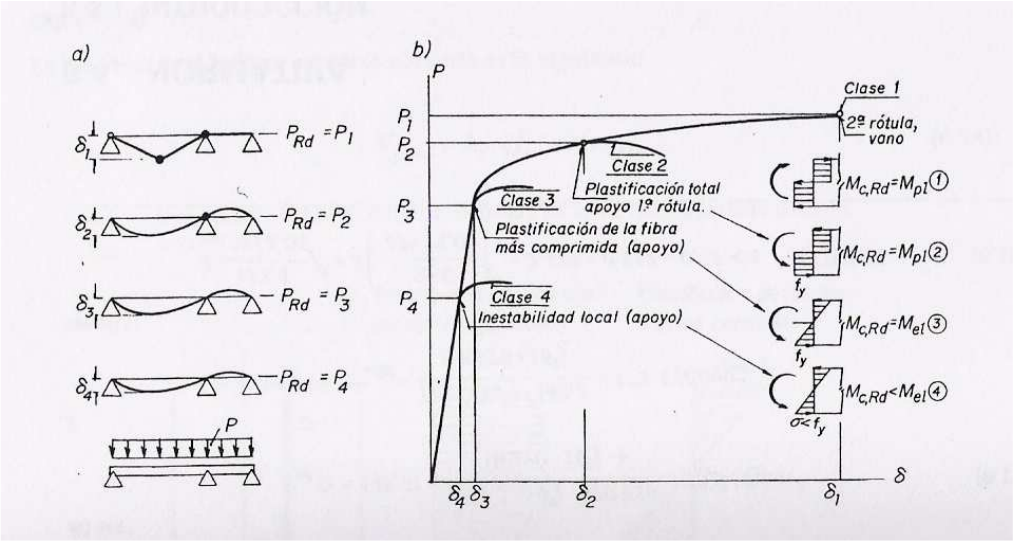
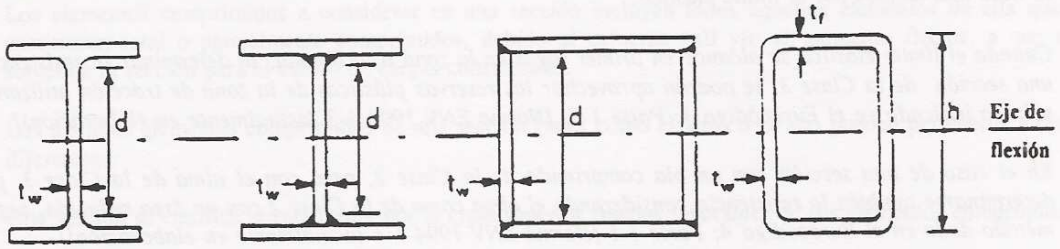


Figura 3.11 Diagramas cargas-desplazamientos, de una viga de dos vanos según la clase de sección

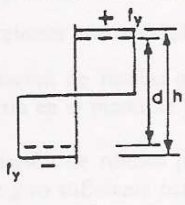
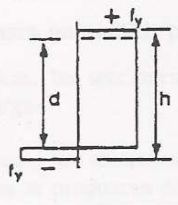
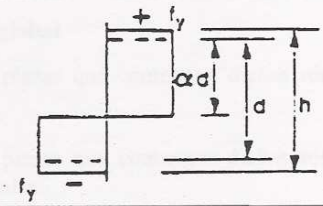
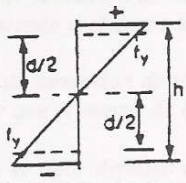
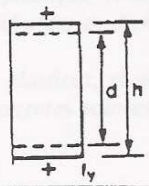
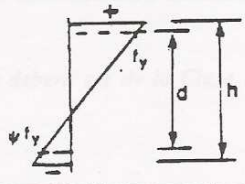
En la siguiente figura se muestra el modelo de tabla que se utiliza para determinar la clase de cada tipo de sección. Como se puede ver, depende de factores geométricos (d/tw) y también del tipo de acero para el cálculo de ϵ. Existen otras tres láminas de esta misma tabla donde se pueden establecer la clase de varias tipologías de secciones distintas.

Tabla 3.45 Relaciones anchura espesor en piezas comprimidas

a) Almas: (elementos internos perpendiculares al eje de flexión)



$d = h - 3t \; [t = t_f = t_w]$

Clase	Alma flectada	Alma comprimida	Alma sometida a flexión compuesta
Distribución de tensiones (compresión positiva)			
1	$d/t_w \leq 72\varepsilon$	$d/t_w \leq 33\varepsilon$	en donde $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1)$ en donde $\alpha < 0{,}5$: $d/t_w \leq 36\varepsilon / \alpha$
2	$d/t_w \leq 83\varepsilon$	$d/t_w \leq 38\varepsilon$	en donde $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \leq 456\varepsilon / (13\alpha - 1)$ en donde $\alpha < 0{,}5$: $d/t_w \leq 41{,}5\varepsilon / \alpha$
Distribución de tensiones (compresión positiva)			
3	$d/t_w \leq 124\varepsilon$	$d/t_w \leq 42\varepsilon$	en donde $\Psi > -1$: $d/t_w \leq 42\varepsilon / (0{,}67 + 0{,}33\,\Psi)$ en donde $\Psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62\varepsilon\,(1 - \Psi)\sqrt{(-\Psi)}$
$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$	f_y	235	275 / 355
	ε	1	0,92 / 0,81

En la siguiente figura se ven los ejes que a partir de ahora utilizaremos para todas las comprobaciones referentes a secciones de acero.

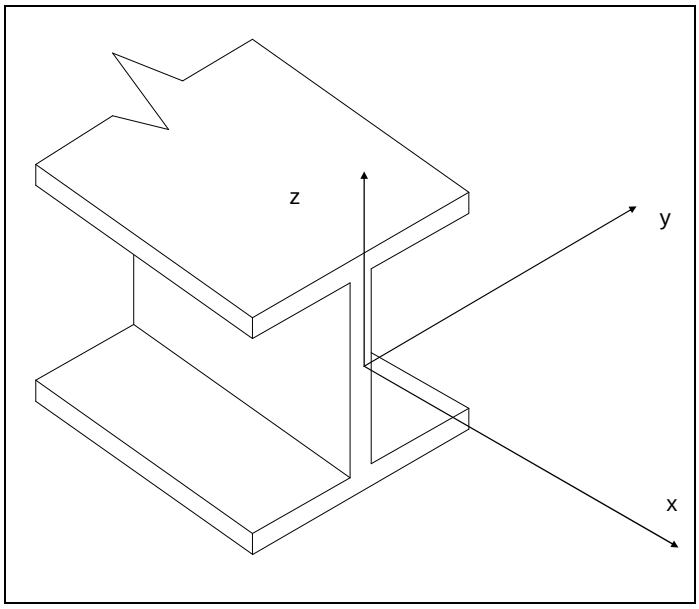


Figura 3.12 Ejes locales de las secciones

3.6.1.2 Esfuerzo axil de tracción

En las piezas solicitadas por esfuerzo axil de tracción, el valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción Nsd en cada sección deberá cumplir la condición:

$$NSd \leq Nt,Rd$$

Donde Nt, Rd es la resistencia a tracción de cálculo de la sección, calculada como:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

3.6.1.3 Esfuerzo axil de compresión

En piezas solicitadas por esfuerzo axil de compresión, el valor de cálculo del esfuerzo de compresión NSd deberá cumplir la condición:

$$NSd \leq Nc,Rd$$

Donde Nc,Rd es la resistencia a compresión de cálculo de la sección y se determina de la siguiente forma:

Secciones clases 1, 2 o 3:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Secciones de clase 4:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

3.6.1.4 Momento flector

En ausencia de esfuerzo cortante, el valor de cálculo del momento flector MSd en cada sección, deberá cumplir con la condición:

$$MSd \leq Mc,Rd$$

Donde Mc,Rd es la resistencia de cálculo a flexión de la sección, tomada como:

$M_{c,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ para secciones clase 1, 2 o 3

$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$ que es el momento de la resistencia a abolladura de la sección bruta para secciones de clase 4

3.6.1.5 Esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante VSd en cada sección deberá cumplir la condición:

$$VSd \leq Vpl,Rd$$

donde Vpl,Rd es el valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo cortante dado por:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right) / \gamma_{M0}$$

El área Av (área eficaz para cortante) es (para secciones en I):

$$A_v = h_w \cdot t_w$$

Si las cargas son paralelas al eje z pueden adoptarse los valores siguientes:

- En perfiles laminados en I o en H $A_v = A - 2bt_f + \left(t_w + 2r\right) \cdot t_f$
- En perfiles laminados en [$A_v = A - 2bt_f + \left(t_w + r\right) \cdot t_f$
- En secciones armadas en I, H y cajón $A_v = \sum \left(h_w \cdot t_w\right)$

A área total de la sección
h canto total de la sección
b ancho de la sección
tf espesor del ala
hw altura del alma
tw espesor del alma
r radio de transición
fy límite elástico del acero
γM0 coeficiente parcial de la resistencia del material

3.6.1.6 Momento flector y esfuerzo cortante

Al presentarse una interacción entre ambos esfuerzos se produce, si la influencia del cortante es importante, una reducción del momento último, Mc,Rd. El diagrama de interacción para las secciones en I o H plástica sy compactas se representa en la siguiente figura

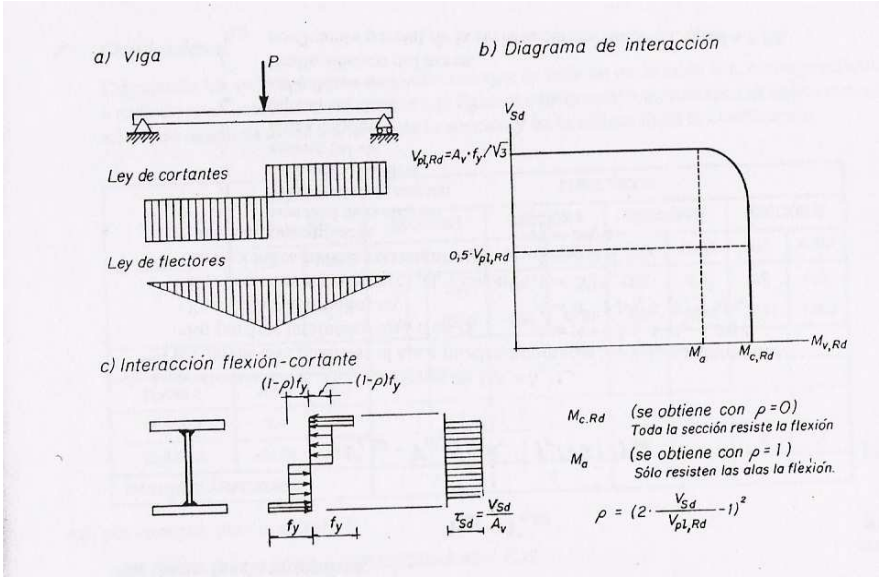


Figura 3.13 Diagrama de interacción momento-cortante

Si el esfuerzo cortante de cálculo no supera el 50% del esfuerzo cortante de agotamiento Vpl, Rd , no se reducirán los momentos especificados en el capítulo de flexión simple. Sin embargo, si VSd supera el 50 % de Vpl,Rd el momento de agotamiento a flexión y cortante combinados MV,Rd se obtiene para secciones simétricas de la manera siguiente:

$$M_{V,Rd} = f_y \cdot \frac{W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^{\,2}}{4 \cdot t_w}}{\gamma_{M0}}$$

donde,

$$\rho = \left(2 \cdot V_{Sd} \cdot / V_{pl,Rd} - 1\right)^2$$

3.6.1.7 Flexión compuesta esviada

Las comprobaciones que hay que realizar dependen, como en la mayoría de los casos de si las secciones sufren o no abolladura.

Para secciones de clase 1, 2 o 3:

$$\frac{N_{Sd}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Para secciones de clase 4:

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny}}{W_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd} \cdot N_{Sd} \cdot e_{Nz}}{W_{eff} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

donde:

$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$

$W_{el,y}$ módulo resistente elástico respecto al eje y-y

$W_{el,z}$ módulo resistente elástico respecto al eje z-z

A_{eff} área de la sección eficaz

$W_{eff,y}$ módulo resistente elástico de la sección eficaz respecto al eje y-y

$W_{eff,z}$ módulo resistente elástico de la sección eficaz respecto al eje z-z

e_{Ny} desplazamiento en dirección y del centro de gravedad de la sección debido a la pérdida de sección eficaz

e_{Nz} desplazamiento en dirección z del centro de gravedad de la sección debido a la pérdida de sección eficaz

3.6.1.8 Resistencia a pandeo

El fenómeno de la inestabilidad por pandeo se inicia con los estudios de Euler y con la definición de la carga crítica, que es la carga a partir de la cual una barra con su eje matemáticamente recto, el esfuerzo axil actuando exactamente a lo largo de su eje, E constante, momento de inercia igual en cualquier eje, exenta de tensiones residuales, etc adopta una posición deformada definida por una sinusoide.

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}$$

A partir de esta idea de que existe un fenómeno de inestabilidad por el que las barras pueden sufrir colapso con tensiones menores que la tensión de rotura del material o incluso que el límite elástico, se desarrolla una formulación más extensa que es en la que se basan las distintas normativas para calcular la resistencia al pandeo de piezas.

Según el Eurocódigo-3, la resistencia de cálculo a pandeo de una pieza comprimida es:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

donde:

β_A =1 para secciones de las clases 1, 2 ó 3

$\beta_A = A_{eff} / A$ para secciones de clase 4

χ es el coeficiente de reducción del modo de pandeo a considerar

En piezas de sección transversal constante, sometidas a un esfuerzo axil de compresión constante, se puede determinar el valor de este coeficiente de reducción en función de la esbeltez adimensional correspondiente:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \left(\phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right)^{1/2}}$$

$$\text{y} \quad \chi \leq 1$$

$$\phi = 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0.2 \right) + \bar{\lambda}^2 \right)$$

A es el coeficiente de imperfección, que depende de la curva de pandeo como se ve en la tabla siguiente:

Tabla 3.46 Coeficientes de imperfección

Coeficientes de imperfección				
Curva de pandeo	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α	0.21	0.34	0.49	0.76

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A \cdot A \cdot f_y / N_{cr} \right]^{1/2} = \left(\lambda / \lambda_1 \right) \cdot \beta_A^{1/2}$$

λ es la esbeltez correspondiente al modo de pandeo considerado

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[E / f_y \right]^{1/2} = 93.9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[235 \cdot f_y \right]^{1/2}$$

fy en N/mm2

Ncr es el esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_k^{\,2}}$$

lk es la longitud de pandeo.

Dependiendo de las condiciones de apoyo que tenga la barra considerada, la longitud de pandeo variará como se puede ver en la siguiente figura:

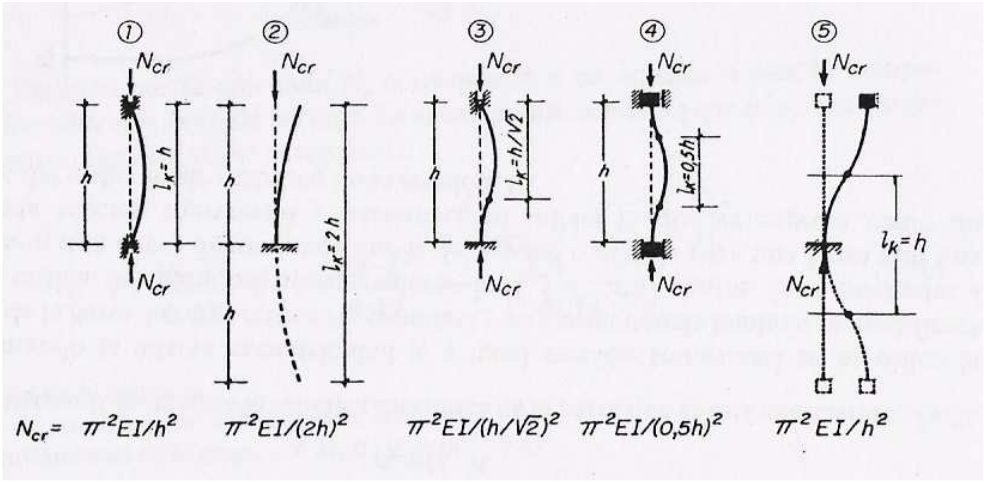


Figura 3.14 Esfuerzo axil critico elástico según coacciones

La longitud de pandeo se calcula como lk=β l

β es un factor que depende de las condiciones de restricción de los extremos de la barra.

Puesto que las clases de enlace o longitudes de arriostramiento pueden diferir según los planos principales de la sección existen, en general, dos coeficientes βy y βz asociados a las dos esbelteces λy y λz.

Para determinar la curva de pandeo de cada perfil y en cada eje, hay que utilizar la siguiente tabla (tabla 5.5.3 del EC-3) que se presentan en la tabla figura 3.47

3.6.1.9 Pandeo lateral en vigas

Cuando una viga está sometida a una flexión, esta queda sometida a una distribución triangular de tensiones, con la parte superior comprimida y la inferior traccionada. Esta compresión en la parte superior puede llegar a provocar, cuando el momento flector alcanza un valor determinado Mcr, un fenómeno de inestabilidad denominado vuelco o pandeo lateral que consiste en que las diferentes secciones de la viga sufren, además de los desplazamientos verticales v debidos a la flexión, deformaciones transversales u acompañadas de giros torsores w, como se puede ver en la figura siguiente:

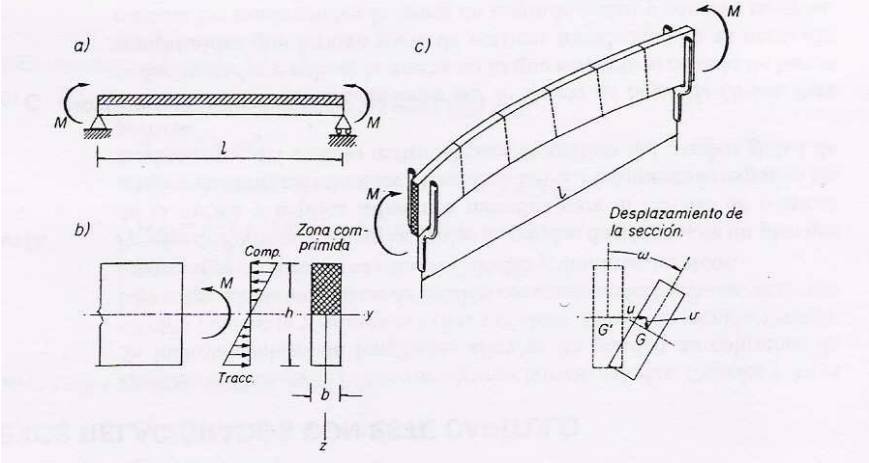
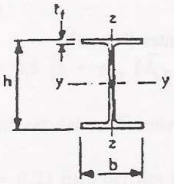
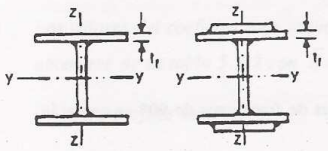
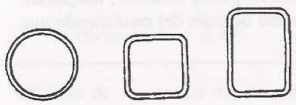
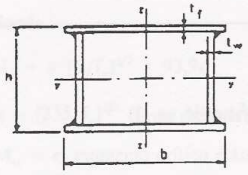
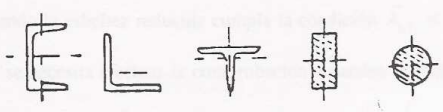


Figura 3.15 Pandeo lateral en vigas

Tabla 3.47 Curva de pandeo para distintas secciones

Tipo de sección	Límites	Pandeo sobre el eje	Curva de pandeo
Secciones en I laminadas 	h/b > 1,2: $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	40 mm < $t_f \leq$ 100 mm	y - y z - z	b c
	h/b ≤ 1,2: $t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f >$ 100 mm	y - y z - z	d d
Secciones en I soldadas 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f >$ 40 mm	y - y z - z	c d
Secciones huecas 	laminada en caliente	cualquiera	a
	conformada en frío - utilizando f_{yb} *)	cualquiera	b
	conformada en frío - utilizando f_{ya} *)	cualquiera	c
Secciones cajón soldadas 	en general	cualquiera	b
	soldaduras gruesas y $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Secciones en U, L, T y secciones macizas 		cualquiera	c

El Eurocódigo aborda el tema del pandeo lateral de vigas poniendo que en las barras flectadas existe una deformación latente en la que están presentes desplazamientos transversales y giros. Considera, además, la plastificación de las fibras, debida, bien a la propia flexión, bien al efecto de las tensiones residuales de laminación o soldadura. Plantea las ecuaciones de equilibrio en la geometría deformada de la barra flectada con preflecha lateral, llegándose al planteamiento de una ecuación diferencial no homogénea. Estos estudios teóricos se complementan con resultados experimentales.

Los resultados experimentales se representan en función de la denominada esbeltez reducida de la barra $\bar{\lambda}_{LT}$

Desde un punto de vista teórico se podrá representar un domino seguro en el cual se garantiza la no existencia del vuelco lateral, pero tal y como ocurre en el caso del pandeo de Euler, las aproximaciones teóricas que no incluyen el efecto de las imperfecciones iniciales y de las tensiones residuales, se sitúan en un límite superior de los resultados experimentales, como se puede ver en la figura 3.16

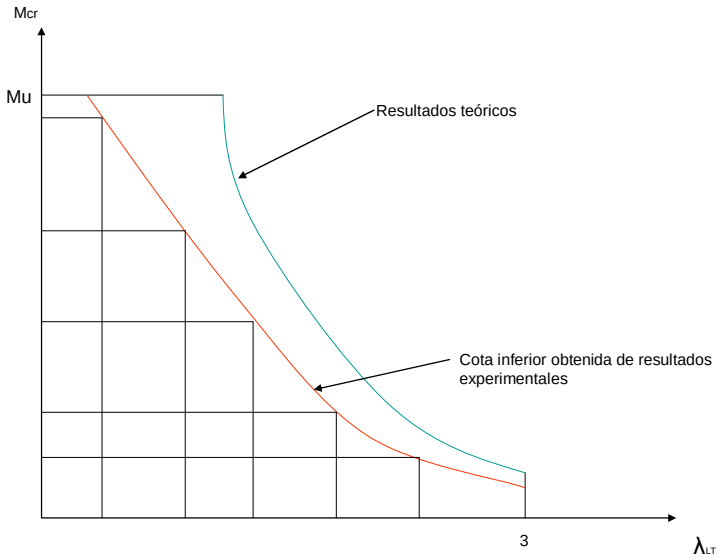


Figura 3.16 Pandeo lateral teórico vs Pandeo lateral experimental

La resistencia de cálculo al pandeo lateral de una viga no arriostrada lateralmente será :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

β_w =1 en secciones clases 1 y 2

$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$ en secciones de clase 3

$\beta_w = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ en secciones de clase 4

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^{\ 2} - \bar{\lambda}_{LT}^{\ 2}\right]^{1/2}}$$

si $\chi_{LT} \leq 1$

$$\phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right]$$

donde los valores del coeficiente de imperfección α_{LT} serán:

α_{LT} =0.21 para perfiles laminado

α_{LT} =0.49 para secciones armadas

Los valores del coeficiente de reducción en función de la esbeltez reducida correspondiente, pueden obtenerse de la siguiente tabla, sin más que hacer

$$\bar{\lambda} = \lambda_{LT} \text{ y } \chi = \chi_{LT}$$

ya que estas tablas sirven igualmente para pandeo. Asimismo, hay que hacer:

- Para perfiles laminados, la curva a (α=0.21)
- Para secciones armadas:, la curva c (α=0.49)

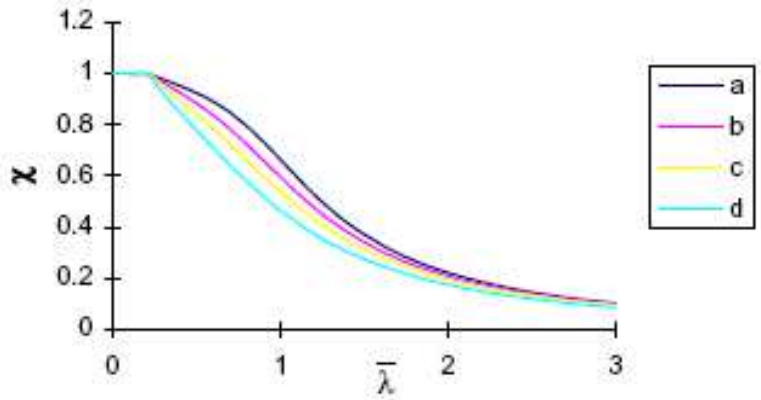


Figura 3.17 Coeficiente de reducción en función de la esbeltez reducida

El valor de $\bar{\lambda}_{LT}$ puede determinarse mediante la expresión siguiente:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}\right]^{1/2} = \left[\lambda_{LT} / \lambda_1\right] \cdot \left[\beta_w\right]^{1/2}$$

λ1=93.9 ϵ

Mcr es el momento crítico elástico de pandeo lateral

En el anexo F viene indicado cid cómo calcular ese momento crítico elástico:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l^2} \cdot \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{1/2}$$

It= módulo de torsión
Iw= módulo de alabeo
Iz= momento de inercia de la sección respecto al eje menor y
L= longitud de la viga entre puntos que tengan coacción lateral

Cuando la esbeltez reducida sea menor e igual que 0.4 no será necesario considerar el pandeo lateral.

3.6.1.10 Elementos comprimidos y flectados

Las piezas con secciones de clase 3 solicitadas a un momento flector y un esfuerzo axil, tendrán que cumplir la condición

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Donde:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{con } k_y \leq 1.5$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{con } k_z \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) \quad \text{con } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2\beta_{Mz} - 4) \quad \text{con } \mu_z \leq 0.9$$

$\chi_{\min}$ será el menor de χ_y y χ_z

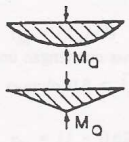
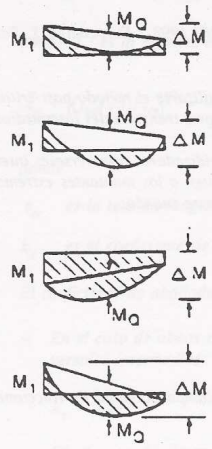
β_{My} y β_{Mz} son coeficientes relativos al momento equivalente correspondiente por flexión. Se obtiene de la figura 3.48 de la página siguiente según la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos arriostrados.

Las piezas con secciones de la clase 4 solicitadas a un momento flector y a un esfuerzo axil, cumplirán la condición:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot (M_{y,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny})}{W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot (M_{z,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Nz})}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Donde todos los términos han sido definidos anteriormente, y los añadidos específicamente por tratarse de secciones de clase 4 como A_{eef}, W_{eff}, e_N fueron de finidos anteriormente.

Tabla 3.48 Coeficientes del momento equivalente

Diagrama de momentos	Coeficiente del momento equivalente β_M
Momentos en los extremos $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\Psi} = 1{,}8 - 0{,}7\,\Psi$
Momentos debidos a cargas transversales  	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$ $\beta_{M,Q} = 1{,}4$
Momentos debidos a cargas transversales y momentos en los extremos  	$\beta_M = \beta_{M,\Psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\Psi})$ $M_Q = \lvert\max M\rvert$ debido únicamente a una carga lateral ΔM { $\lvert\max M\rvert$ para diagramas de momentos sin cambios de signo; $\lvert\max M\rvert + \lvert\min M\rvert$ cuando el signo del diagrama de momentos cambia

3.6.1.11 Resistencia de abolladura

Los perfiles laminados tienen en general esbelteces de almas y alas inferiores a las de las piezas armadas, cuyas secciones están formadas por elementos planos soldados. En éstas, las esbelteces alcanzan valores mucho más elevados para aprovechar las propiedades del acero. Los problemas de estabilidad en chapas, consecuencia de esbelteces de alas y alma elevadas, afectan dentro de la construcción metálica a los elementos siguientes:

- Perfiles huecos conformados en frío
- Chapas plegadas
- Perfiles laminados solicitados predominantemente a compresión
- Almas de piezas sometidas a flexocompresión y/o cortadura
- Alas de piezas armadas, en doble T o en cajón, sometidas a compresión como consecuencia de la flexión o de la flexión combinada

La pérdida de estabilidad de los elementos que componen el perfil hace que parte de su superficie se deforme, en ciertas zonas, normalmente en su plano medio, lo que reduce su capacidad resistente. A la deformación provocada por esta clase de inestabilidad, referida al alma del perfil, se la denomina abolladura.

Si se analiza el comportamiento de una placa con dos bordes libres, con una imperfección inicial wo en dirección normal a su planos, solicitada por una carga axial N, repartida uniformemente como se indica en la figura siguiente y se representa el diagrama cargas/desplazamientos, éste es similar al de pandeo de una viga combada inicialmente.

Como diferencia, se menciona un incremento menor de las flechas debido a la rigidez que proporciona la placa en sentido transversal.

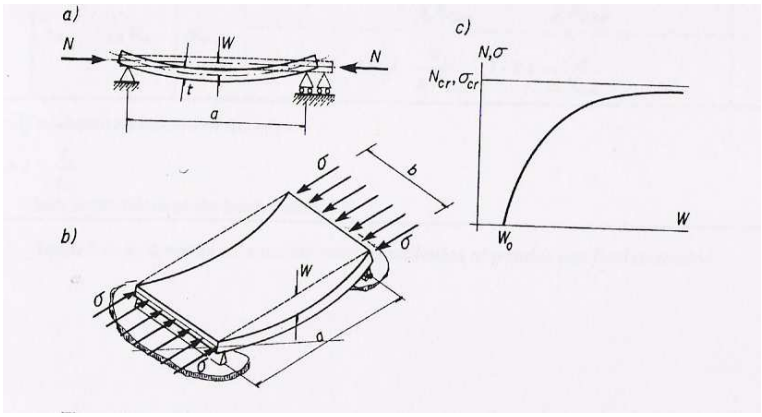


Figura 3.18 Pandeo transversal en placas

Si los dos bordes laterales tiene impedidos los desplazamientos, la tensión crítica aumenta considerablemente debido al efecto favorable que provocan las vigas imaginarias formadas por sucesivas bandas transversales de placa, al coaccionar ek movimiento transversal de las bandas longitudinales, EL comportamiento de estas bandas longitudinales podrís asimilarse al de la viga representada en la figura siguiente, con una tensión crítica mayor que la correspondiente a una columna de dimensiones b x t y longitud a.

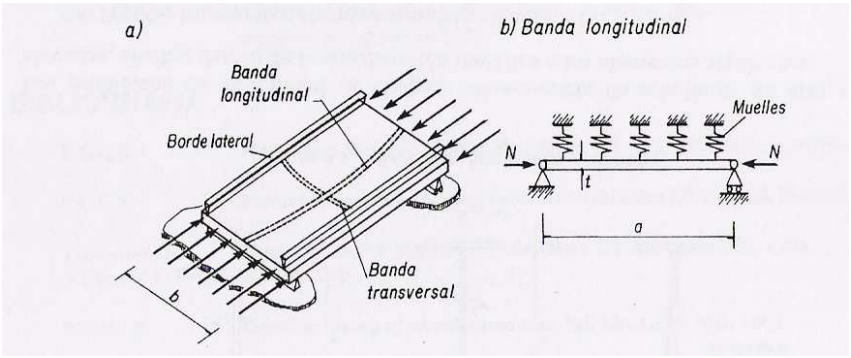


Figura 3.19 Pandeo transversal en placas biapoyada

Además, este tipo de inestabilidad no significa el agotamiento de la placa que puede admitir mas carga, ya que por estar inmovilizadas, las bandas extremas laterales no pueden pandear, aunque lo hagan las centrales. Se puede dibuja un gráfico con la capacidad de carga de cada banda. En las bandas extremas de la sección se alcanzaría la

capacidad plástica (fy). La curva carga/desplazamiento es claramente diferente a la de pandeo o a la representada anteriormente con la placa con dos bordes libres.

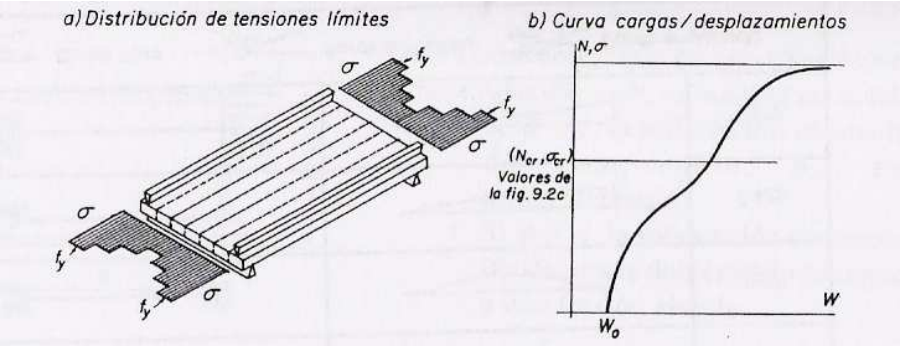


Figura 3.20 Curva carga- desplazamiento en placas biapoyada

En la práctica, en lugar de trabajar con la distribución real de tensiones, se define una sección birrectangular equivalente de igual superficie, en la que se supone que sólo actúa una banda eficaz, de anchura beff.

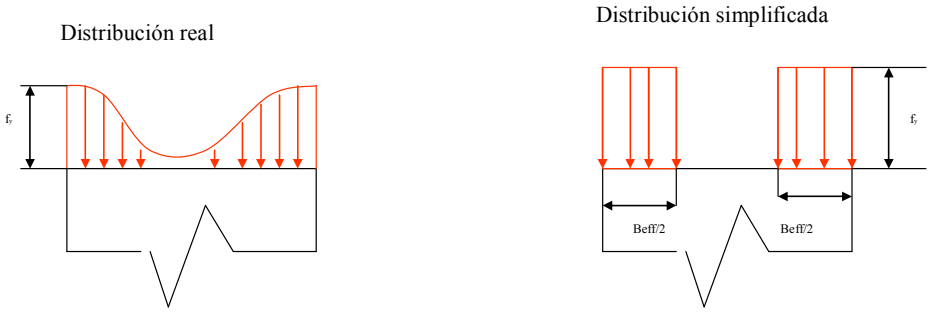


Figura 3.21 Distribución real vs simplificada para abolladura

Tanto Von Karman como Winter, obtuvieron fórmulas para calcular la anchura eficaz, pero son las de este segundo las que se utilizan para la comprobación de secciones en el EC-3.

Alas

En los que respecta a la inestabilidad local del ala comprimida se plantea el artificio del ancho eficaz reducido, aplicada a los elementos esbeltos de clase 4.

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \le 0.673 \qquad b_{eff} = b$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \le 0.673 \qquad b_{eff} = \frac{b}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p}\right)$$

Siendo la esbeltez de la chapa definida por la expresión:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}}$$

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = k_\sigma \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Siendo k_σ el coeficiente de abolladura correspondiente a la relación de tensiones ψ de la tabla siguiente que corresponde a la 5.3.2 o la 5.3.3 del EC-3.

Combinando las anteriores ecuaciones:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b / t_f}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \qquad \text{con} \qquad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

Almas

En las almas de las piezas solicitadas a flexión o a flexión combinada con esfuerzos axiles, se mantiene el criterio de los anchos eficaces aplicando también coeficientes kσ deducidos, en este caso, en función de la ley de distribución de tensiones normales.

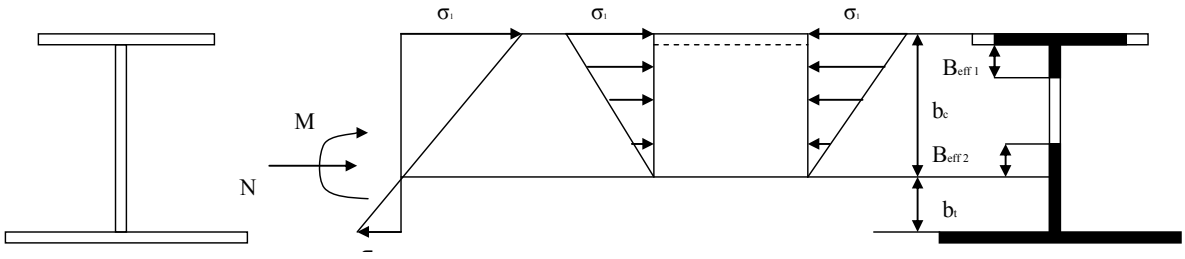


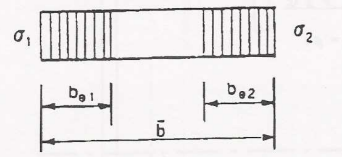
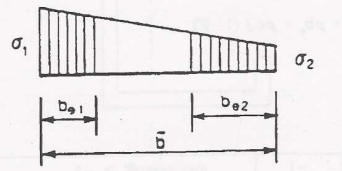
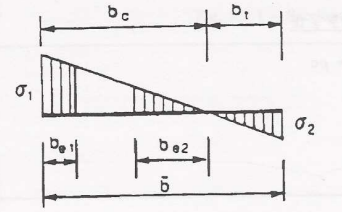
Figura 3.22 Distribución simplificada en alma de perfil

El Eurocódigo utiliza la fórmula de Winter, procediendo de la misma manera que para las placas comprimidas uniformemente. Para ello, a partir de ψ (coeficiente que depende de la relación de tensiones entre los bordes de la placa, $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$) se deduce k_σ utilizando las tablas. En las mismas tablas aparece el coeficiente de reducción, que define la totalidad de la zona eficaz comprimida ($b_{eff} = \rho \cdot b_c$) y que se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \le 0.673 \qquad \rho = 1$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \le 0.673 \qquad \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} \cdot \left(\bar{\lambda}_p - 0.22\right)$$

Tabla 3.49 Anchura efectiva en piezas comprimidas intermedias

Distribución de tensiones (compresión positiva)	Anchura efectiva b_{eff}
	$\Psi = 1$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\, b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}5\, b_{eff}$
	$1 > \Psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2 b_{eff}}{5 - \Psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\Psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \Psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\, b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}6\, b_{eff}$

$\Psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1	$-1 > \Psi > -2$
Coeficiente de abolladura k_σ	4,0	$\frac{8{,}2}{1{,}05 + \Psi}$	7,81	$7{,}81 - 6{,}29\,\Psi + 9{,}78\,\Psi^2$	23,9	$5{,}98\,(1 - \Psi)^2$

Como alternativa, para $1 \geq \Psi \geq -1$:

$$k_\sigma = \frac{16}{[(1+\Psi)^2 + 0{,}112\,(1-\Psi)^2]^{1/2} + (1+\Psi)}$$

3.6.1.12 Pandeo de ala comprimida en el plano del alma

Para prevenir la posibilidad de pandeo del ala comprimida en el plano del alma, la esbeltez d / t_w del alma cumplirá la siguiente condición:

$$d / t_w \leq k \cdot \left(E / f_{yf}\right) \cdot \left[A_w / A_{fc}\right]^{1/2}$$

A_w es el área del alma

A_{fc} es el área del ala comprimida

f_{yf} es el límite elástico del ala comprimida

El valor del coeficiente k se tomará como se indica a continuación:

Alas de clase 1:	0.3
Alas de clase 2:	0.4
Alas de clase 3 ó 4:	0.55

3.6.2 COMPROBACIONES ESTADO LIMITE SERVICIO

Los estados límite de servicio (E.L.S.) de una estructura se relacionan con criterios de servicio que dejan de cumplirse y que sin afectar a la seguridad de las personas, provocan una pérdida parcial de las prestaciones esperadas. En los estados límite de servicio se incluyen las deformaciones que afectan al uso de la estructura, y también las vibraciones y otros daños o deterioros que pueden influir negativamente sobre su apariencia, durabilidad y funcionalidad.

De acuerdo con lo establecido por el EC-3 y siguiendo pautas dadas por el cliente, los siguientes valores máximos de la relación flecha/luz bajo la acción de la carga característica son admisibles:

- Cubiertas 1/240
- Vigas 1/200
- Desplazamientos horizontales(desplome total) 1/400
- Desplazamientos horizontales entre plantas 1/300

En el caso del edificio de la caldera de recuperación no cabe esperar vibraciones, por lo que no se consideran situaciones de vibraciones inducidas ni por equipos ni otras causas. Para facilitar el estudio tampoco se prevé que existan fenómenos de fatiga en los elementos que forman la estructura principal del edificio.

3.7 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA METALICA

3.7.1 ANÁLISIS ESTADO LÍMITE ÚLITMO

Las comprobaciones de estado límite último de todos los elementos de la estructura los proporciona directamente el software, STAAD.Pro 2007, utilizado anteriormente para modelar la estructura. Dicho programa incluye un apartado denominado "*steel design*" que ofrece el ratio de aprovechamiento de cada barra. Este ratio es el cociente del esfuerzo admisible según la normativa y el valor del esfuerzo de cálculo. Como se puede observar en el anexo "Ratios de la estructura Metálica", todos los elementos tienen este ratio de fallo menor que la unidad lo que reflejan el cumplimento del Eurocódigo 3.

3.7.2 ANÁLISIS ESTADO LIMITE SERVICIO

Las comprobaciones de estado límite de servicio no las proporciona directamente STAAD.Pro 2007. Es por tanto necesario comparar los desplazamientos de la estructura debido a las solicitaciones anteriormente expuestas con los desplazamientos permitidos por la normativa como ya se detallo en el apartado 3.5.2.

El análisis en estado limite servicio se divide en desplazamiento horizontal (desplome) y desplazamiento verticales en las diferentes zonas de la estructura. A continuación se presentan los resultados del análisis que demuestran su validez.

a) Comprobaciones flecha horizontal o desplome

La normativa obliga a comprobar los desplazamientos horizontales en las zonas superiores de las estructuras que se conoce como desplome total. Como la estructura tiene diferentes elevaciones el estudio se divide por alturas. La limitación en los desplomes relativos entre las plantas de la estructura (1/300) la realiza el programa por sí mismo, no siendo necesaria repetirla a posterior

Se calcula el límite impuesto por la normativa para el desplome horizontal:

$$\frac{1}{400} = 2.5 \cdot 10^{-3}$$

a.1) Altura 42000mm

Se realiza las comprobaciones de desplazamiento horizontal, en ambas direcciones, de la parte de mayor altura de la estructura marcada en la figura.

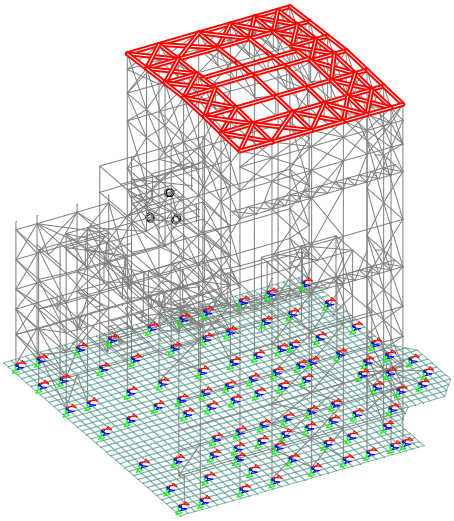


Figura 3.23 Zona de la estructura con elevación 42 m

A continuación se refleja la los desplazamientos calculados con STAAD de esta zona y el calculo de cociente flecha/ altura en la siguiente tabla.

Tabla 3.50 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 42 m

			Horizontal	Horizontal	Horizontal
	Nodo	**Altura(mm)**	**X mm**	**Z mm**	**flecha/altura**
Max X	722	42000	93.343	23.712	0.0022
Min X	814	42000	-6.249	-27.334	-0.00014
Max Z	782	42000	12.884	94.57	0.0022
Min Z	814	42000	1.547	-90.951	-0.0021

Como se puede apreciar en ningún momento se supera las limitaciones impuestas por el Eurocódigo 3.

a.2) Altura 25300mm

De igual forma se realizan las comprobaciones de desplazamiento horizontal, en ambas direcciones, de la parte con altura 25.3 metros marcada en de la estructura.

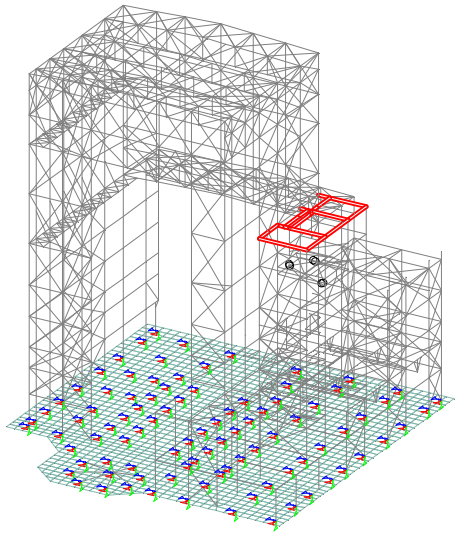


Figura 3.24 Zona de la estructura con elevación 25.3 m

A continuación se refleja la los desplazamientos calculados con STAAD de esta zona y el calculo de cociente flecha/ altura en la siguiente tabla.

Tabla 3.51 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 25.3 m

			Horizontal	**Horizontal**	**Horizontal**
	Node	**Altura**	**X mm**	**Z mm**	**Flecha/altura**
Max X	2742	25300	60.912	-33.478	0.00240759
Min X	124	25300	-44.237	24.122	-0.0017485
Max Z	124	25300	-21.618	37.512	0.00148269
Min Z	124	25300	35.569	-41.87	-0.00165494

Como se puede apreciar en ningún momento se supera las limitaciones impuestas por el Eurocodigo 3.

a.3) Altura 22000mm

Análogamente se realizan las comprobaciones de desplazamiento horizontal, en ambas direcciones, de la parte con altura 22 metros marcada en de la estructura.

A continuación se refleja la los desplazamientos calculados con STAAD de esta zona y el calculo de cociente flecha/ altura en la tabla 3.52.

Como se puede apreciar en ningún momento se supera las limitaciones impuestas por el Eurocodigo 3.

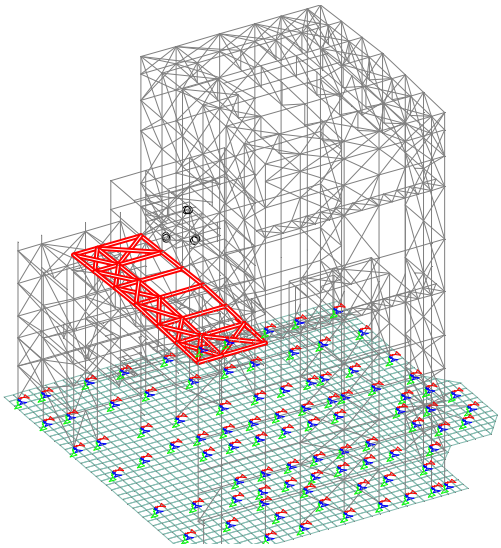


Figura 3.25 Zona de la estructura con elevación 22 m

Tabla 3.52 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 22 m

			Horizontal	Horizontal	Flecha/altura
	Nodo	Altura	X mm	Z mm	mm
Max X	**803**	22000	21.762	29.717	0.00098918
Min X	**639**	22000	-18.598	13.148	-0.00084536
Max Z	**803**	22000	-7.206	29.961	0.00136186
Min Z	**801**	22000	10.433	-29.237	-0.00132895

a.4) Altura 17000mm

Por ultimo se realizan las comprobaciones de desplazamiento horizontal, en ambas direcciones, de la parte con altura 17 metros marcada en de la estructura.

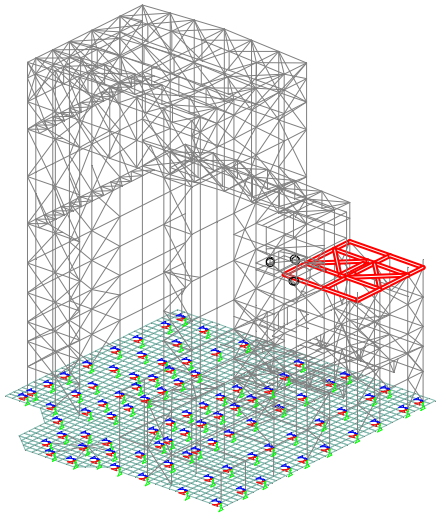


Figura 3.26 Zona de la estructura con elevación 17 m

A continuación se refleja la los desplazamientos calculados con STAAD de esta zona y el calculo de cociente flecha/ altura en la siguiente tabla.

Tabla 3.53 Desplazamientos horizontales máximos zona con altura 17 m

			Horizontal	Horizontal	Horizontal
	Nodo	**Altura**	**X mm**	**Z mm**	**Flecha/altura**
Max X	**17**	17000	30.334	20.52	0.00178435
Min X	**221**	17000	-40.513	-11.461	-0.00238312
Max Z	**116**	17000	-1.907	38.186	0.00224624
Min Z	**115**	17000	17.736	-23.65	-0.00139118

Como se puede apreciar en ningún momento se supera las limitaciones impuestas por el Eurocodigo 3.

b) Comprobaciones flecha vertical

b.1) Comprobaciones de las vigas de cubierta

Se calcula el límite impuesto por la normativa para las vigas de cubierta:

$$\frac{1}{240} = 4.1 \cdot 10^{-3}$$

En la figura 3.27 aparece representada la cubierta de la estructura.

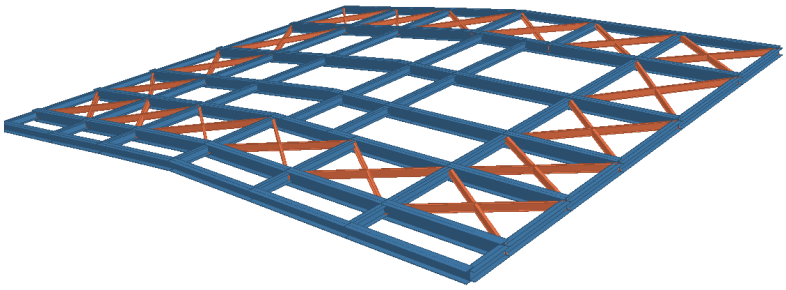


Figura 3.27 Cubierta de la estructura

A continuación se refleja los desplazamientos verticales máximos calculados con STAAD en las vigas de la cubierta y el cociente flecha/ luz en la siguiente tabla.

Tabla 3.54 Desplazamientos verticales máximos en la cubierta

LUZ	**FLECHA VERTICAL(mm)**	**FLECHA/LUZ**
1500	2.45	0.001633333
3000	8.56	0.002853333
4000	15.441	0.00386025
5000	-9.67	-0.001934
20500	30.56	0.001490732
24325	37.441	0.001559901

Como se puede apreciar en ningún momento se supera las limitaciones impuestas por el Eurocódigo 3.

b.2) Comprobaciones de las vigas situadas en los pórticos longitudinales

Se calcula el límite impuesto por la normativa para las vigas en general

$$\frac{1}{200} = 5 \cdot 10^{-3}$$

En la figura 3.28 aparece representada los pórticos longitudinales.

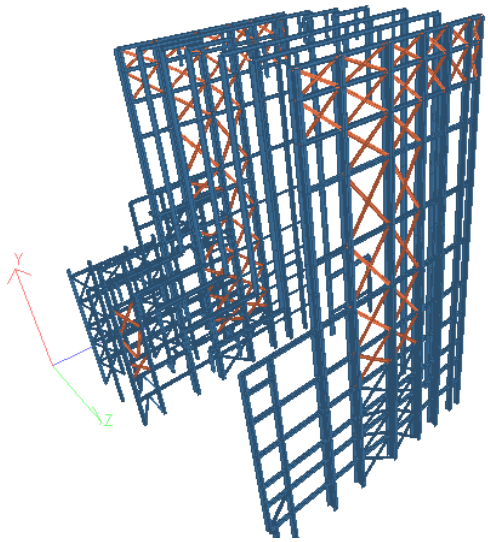


Figura 3.28 Pórticos longitudinales de la estructura

A continuación se refleja los desplazamientos verticales máximos calculados con STAAD en las vigas de los pórticos longitudinales y el cociente flecha/ luz en la siguiente tabla.

Tabla 3.55 Desplazamientos verticales máximos pórticos longitudinales

Luz(mm)	Flecha vertical(mm)	Flecha/Luz
1500	5.843	0.00389533
2700	11.958	0.00442889
3000	9.94	0.00331333
4000	12.924	0.003231
4400	14.894	0.003385
5000	17.144	0.0034288
5400	22.634	0.00419148
5500	20.457	0.00371945
6000	24.745	0.00412417
8400	30.632	0.00364667

Como se puede apreciar no se supera las limitaciones impuestas por el Eurocódigo 3.

b.3) Comprobaciones de las vigas situadas en los pórticos transversales

Se calcula el límite impuesto por la normativa para las vigas en general

$$\frac{1}{200} = 5 \cdot 10^{-3}$$

En la figura 3.29 aparece representada los pórticos longitudinales

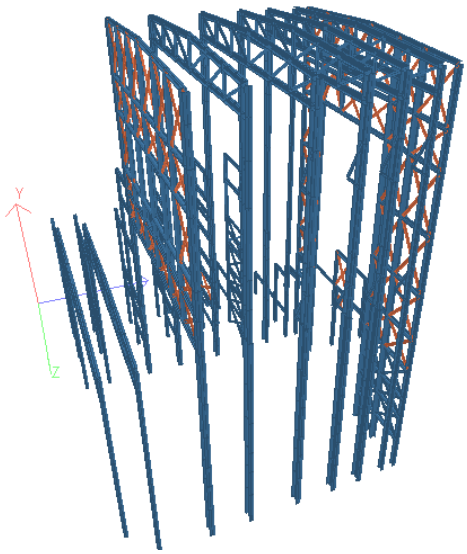


Figura 3.29 Pórticos transversales de la estructura

A continuación se refleja los desplazamientos verticales máximos calculados con STAAD en las vigas de los pórticos transversales y el cociente flecha/ luz en la siguiente tabla.

Tabla 3.56 Desplazamientos verticales máximos pórticos transversales

Luz(mm)	Flecha Verticales Máximas(mm)	Flecha/Luz
3550	12.435	0.00350282
3600	12.426	0.00345167
3625	15.634	0.00431283
3875	11.436	0.00295123
4070	13.355	0.00328133
4175	16.236	0.00388886
4475	20.657	0.00461609
4512	10.256	0.00227305
5000	18.635	0.003727
6000	23.894	0.00398233
7400	28.843	0.0038977
12650	34.634	0.00273787
24575	50.793	0.00206686

Como se puede apreciar en ningún momento se supera las limitaciones impuestas por el Eurocódigo 3

CAPITULO IV
CIMENTACIÓN DE LA CALDERA DE RECUPERACION

4.1 GENERALIDADES

En este capítulo se refleja el estudio realizado para la definición de las dimensiones, armaduras y detalles de las cimentaciones del edificio de la caldera de recuperación de la planta de ciclo combinado de Montoir de la Bretagne, tomando como bases de cálculo las establecidas en el estudio geotécnico y teniendo en cuenta las instrucciones establecidas en el Eurocódigo 2.

4.2 LA CIMENTACIÓN

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga.

Lo anterior conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen habitualmente en hormigón armado.

A veces se emplean los términos "infraestructura" y "superestructura" para designar respectivamente a la cimentación y al resto de la estructura, pero constituyen una terminología confusa. El terreno, estrictamente hablando, es también un material de construcción pero presenta con todos los demás una diferencia importante y es que esta impuesto por la situación de la obra. Las posibilidades de cambiarlo son casi siempre pocas y únicamente podemos, en ocasiones, modificar alguna de sus propiedades. Rara vez es económica la sustitución. Por ello, es la cimentación la que habrá de proyectarse de acuerdo con el suelo y en muchos aspectos la selección y la disposición de la propia estructura vendrá también condicionada por él.

La interacción suelo-cimentación es importante para el cálculo de la cimentación y a su vez depende fuertemente de las deformaciones relativas del suelo y del cimiento. Desgraciadamente el conocimiento por parte de los ingenieros industriales sobre el cálculo esas deformaciones son escasos.

El ingeniero en el diseño de la cimentación debe ser especialmente cuidadoso con los métodos de cálculo. En este sentido no debe olvidar que las cimentaciones normalmente están ocultas y formadas por pieza generalmente muy rígidas comparadas con las de la estructura. Por tanto el fenómeno de la figuración, que es un excelente síntoma de aviso, propio de las estructuras de hormigón, no es observable en los cimientos, Tampoco las deformaciones de un cimiento excesivamente solicitado suelen ser tan elevados como para constituir un síntoma de aviso.

Todo ello acentúa la necesidad de una especial prudencia y cuidado tanto en la concepción como en los cálculos al diseñar la cimentación.

4.3 TIPOS DE CIMENTACIÓN

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura o próximo a él, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denomina ***superficial o directa***. Las cimentaciones superficiales están constituidas por zapatas, vigas, muros y placas, o por combinaciones de estos elementos. Si el nivel apto para cimentar está muy por debajo de la zona inferior de la estructura la excavación necesaria para proceder a una cimentación directa sería muy costosa y se recurre a una ***cimentación profunda***, constituida por pilotes.

4.4 TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN

4.4.1 CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

La cimentación superficial es viable cuando la relación carga-capacidad portante del terreno permite dimensionar elementos de pequeña superficie para transmitir las cargas al terreno, o cuando en el caso de tratarse de un único elemento superficial, losa de cimentación, las deformaciones y asientos diferenciales sean reducidos. Los diferentes tipos de cimentaciones superficiales se indican a continuación.

4.4.1.1 Zapata aislada, zapata corrida y emparrillado de zapatas

La zapata aislada es la solución tradicional de cimentación, preferida por su economía y facilidad de ejecución. En edificios sobre roca se utiliza con cualquier altura (presiones de trabajo hasta 40 kp/cm2). Sobre suelos normales la gama usual de presiones varía de 1 a 3 kp/cm2. Con pilares cada 25 m2, cargas totales de 1.000 kg/m2 por planta y una ocupación por las zapatas no superior al 50% del área del edificio, las presiones anteriores limitarían las alturas aceptables a 5 y 15 respectivamente, lo cual da idea de por qué la cimentación por zapatas va perdiendo campo en la moderna construcción en altura. Por el contrario deben darse condiciones excepcionalmente desfavorables para que no puedan cimentarse por zapatas edificios de menos de 3 plantas. Dentro de los terrenos naturales podría ser el caso de las arenas muy flojas y de las arcillas muy blandas con capacidad portante inferior a 1 kp/cm2 (teniendo en cuenta los asientos admisibles).

El empleo de zapatas exige un terreno de resistencia media a alta, sin intercalaciones blandas en la zona de influencia de cada cimentación. La situación ideal para la ejecución de zapatas es cuando el terreno posee cohesión suficiente para mantener verticales las excavaciones, no existe afluencia de agua y el nivel de apoyo se encuentra a menos de 1,50 m bajo la superficie.

Para edificios ligeros y muros de carga las zapatas corridas, de hormigón en masa, constituyen una solución frecuente. Sin embargo, debe pensarse que un ligero armado

de la base de la zapata y el empleo de hormigones de buena calidad mejora considerablemente el comportamiento de la cimentación frente a asientos diferenciales, agresividad, etc., con un incremento de coste muy reducido.

Figura 4.1 Zapata aislada

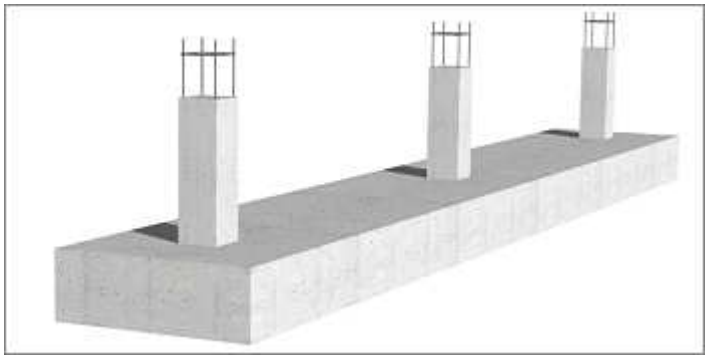


Figura 4.2 Zapata corrida

Respecto a las zapatas aisladas se han superado ya los laboriosos diseños de zapatas flexibles, con canto variable y optimización de la armadura, en favor de zapatas semirígidas o rígidas de canto constante, eliminando al máximo los encofrados.

Cuando el firme está a más de 1,20 m de profundidad es frecuente rellenar el fondo de la excavación con hormigón pobre, práctica mucho mas deficiente que construir las zapatas en el fondo y recrecer con un plinto de hormigón, pero admisible en bastantes casos.

Por su propia naturaleza, las zapatas aisladas permiten que los pilares asienten independientemente y presentan escasa resistencia frente a giros o desplazamientos horizontales. Todo ello hace aconsejable el empleo de riostras uniendo las zapatas, o combinar en una sola zapata las de pilares próximos. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que las riostras, salvo que sean de extraordinaria rigidez, son incapaces de homogeneizar los asientos de las zapatas que conectan. En una situación límite la combinación de zapatas y riostras llega a constituir un verdadero emparrillado,

concebido como una retícula de zapatas corridas. Es un sistema poco utilizado por el elevado coste de encofrado, lo cual conduce a las soluciones tipo losa. Sin embargo la forma de trabajo es más clara que en las losas y el cálculo se realiza con gran facilidad mediante los programas de estructuras reticuladas.

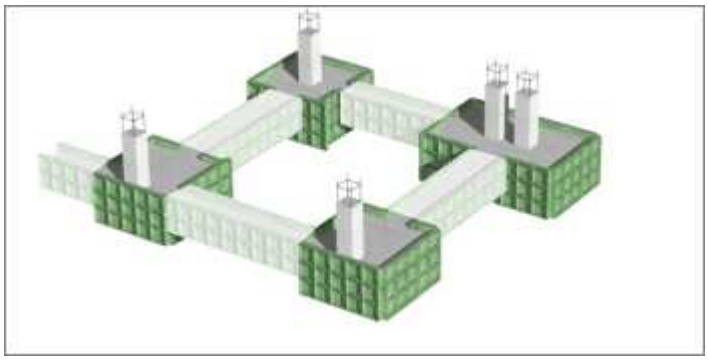


Figura 4.3 Emparrillado de zapatas

4.4.1.2 Placa de cimentación

Como caso límite del emparrillado, se plantea la solución de placa de cimentación. Generalmente se recomienda que cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas supere el cincuenta por ciento de la planta de la construcción, se estudia el posible interés de una cimentación por placa.

Además también se recomienda cuando:

- Se requiere un sótano estanco bajo el nivel freático.
- Se desean reducir los asientos diferenciales en terrenos heterogéneos o con inclusiones o defectos erráticos.
- Interesa conseguir una mayor presión de trabajo aprovechando la descarga producida por la excavación de sótanos.

La losa es una solución frecuente cuando las cargas son importantes (por ejemplo edificios de más de 8 plantas) y el terreno tiene una capacidad portante media a baja (qd m= 1,5 kp/crn2). Si el terreno es arena floja o de resistencia muy baja (qdm <0.8 kp/cm2) existe riesgo de rotura general (salvo en losas muy extensas) o de grandes asientos por la gran profundidad afectada, en cuyo caso no es una solución apropiada salvo que se mejore previamente el terreno o se reduzcan los asientos, por ejemplo, combinando la losa con un pilotaje. Estas soluciones son casi inevitables cuando el firme en que apoyar unos pilotes columna está muy profundo.

En el caso de edificios con zonas diferentemente cargadas debe estudiarse la compatibilidad de deformaciones del sistema terreno-losa-estructura, llegándose generalmente a profundidades de cimentaciones variables, distinta rigidez o a la inevitable introducción de juntas. Para edificios normales la facilidad constructiva ha

obligado a utilizar casi exclusivamente losas de canto constante, prescindiendo de las antiguas soluciones aligeradas, celulares, etc.

A pesar de su aparente sencillez estructural, las losas requieren una ejecución y control cuidadoso por lo que respecta a la colocación de las armaduras, puesta en obra del hormigón, eventuales juntas de hormigonado, etc., por lo que no deben dejarse en manos de contratistas poco solventes.

En el aspecto económico la losa constituye una solución cara para edificios de poca altura (menos de 6-8 plantas) y su coste puede ser comparable al de algunos pilotajes. (En las comparaciones no deben olvidarse los encepados y riostras del pilotaje)

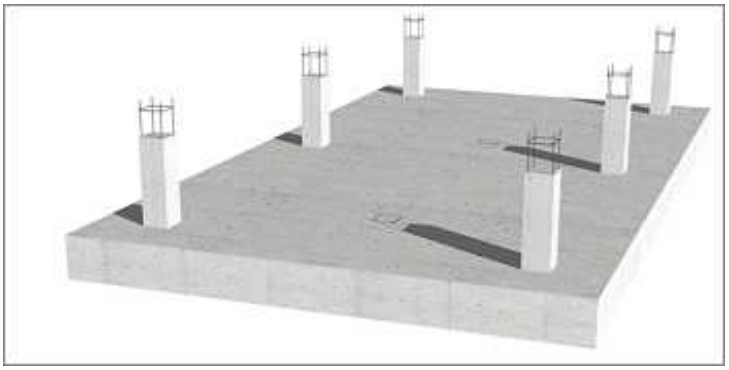


Figura 4.4 Placa de cimentación

4.4.2 CIMENTACIÓN PORFUNDAS

El pilote, sea cualquiera su tipo, se emplea cuando el nivel de cimentación esta considerablemente por debajo del nivel de la planta más baja de la construcción. Entre el pilar y el pilote propiamente dicho, es necesario disponer una pieza, el encepado reparte los esfuerzos del pilar a los pilotes del grupo. La solución de pilotes se indica en la siguiente figura.

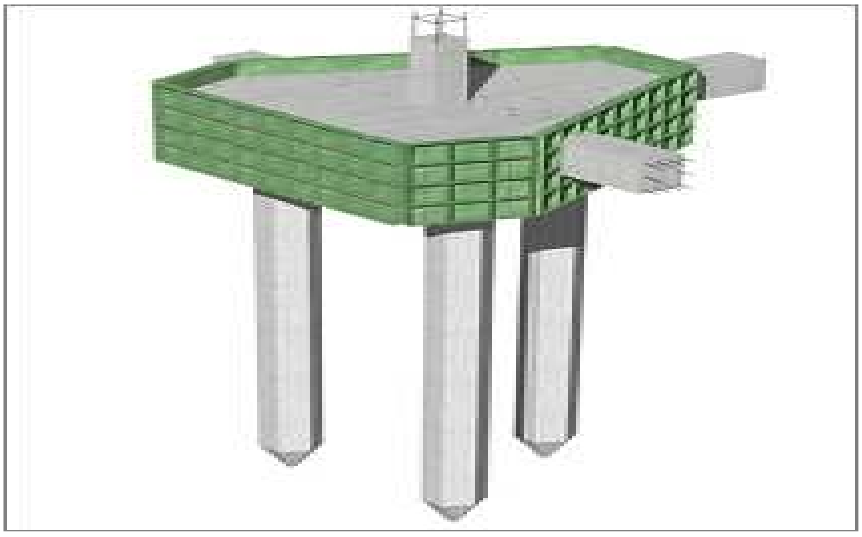


Figura 4.5 Cimentación por pilotes

En líneas generales, la cimentación por pilotaje está indicada cuando:

- No existe firme en una profundidad alcanzable con zapatas o pozos (D > 5 m).
- Se quieren reducir o limitar los asientos de edificio
- La permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales.
- Las cargas son muy fuertes y concentradas (caso de torres sobre pocos pilares).
- Se quiere evitar la incidencia sobre cimentaciones adyacentes.

Cuando el firme está profundo y hay que recurrir a un pilotaje, la solución es inmediata si las cargas están concentradas pero no sucede lo mismo cuando entre unos pocos pilares hay grandes superficies cargadas como es el caso de naves industriales, almacenes, etc. En estas condiciones resulta económicamente inviable pilotar toda la superficie edificada y tampoco es aconsejable pilotar sólo los pilares dejando el resto como una solera flotante ya que los asientos diferenciales llevarían a una situación funcionalmente inaceptable.

No hay más remedio en estos casos que mejorar el terreno para reducir al máximo su deformabilidad, lo cual puede conseguirse por precarga, vibroflotación, consolidación dinámica, inyecciones, etc. Según el nivel de mejora alcanzad la solución global puede ser una cimentaci6n superficial de pilares y solera o el pilotaje de los pilares y el apoyo directo de las soleras.

4.5 FASES DEL PROYECTO DE LA CIMENTACIÓN

Tal como se plantea habitualmente, el problema geotécnico consiste en proyectar la cimentación de un edificio de la forma más funcional y económica, teniendo en cuenta la naturaleza del terreno, de forma que se consiga una seguridad suficiente y unas deformaciones o asientos compatibles con las tolerancias de la estructura.

Aunque en algunos casos la resolución de una cimentación resulte trivial, en otros muchos, da lugar a un proceso relativamente complejo en el que deben integrarse numerosos factores para llegar a una solución correcta.

La realización de una cimentación puede dividirse en siguientes fases:

1 El estudio geotécnico. Partiendo de las informaciones geológicas y geotécnicas existentes así como de los antecedentes de cimentación en la zona, se realiza una campaña de prospección y reconocimiento del terreno, tomando muestras para su ensayo en laboratorio y definiendo los parámetros geotécnicos característicos.

2 La definición de los criterios para elección de cimentación. Una vez conocida la naturaleza y propiedades del terreno se elige la solución de cimentación más adecuada con base en las teorías de la mecánica del suelo y la experiencia tecnológica acumulada. Se define tanto el tipo de cimentación como su nivel de apoyo en el terreno, las presiones de trabajo y los asientos asociados con las mismas, eventuales problemas de ejecución, etc.

3 El proyecto de la cimentación. Se reflejan en planos para construcción las dimensiones, armaduras y detalles de las cimentaciones, tomando como bases de cálculo las establecidas en el Estudio geotécnico y teniendo en cuenta las Instrucciones y Normativas vigentes.

4 La ejecución y control de la cimentación. Se comprueba si el terreno se ajusta a lo previsto en el proyecto y se controla el comportamiento de las cimentaciones, en especial en lo que se refiere a movimientos y asientos. Un comportamiento anómalo exige una corrección del sistema de cimentación o, al menos, aporta una experiencia para obras sucesivas.

4.6 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Empresarios Agrupados (EA) subcontrata el estudio geotécnico a **Soletanche Bachy Pieux**. EA contrata un estudio de evaluación geotécnica en detalle en el que además de las características del terreno, definición de las diferentes capas, también se informa de los antecedentes de la zona.

Ya esta generalmente admitido el interés de un conocimiento previo de la naturaleza del terreno para las actividades de edificación. Por un lado han existido accidentes graves y costosos motivados por una cimentación deficiente o inadecuada y, por otro, la importancia de los edificios es cada vez mayor, justificándose inversiones apreciables en estudios del terreno.

Para el correcto planteamiento y desarrollo del estudio geotécnico debe partirse del máximo de información sobre los antecedentes de la zona, estudios anteriores, problemática observada.

La prospección del terreno se puede realizar utilizando una o varias de las técnicas siguientes, de modo que se consigan los objetivos del estudio:

- Catas o pozos
- Sondeos mecánicos o manuales
- Pruebas de penetración dinámica o estática
- Métodos geofísicos
- Pruebas *in situ*

El terreno quedará caracterizado cuando, además de la naturaleza y espesor de las distintas capas que lo componen, se conozcan las propiedades geotécnicas las mismas, necesarias para utilizar los correspondientes modelos o teorías de cálculo de cimentaciones.

4.7 CRITERIO PARA SELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Una vez conocida la naturaleza del terreno se plantea el problema de elegir la cimentación más adecuada, tanto desde el punto de vista geotécnico y estructural como

económico, estando este ultimo punto muy ligado a la mayor o menor facilidad constructiva.

Si el estudio geotécnico está bien realizado y lo redacta un especialista en cimentaciones, las conclusiones del mismo deben definir la cimentación más aconsejable o como mucho proponer dos alternativas en función de otros factores no dependientes del terreno. Sin embargo, en la realidad son escasos los estudios verdaderamente concluyentes, que permiten pasar directamente a la fase de proyecto, bien por no definir las profundidades de cimentación o las presiones de trabajo, bien por ofrecer tal abanico de soluciones que hacen muy difícil la decisión del proyectista. De estos defectos no siempre se debe culpar al autor del estudio ya que la contratación a la bajan o las excesivas limitaciones presupuestarias pueden haberle obligado a reducir los reconocimientos y ensayos por debajo del mínimo necesario para una correcta definición del terreno.

Por otra parte son frecuentes los casos en que un estudio ambiguo o insuficiente deja abierta la puerta a las reformas del proyecto, proponiendo el contratista costosas cimentaciones bajo el pretexto de una mayor seguridad o para cubrir aspectos no previstos en el estudio geotécnico.

Todo ello da idea de que la adopción de una determinada solución de cimentación no es la conclusión de un proceso matemático sino más bien una combinación en el que queda mucho lugar a la experiencia y a la valoración simultánea de numerosos factores. Por ello, en este apartado sólo se darán criterios orientativos para los casos más frecuentes en la práctica, pero sin pretender fijar reglas inamovibles, lo cual sería, por otra parte, ilusorio dada la gran variedad de situaciones que pueden encontrarse en la realidad.

Como se ha señalado al principio, el proceso de selección de un tipo de cimentación suele ser relativamente complejo, salvo en algunos casos triviales. Sin embargo, cabe establecer algunos criterios orientativos para situaciones, haciendo abstracción de algunos factores de tipo económico y constructivo relativos a obras de infraestructura ligados a las cimentaciones como la excavación y contención de sótanos, drenaje de filtraciones, etc. Por otra parte debemos limitarnos a las soluciones tradicionales y convencionales ya que existe una amplia variedad de patentes cuyo empleo es muy restringido.

En la figura 4.6 se resume el diagrama para la toma de la decisión del tipo de cimentación más adecuado.

4.8 PROYECTO DE LA CIMENTACIÓN

A partir de este apartado se pretende exponer el razonamiento seguido para la elección del tipo de cimentación y su correspondiendo diseño.

4.8.1 DECISIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN

Como se puede apreciar en el la figura 4.6, para la toma de decisión de la selección del tipo de cimentación se ha limitado a tres aspectos, a saber:

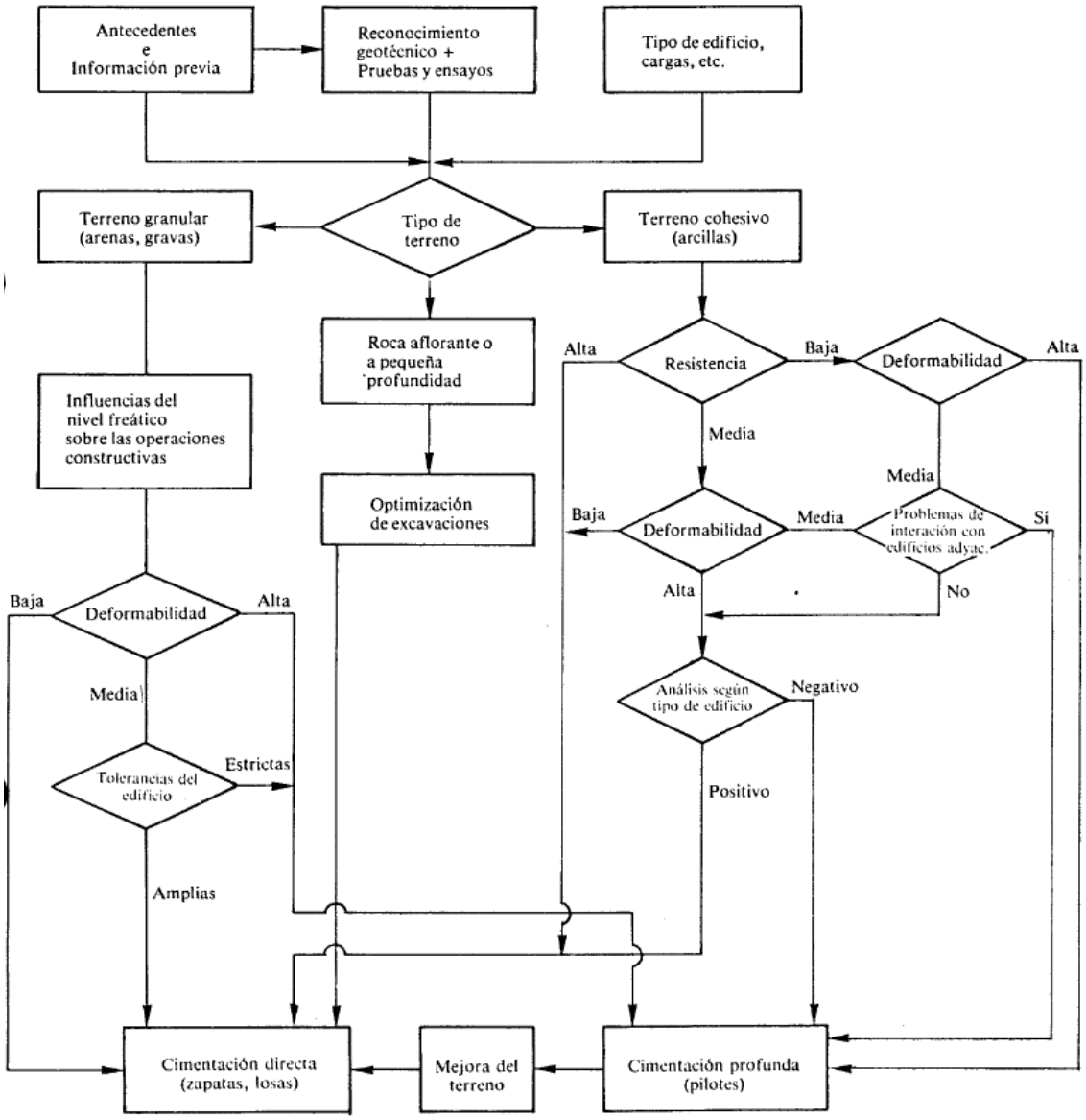


Figura 4.6 Esquema para la elección del tipo de cimentación

- *Antecedentes e información previa.*

  En los alrededores de la planta de ciclo combinado, Montoir de la Bretagne, se encuentra situado un Central de gasificación construida hace 10 años y se han registrado observar problemas de asentamiento del terreno. Esta central esta construida sobre una losa de cimentación y tras años de funcionamiento se aprecia asentamiento del terreno que han provocado importantes desplazamientos verticales de hundimiento.

- *Reconocimiento geotécnico.*

  Como se expuso anteriormente SOLETANCHE BACHY PIEUX, empresa francesa de prestigio en estudios geotécnicos realizo un completo estudio del terreno dictaminando que el suelo corresponde a un suelo arcilloso con resistencia media y alta deformaciones en sus capas superiores. Estas características del terreno mejoran a elevadas profundidad siendo viable cimentar con pilotes.

- *Tipo de edificio*

  Estructura metálica para construcción del cerramiento para la caldera de recuperación de la planta de ciclo combinado. Tanto la estructura metálica como la propia caldera son elementos pesados que trasmiten altas presiones al terreno.

Con esta información la cimentación más idónea para este proyecto es una losa pilotada. El motivo de la elección de este tipo de cimentación frente a un encepado pilotado, que seria otra posible solución, es que además de soportar las cargas transmitidas por los pilares del edificio, dentro del propio edificio existen gran cantidad de equipos ,entre ellos la propia caldera que provocan elevadas presiones al terreno , por lo que si se realizara una cimentación mediante encepados de pilotes atados entre sí para los pilares del edificio, habría que realizar además una serie de bancadas para los equipos, lo que llevaría a una solución muy complicada geométricamente.

Como el terreno está formado por capas de resistencia creciente con la profundidad, de tipo cohesivas, el problema se limita a elegir el nivel en el que existe una capacidad portante suficiente. La cimentación profunda implica mayores costes y tiempos de ejecución que una cimentación superficial pero debido a los argumentos anteriores es necesario su elección.

4.8.2 CARGAS ACTUANES SOBRE LA CIMENTACIÓN

Las cargas que actúan sobre la losa son las reacciones que transmiten los pilares del edificio de la caldera de recuperación mediante las placas de anclaje a la cimentación supuesta esta unión rígida. Al igual que sobre el edificio, las tensiones más importantes que tendrá que soportar la losa son debidas a la carga más fuerte que actúa sobre el edificio, que es generalmente la de viento. Además de estas cargas hay que tener en cuenta el peso de los equipos, el sismo actuando sobre la cimentación.

Dentro de los equipos, el más importante es la caldera de recuperación. Las cargas que este equipo transmite a la cimentación vienen definidas por Doosan, fabricante de la caldera. Estas cargas serán transmitidas mediante las placas de anclaje, dimensionadas por el fabricante, que están distribuidas según la siguiente figura y unen la caldera con la losa de cimentación.

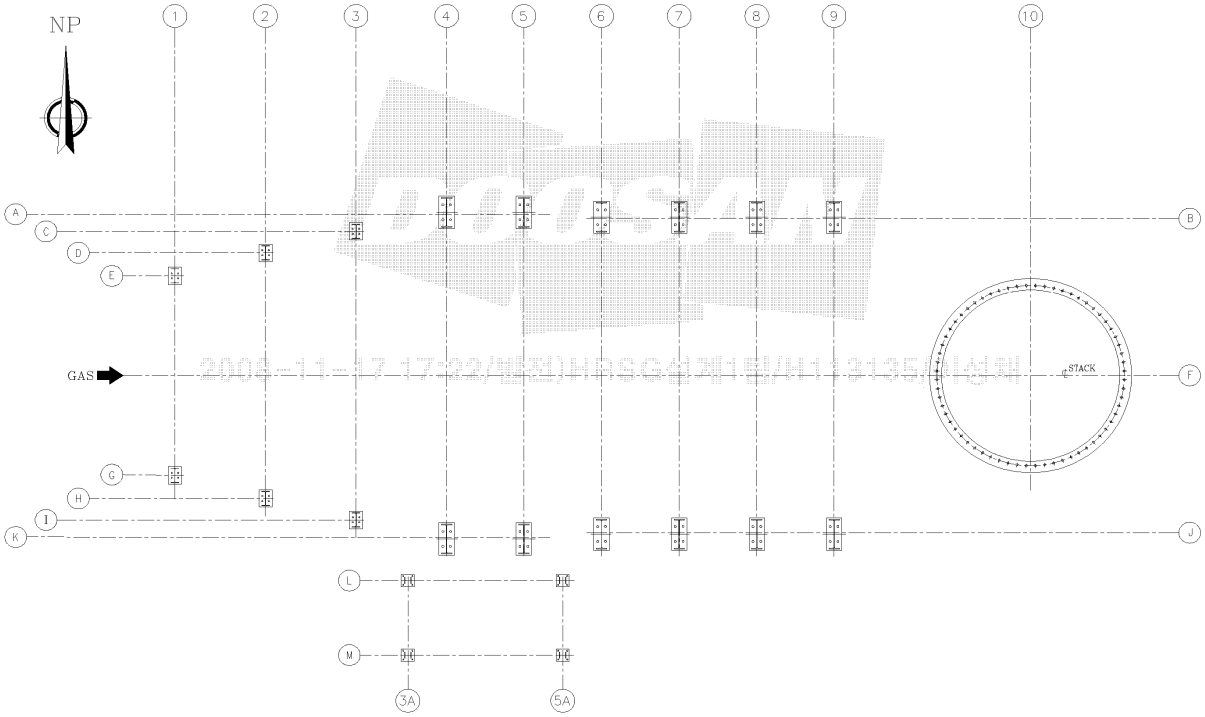


Figura 4.7 Distribución placas anclaje de la caldera de recuperación

A continuación se indican las principales cargas que se han tenido en cuenta, además de las trasmitidas por los pilares del edificio de la caldera de recuperación, para el diseño de la cimentación.

4.8.2.1 Cargas simples

Como se indico en el capítulo II las cargas simples pueden clasificarse en:

Carga permanente

Las cargas permanentes sobre la losa son las cargas de peso propio de la misma, que dependen del espesor de la losa en cuestión:

- Peso propio, losa 1000mm de espesor: 24.52 kN/mm2
- Peso propio, losa 1500mm de espesor: 36.78kN/mm2
- Peso propio, losa 3000mm de espesor: 73.56 N/mm2

Sobrecargas de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que pueda gravitar sobre la cimentación por razón de uso. La sobrecarga de equipos pesados como pueden bombas, caldera de recuperación no están incluidos en este apartado. Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. En este caso se ha a caracterizado con:

- Zona de losa del rack de bombas :15 kN/m2 representado en la figura4.10
- Zona de la losa del rack de la caldera : 10kN/m2 representado en la figura 4.9
- Zona losa de caldera de recuperación : 5 kN/m2 representado en la figura 4.8

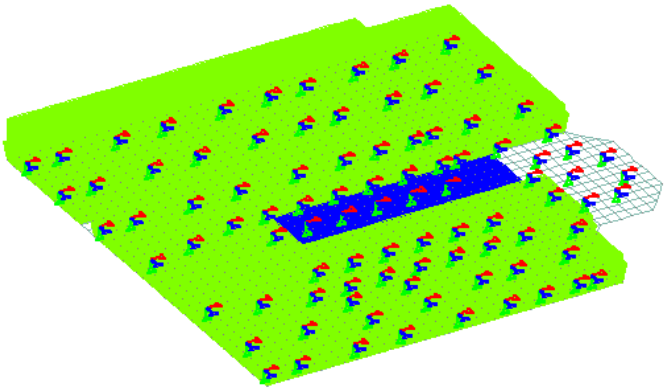


Figura 4.8 Sobrecarga zona losa de caldera de recuperación

Cargas de la caldera de recuperación y chimenea

En el anexo ``planos de la caldera de recuperación´´ se incluyen las cargas suministradas por el fabricante y que han sido incluidas debidamente en el modelo de cálculos que se representan en la figura 4.11

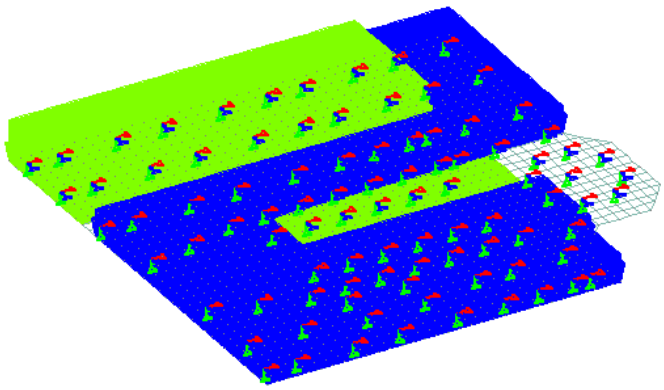


Figura 4.9 Sobrecarga en la zona de la losa del rack de la caldera

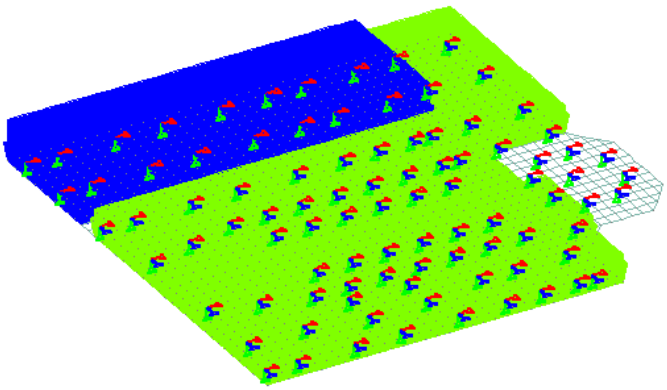


Figura 4.10 Sobrecarga en la zona de losa del rack de bombas

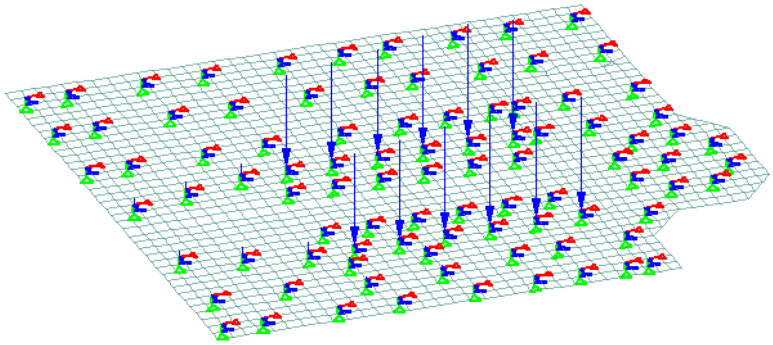


Figura 4.11 Cargas caldera de recuperación

4.8.2.2 Combinación de carga

Los casos de carga expuestos anteriormente junto con las que trasmiten los pilares a la losa de cimentación, serán combinados de acuerdo al Eurocódigo-2, parte 1 de la siguiente forma:

Estado limite último

Los valores de los coeficientes parciales para el estudio de los estados límite últimos de acuerdo al EC-2, son los siguientes:

Tabla 4.1. Coeficientes parciales estado límite último

Estados límite últimos		
Tipo de carga	**Efecto permanente o transitorio**	
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.50$
Accidental	$\gamma_{GA} = 1.00$	$\gamma_{GA} = 1.00$
	$\gamma_{QA} = 0.00$	$\gamma_{QA} = 1.00$

Las siguientes combinaciones deben ser consideradas para los estados límite último:

- Sólo una carga variable: 1.35*G1 + 1.00*G2 + 1.50*Q
- Dos o más cargas variables: 1.35*G1 + 1.00*G2 + 1.50*(Q1+Q2+..)
- Cargas accidentales: 1.00*(G1+G2) + 1.00*A + 0.8*(Q1+Q2+..)

donde :

G1: valor característico de las cargas permanentes cuando el efecto que provocan sobre la estructura es desfavorable

G2: valor característico de las cargas permanentes cuando el efecto que provocan sobre la estructura es favorable
Q: valor característico de la carga variable dominante
Qi: valor característico de las cargas variables que acompañan a la carga variable dominante
A: valor característico de la carga accidental

Estado límite servicio

Los valores de los coeficientes parciales para el estudio de los estados límite de servicio (figuración, deformaciones) de acuerdo con lo prescrito en el Eurocódigo-2, son las siguientes:

Tabla 4.2 Coeficientes parciales estado límite servicio

Estados límite de servicio		
Tipo de carga	**Efecto permanente o transitorio**	
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$

Las siguientes combinaciones deben ser consideradas para el estado límite último:

- Una sola carga variable: 1.00 · G1 + 1.00 · G2 + 1.00 · Q
- Dos o más cargas variables: 1.00 · G1 + 1.00 · G2 + 1,00 · (Q1 + Q2 + …+ Qn)

donde las variables son las siguientes:
G1: valor característico de las cargas permanentes cuando el efecto que provocan sobre la estructura es desfavorable
G2: valor característico de las cargas permanentes cuando el efecto que provocan sobre la estructura es favorable
Q: valor característico de la carga variable dominante
Qi: valor característico de las cargas variables que acompañan a la carga variable dominante
A: valor característico de la carga accidental

4.8.3 DEFINICIÓN GEOMETRICA DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación del edificio caldera se ha realizado mediante losa de cimentación apoyada en 92 pilotes. Como se explico anteriormente el motivo de la decisión esta basada en los antecedentes registrados en la zona, un estudio geotécnico y el tipo de edificio que besamos construir.

La losa como se observa en la siguiente figura tiene un geometría prácticamente rectangular con dimensiones principales de 36.85 x 37.77 m. Se puede identificar un

recrecido necesario para adaptarse a las dimensiones de la chimenea que incorpora la caldera de recuperación.

Podemos diferenciar dentro de la losa zona con diferentes espesores con sus correspondientes transiciones para evitar zonas de concentración de tensiones.

- *Zona de espesor 3 m de alta solicitación mecánica*

En este emplazamiento se encuentra la chimenea de la caldera de recuperación que se encuentra anclada directamente a la cimentación por medio de anillo metálico que se sujetan con pernos de anclaje. La chimenea tiene 48 m de altura y un diámetro de 6.9 m. Los pernos de anclaje suministrado por el fabricante que tienen una longitud superior a los dos metros los que obligo a iniciar el cálculo de esta zona con un espesor mínimo de 2 m.

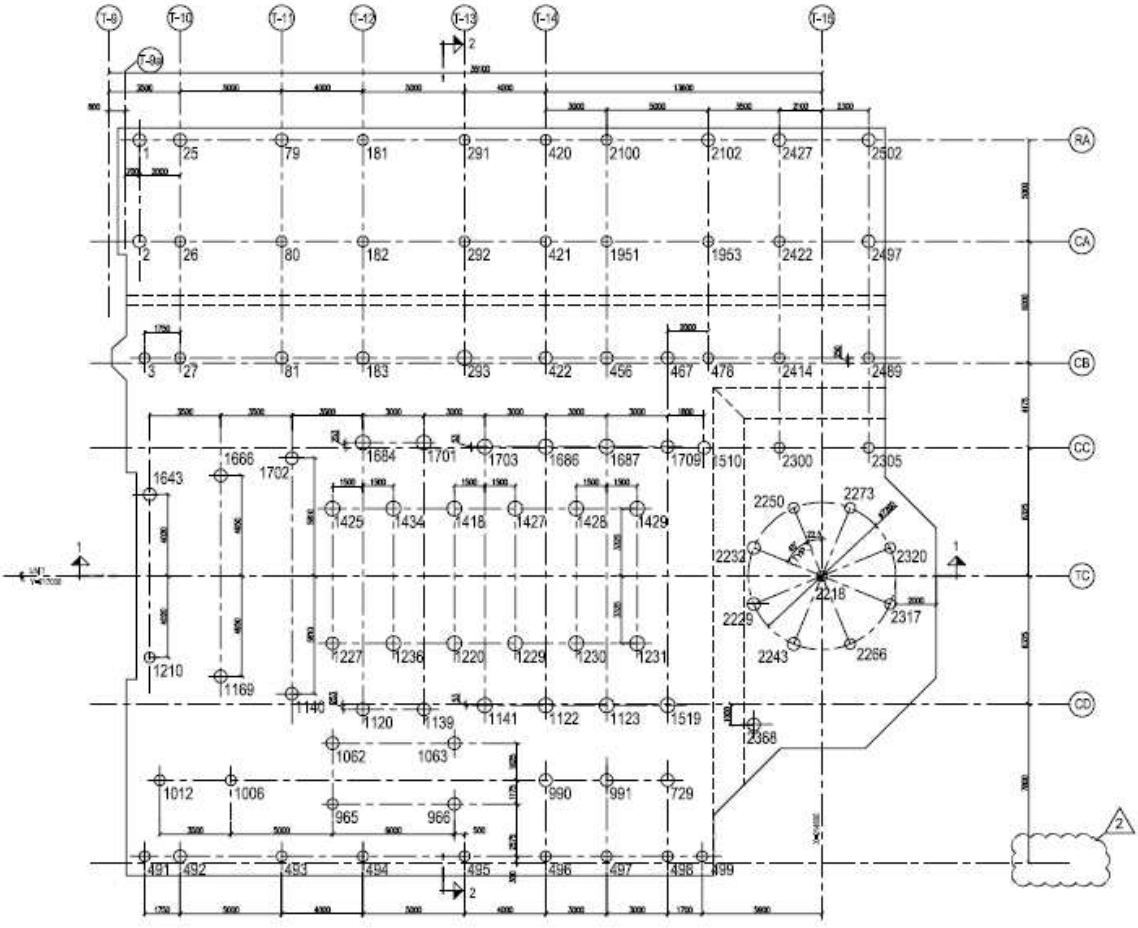


Figura 4.12 Planta de la losa de cimentación

- *Zona de espesor 1.5 m de moderada solicitación mecánica*

En esta zona se encuentra instalada la caldera de recuperación así como la zona de la estructura metálica con mayor altura.

- *Zona de espesor 1 m de baja solicitación mecánica.*

Esta zona corresponde a lo que se conoce como casa de bombas que son equipos de menor peso y donde la estructura metálica es mas liviana ya que no necesita una estructura metálica tan elevada, necesaria en la zona anterior para como hemos visto anteriormente. Pudiéndose dimensionar con menor espesor ahorrando costes de hormigón.

Los espesores seleccionados se pueden catalogar como decisión del departamento civil de **Empresarios Agrupados S.A**. Esta decisión es la optimización que se ha ido alcanzando con la experiencia adquirida a lo largo de los diferentes proyectos de construcción de ciclos combinados en los que la empresa ha participado.

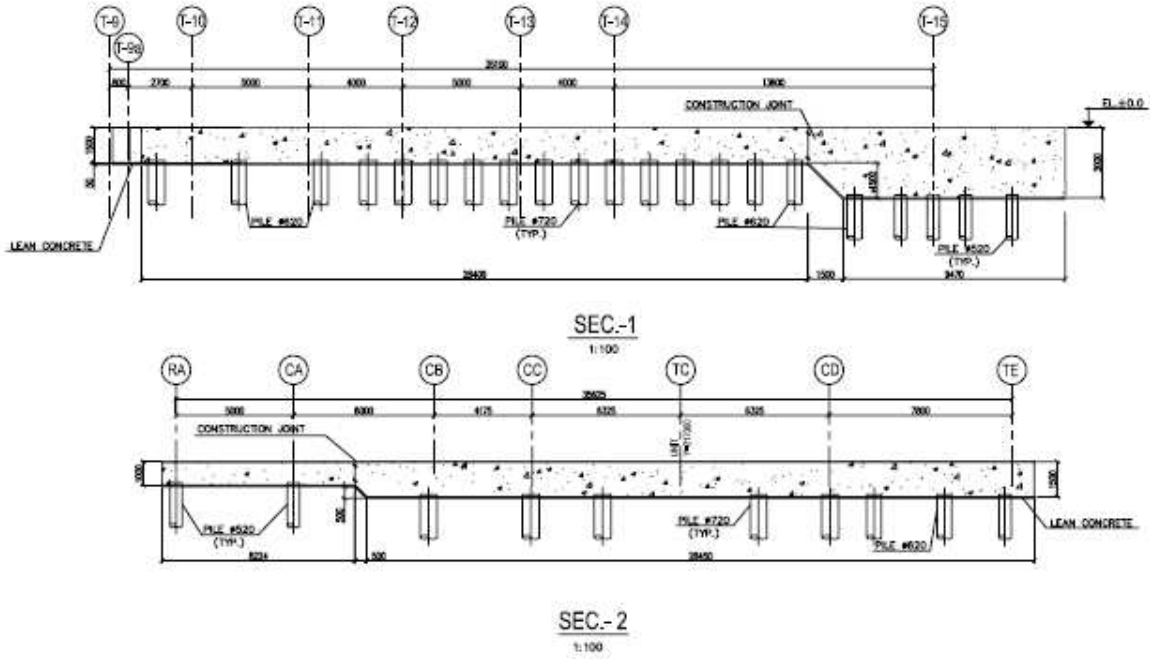


Figura 4.13 Secciones de la losa cimentación indicadas en figura 4.12

Como se sabe, el espesor influye en la resistencia a cortante que tiene la losa de cimentación. La losa debe estar diseñada de tal forma que resista los esfuerzos cortantes a los que esta sometida. Para ello existe dos posibilidades aumentar el espesor de la losa o introducir armadura de acero a cortante en una losa aumentando así la resistencia a cortante de la losa. Los espesores indicados es la solución más interesante desde el punto de vista económico ya que minimiza la suma de costes de hormigón, acero y mano de obra.

4.8.4 MODELO DE LA CIMENTACIÓN

El modelo ha sido creado y analizado utilizando en software "STAAD.Pro 2007" Copyright © 1997-2007 Research engineers, Intl.

La losa se modela respetando los datos geométricos anteriormente presentados y mallado mediante elementos placa con el espesor correspondiente de tal manera que coincida de la forma más exacta posible los nodos de la estructura con los puntos de aplicación de las cargas que actúan sobre la losa, que corresponden con los pilares del edificio. El programa realiza un análisis de la estructura mediante el método de los elementos finitos.

La interacción suelo-pilotes-estructura se ha realizado modelizando los pilotes como apoyos elásticos con una rigidez equivalentes en las tres direcciones (Mx, My y Mz liberados). La rigidez equivalente utilizada para el diseño de la losa son las siguientes (según datos proporcionados por el estudio geotécnico):

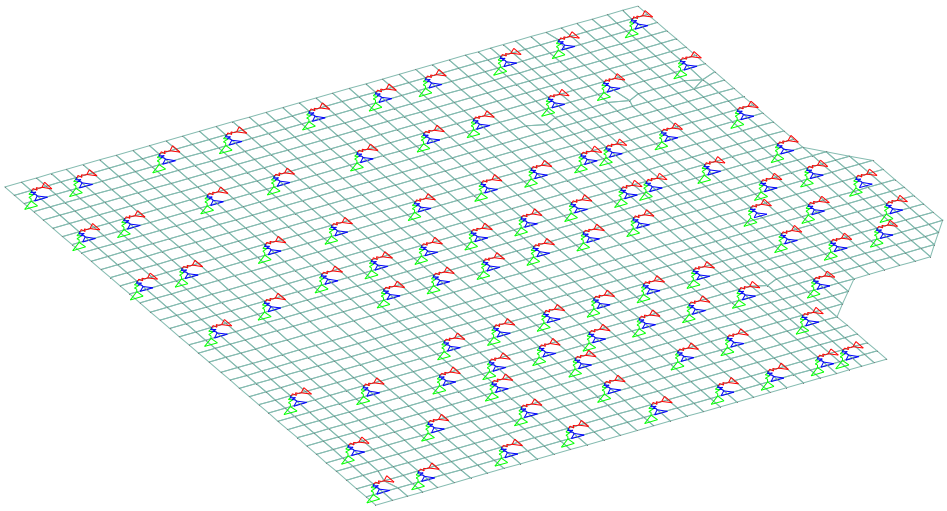


Figura 4.14 Modelo por elementos finitos de la cimentación

Modelo Estático

- **Pilotes Φ 520 mm:**

  Rigidez vertical equivalente: Kfy= 105000 kN/m

  Rigidez horizontales Kfx y Kfz= 18333 kN/m

- **Pilotes Φ 620 mm:**

  Rigidez vertical equivalente: Kfy= 125000kN/m

  Rigidez horizontales Kfx y Kfz= 21666 kN/m

- **Pilotes Φ 720 mm:**

  Rigidez vertical equivalente: Kfy= 144000 kN/m

  Rigidez horizontales Kfx y Kfz= 26000 kN/m

Modelo Dinámico

- **Pilotes Φ 520 mm:**

  Rigidez vertical equivalente: Kfy= 105000 kN/m

  Rigidez horizontales Kfx y Kfz= 55000 kN/m

- **Pilotes Φ 620 mm:**

  Rigidez vertical equivalente: Kfy= 125000kN/m

  Rigidez horizontales Kfx y Kfz= 65000 kN/m

- **Pilotes Φ 720 mm:**

  Rigidez vertical equivalente: Kfy= 144000 kN/m

  Rigidez horizontales Kfx y Kfz= 78000 kN/m

Donde x es la dirección longitudinal y z la transversal. Cada apoyo en el modelo representa un pilote. El criterio seguido para la colocación de los pilotes es posicionar los pilotes cerca de las zonas de aplicación de las cargas que en este caso es debajo de los pilares del edificio. Se ha mantenido una distancia entre ejes de pilotes superior a 3Φ para evitar la interacción entre los mismos. En la figura 4.15 se puede ver la posición de los pilotes en un modelo de la losa. Cada apoyo elástico representa un pilote.

4.8.5 DEFINICIÓN DE ESFUERZOS DE DISEÑO

Los esfuerzos obtenidos mediante el modelo de elementos finitos tridimensional realizado con el programa de cálculo en los elementos tipo placa, se combinarán de acuerdo con el criterio de Ajaya K. Gupta, de la siguiente manera para obtener así las esfuerzos de diseño que se utilizaran para diseñar las armaduras de la cimentación, donde las abreviaturas Sx, Sy, Sxy, representan los esfuerzos de membrana y Mx, My, Mxy, son los momentos flectores y momento torsor. A su vez Qx y Qy son los cortantes transversales perpendiculares al plano medio del elemento placa.

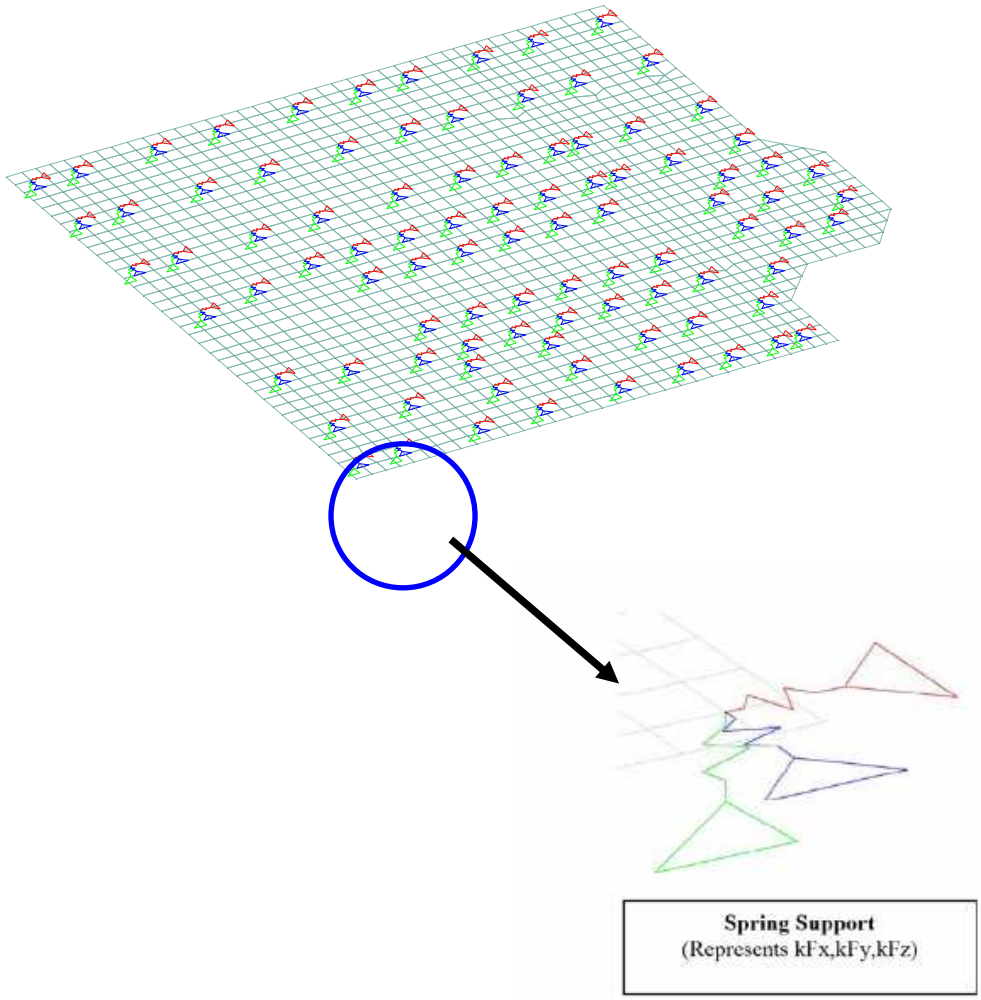


Figura 4.15 Modelo de los pilotes mediante muelle

Esfuerzos de diseño:

- Axil: $N_{dx} = S_x \pm |S_{xy}|$

  $N_{dy} = S_y \pm |S_{xy}|$

- Momento Flector: $M_{dx} = M_x \pm |M_{xy}|$

  $M_{dy} = M_y \pm |M_{xy}|$

- Cortante: $V_{Rd} = \sqrt{(Q_x)^2 + (Q_y)^2}$

Los ejes que se utilizan para el definir los esfuerzos de diseño son los siguientes:

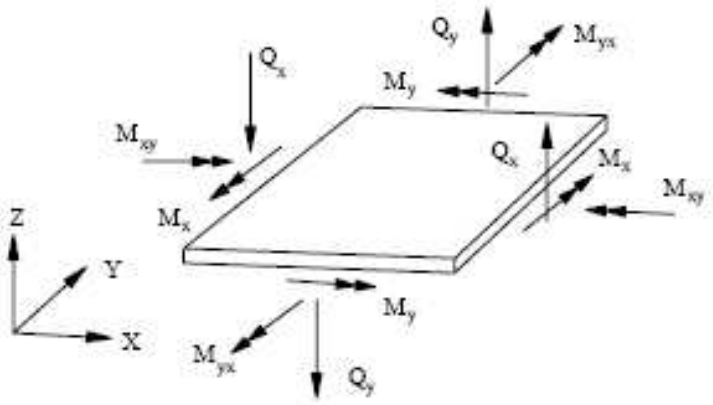


Figura 4.16 Ejes locales de elementos placas

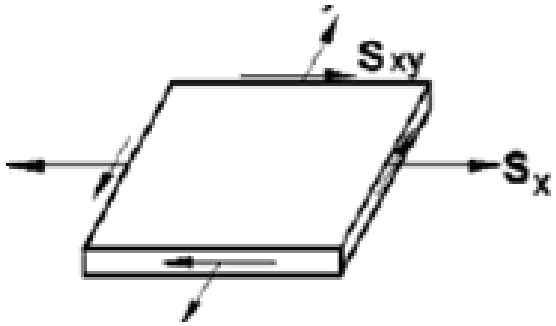


Figura 4.17 Ejes locales de elementos placas

4.8.6 DISEÑO DE LA ARMADURA A FLEXIÓN

4.8.6.1 Introducción

La armadura longitudinal tiene como objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, bien reforzar las zonas del hormigón sometidas a compresión.

Aunque por las cargas que se tienen es de esperar que las armaduras necesarias para resistir los esfuerzos sean superiores a las mínimas fijadas por la normativa, esta sirve de límite inferior a la hora de diseñar este armado. Según la EC-2 sección 9.3.1.1, el valor recomendado para el mínimo área de acero en una sección sigue la fórmula, conocida como cuantía mínima:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

Se podría definir un único armado para toda la losa independientemente de la dirección y la zona de la losa que se estudie. Esta seria una solución sencilla tanto para el cálculo como en su montaje pero estaría muy lejos de la solución óptima ya que gran parte del armado estaría sobredimensionado.

Otro planteamiento es definir el armado idóneo para en cada elemento placa del modelo de la losa de cimentación. Esta solución seria óptima desde el punto de vista técnico pero imposible constructivamente. Por lo tanto, se busca como ocurre en gran parte de las soluciones ingenieriles, una solución de compromiso que cumpla técnica, económica y constructivamente. Para ello se define un armado por dirección y espesor de losa. Es decir, el estudio se divide en seis, tres espesores en sus dos direcciones, trasversal y longitudinal.

A partir de los resultados obtenidos del programa de cálculo, que se pueden consultar en el anexo "Envolvente de esfuerzos de la cimentación". Para que la armadura seleccionada cumpla los requisitos establecidos por la normativa, tendremos que dibujar el diagrama de interacción de la sección de forma que el máximo par momento-axil este dentro del diagrama de interacción.

4.8.6.2 Criterios de signo

Es evidente que la utilización de software de cálculo, como el STAAD, implica un ahorro de tiempo al que difícilmente se puede renunciar a la hora de diseñar estructuras, pero cuya mala utilización puede suponer problemas importantes. Unos de los errores más comunes es la incorrecta interpretación de los signos en los resultados. Par ello se define los ejes utilizados en el modelo:

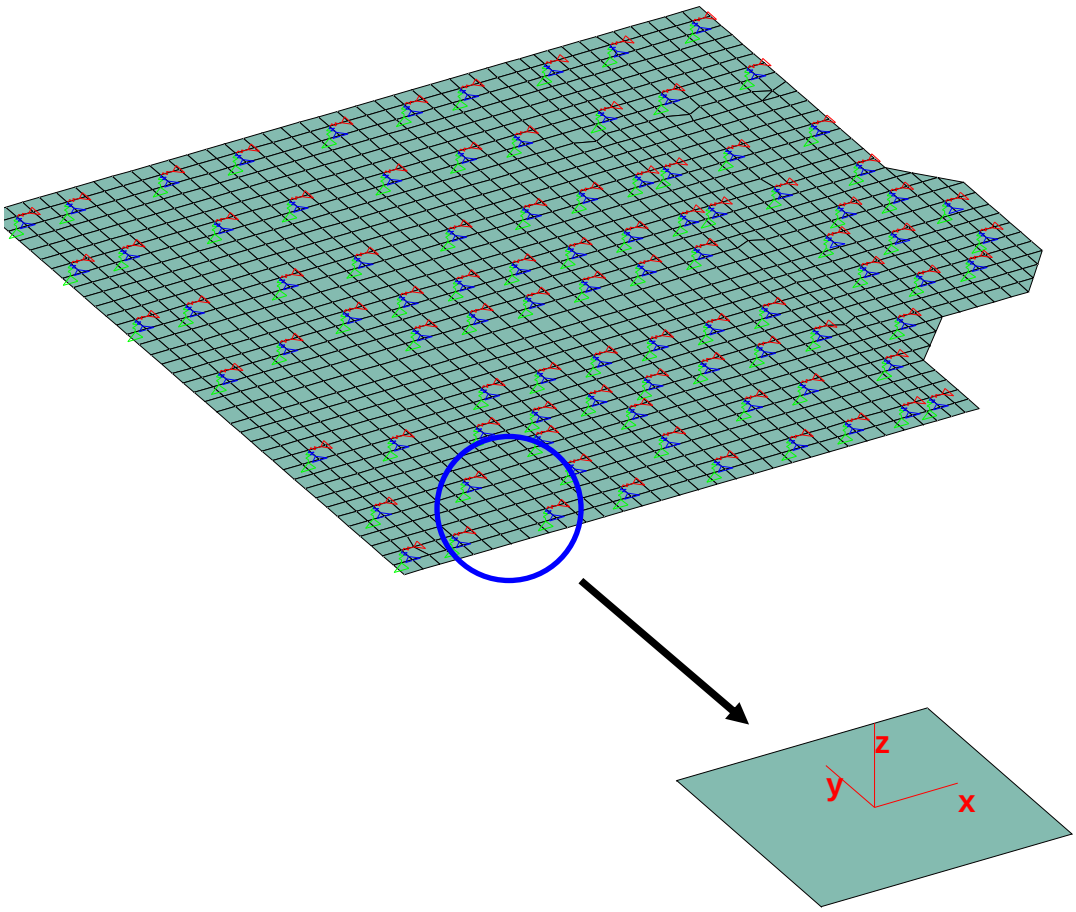


Figura 4.18 Ejes locales elemento placa del modelo

Por tanto, comparando con la figura siguiente que define el criterio de signos para el cálculo de esfuerzos de diseño:

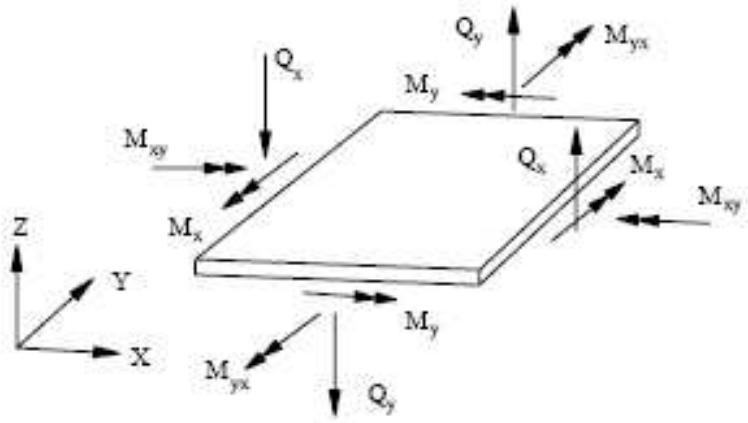


Figura 4.19 Ejes locales de elemento placa

Se concluye que:

- MdX positivo tracciona la parte superior de la losa en dirección longitudinal del edificio caldera, es decir, en dirección del eje Y . El valor negativo de este momento indica una tracción de la armadura inferior de la losa de cimentación.

- MdY positivo tracciona la parte superior de la losa de cimentación en dirección transversal del edificio caldera, es decir, en dirección del eje X. El valor negativo de este momento indica una tracción de la armadura inferior de la losa de cimentación.

4.8.6.3 Calculo armadura longitudinal zona espesor 1000 mm

Este apartado presenta el proceso necesario para definir la armadura longitudinal de la zona, de la losa de espesor 1000 mm, mostrada a continuación.

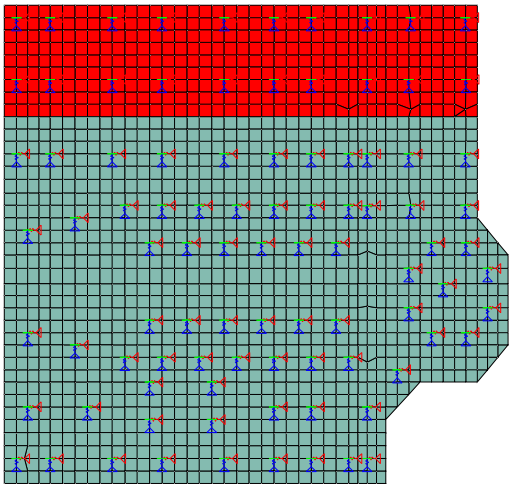


Figura 4.20 Zona losa con espesor 1000 mm

Antes de empezar el calculo se recuerda como se expuso anteriormente que para el cumplimento de la normativa como mínimo la armadura debe tener.

$$As = 0.26 \cdot Ac \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.26 \cdot 1000mm \cdot 1000mm \cdot \frac{30/1.5}{500/1.15} = 1930mm^2 = 19.93cm^2$$

4.8.6.3.1 Armadura en dirección Y

El máximo momento de diseño para esta armadura es, con sus valores positivos y negativos los siguientes:

Mdx= 228.69 kNm
Mdx=-533.98kNm

Por facilidad de montaje, se decide utilizar la misma armadura en el parte inferior y en la parte superior. La solución más apropiada para este caso es disponer cuatro redondos, por metro, del 25 cada 200 mm; Ø25@200mm. A continuación se muestra el diagrama de interacción de dicha solución:

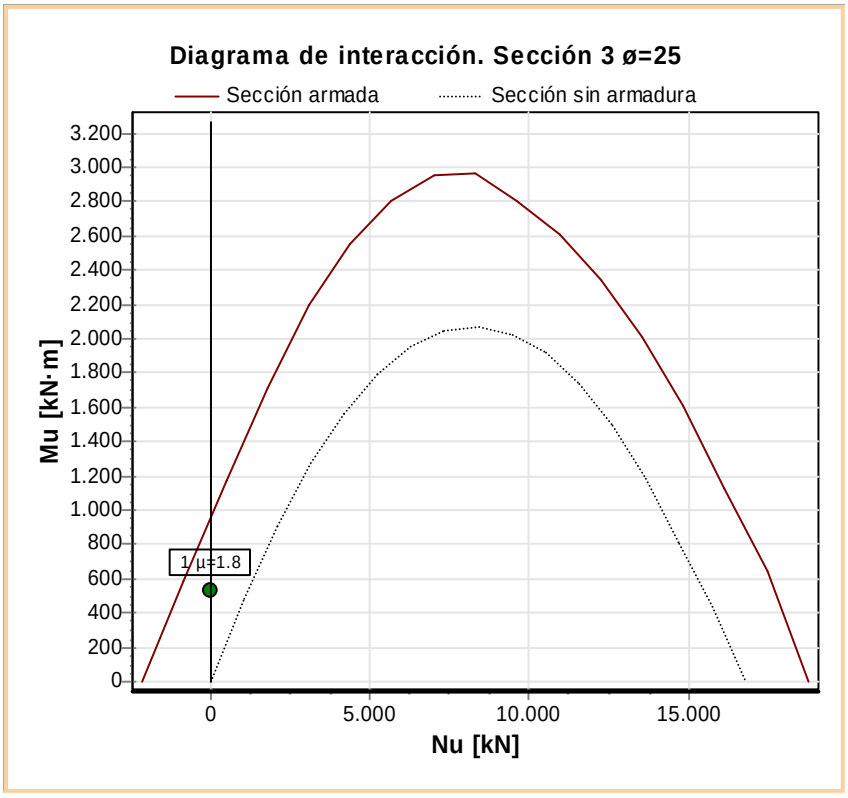


Figura 4.21 Diagrama de interacción armado Ø25@200mm

Por tanto, como el coeficiente de seguridad es de valor 1.8 y el armado cumple con cuantía mínima, se entiende correcta la disposición de esta armadura en la zona y dirección mencionada.

4.8.6.3.2 Armadura en dirección X

El máximo momento de diseño para esta armadura es, con sus valores positivos y negativos los siguientes:

Mdx= 243.76 kNm
Mdx=-534.79 kNm

Por facilidad de montaje, se decide utilizar la misma armadura en el parte inferior y en la parte superior. La solución más apropiada para este caso es disponer cuatro redondos por metro, de 25 mm cada 200 mm; Ø25@200mm. A continuación se muestra el diagrama de interacción de dicha solución:

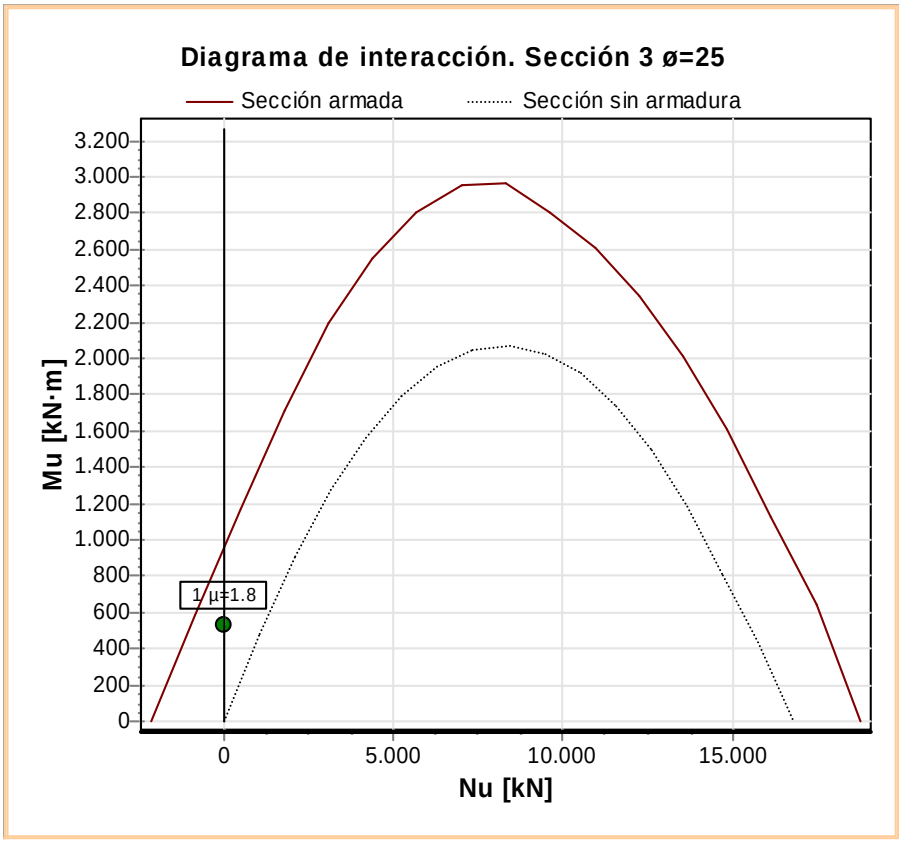


Figura 4.22 Diagrama de interacción armado Ø25@200mm

Por tanto, como el coeficiente de seguridad es de valor 1.8, y el armado cumple con la cuantía mínima, se entiende correcta la disposición de esta armadura en la zona y dirección mencionada

4.8.6.4 Calculo armadura longitudinal zona espesor 1500 mm

Este apartado presenta el proceso necesario para definir la armadura longitudinal de la la zona, de la losa de espesor 1500 mm, mostrada a continuación.

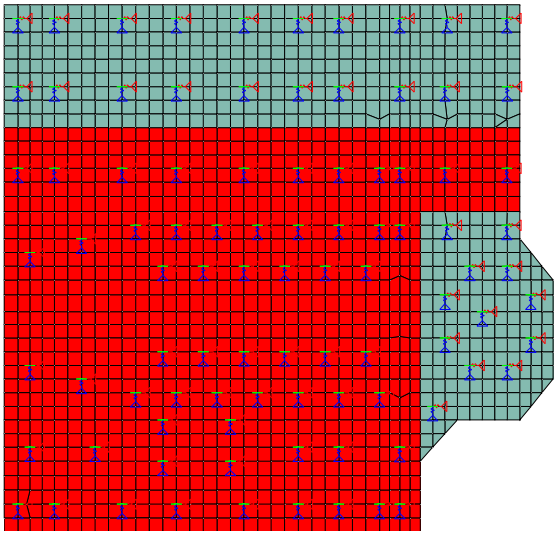


Figura 4.23 Zona losa con espesor 1500 mm

Antes de empezar el calculo se recuerda como se expuso anteriormente que para el cumplimento de la normativa como mínimo la armadura debe tener.

$$As = 026 \cdot Ac \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.26 \cdot 1000mm \cdot 1500mm \cdot \frac{30/1.5}{500/1.15} = 2990mm^2 = 29.9cm^2$$

4.8.6.4.1 Armadura en dirección Y

El máximo momento de diseño para esta armadura es, con sus valores positivos y negativos los siguientes:

Mdx= 938.10 kNm
Mdx=-1928.96 kNm

Por facilidad de montaje, se decide utilizar la misma armadura en el parte inferior y en la parte superior. Debido a que la cuantía mínima es de 29.9 cm2, un armados válidos con el nivel de esfuerzos indicado es disponer cuatro redondos, por metro, de 32 mm cada 200mm;Ø32@200mm

$$A = n \cdot \pi \cdot r^2 = 4 \cdot \pi \cdot (\frac{32}{2})^2 = 3216.99mm^2 = 32.16cm^2$$

A continuación se muestra el diagrama de dicha interacción:

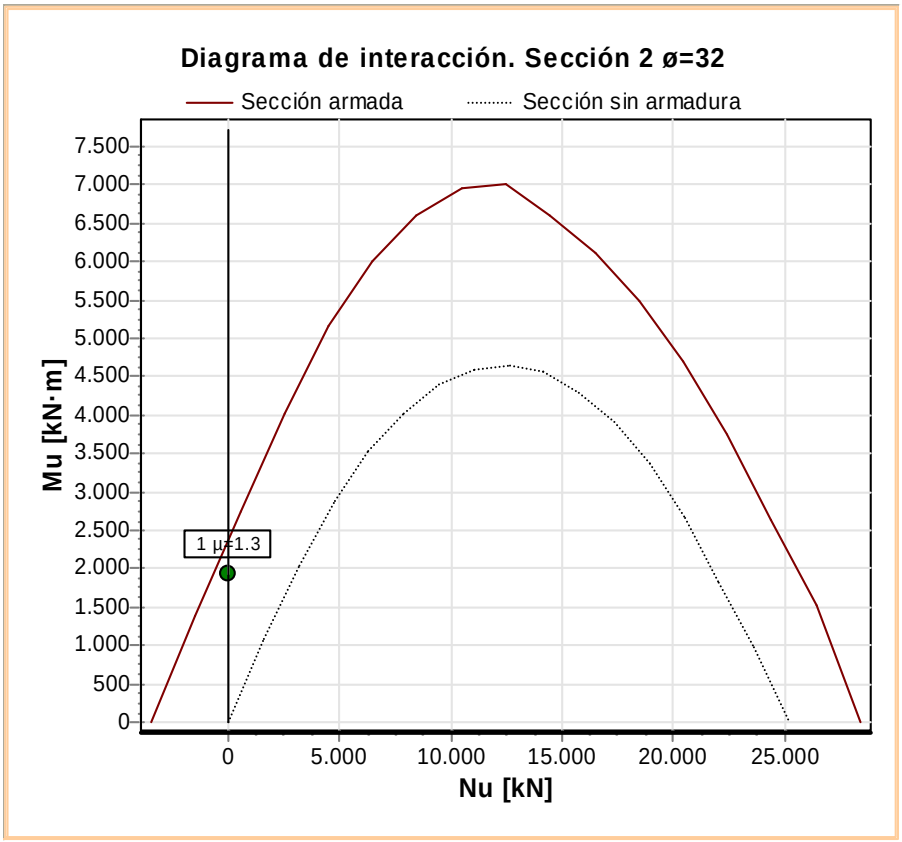


Figura 4.24 Diagrama de interacción armado Ø32 @200mm

Por tanto, como el coeficiente de seguridad es de valor 1.3, y el armado cumple con cuantía mínima, se entiende correcta la disposición de esta armadura en la zona y dirección mencionada

4.8.6.4.2 Armadura en dirección X

El máximo momento de diseño para esta armadura es, con sus valores positivos y negativos los siguientes:

Mdx= 748.54 kNm
Mdx=-2262,03 kNm

Por facilidad de montaje, se decide utilizar la misma armadura en el parte inferior y en la parte superior. Debido a que la cuantía mínima es de 29.9 cm2, La solución más apropiada para nuestro caso es disponer cuatro redondos, por metro, de 32 cada 200 mm; Ø32@200mm. A continuación se muestra el coeficiente de seguridad de dicha solución:

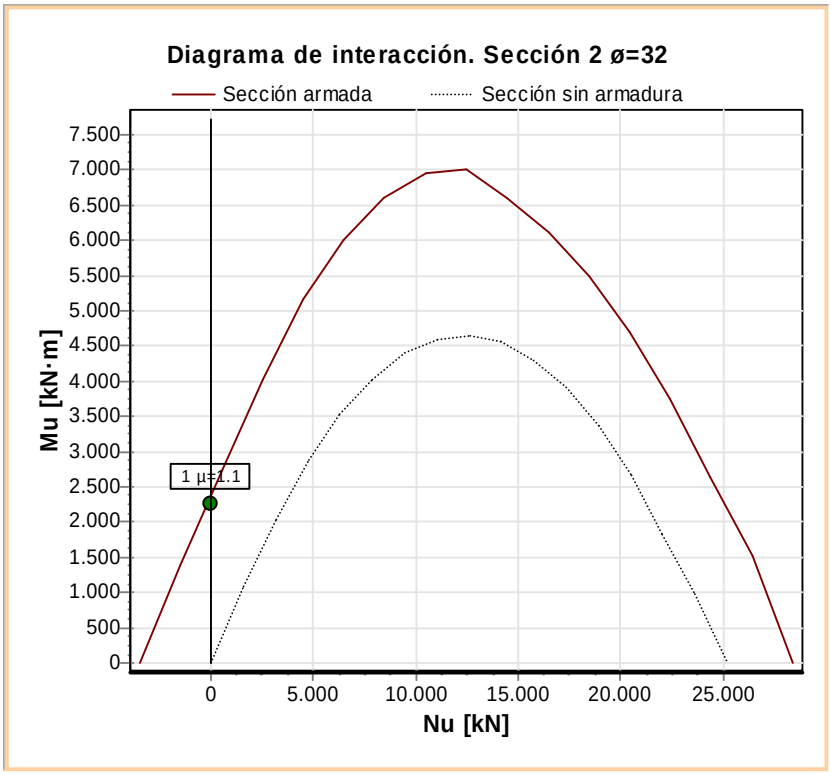


Figura 4.25 Diagrama de interacción armado Ø32 @200mm

Por tanto, como el coeficiente de seguridad es de valor 1.1, y el armado cumple con cuantía mínima, se entiende correcta la disposición de esta armadura en la zona y dirección mencionada.

4.8.6.5 Calculo armadura longitudinal zona espesor 3000 mm

Este apartado presenta el proceso necesario para definir la armadura longitudinal de la la zona, de la losa de espesor 3000 mm, mostrada a continuación.

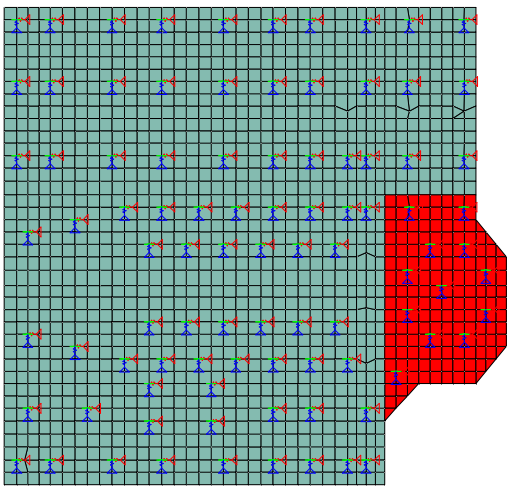


Figura 4.26 Zona losa con espesor 3000 mm

Antes de empezar el calculo se recuerda como se expuso anteriormente que para el cumplimento de la normativa como mínimo la armadura debe tener.

$$As = 0.26 \cdot Ac \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.26 \cdot 1000mm \cdot 3000mm \cdot \frac{30/1.5}{500/1.15} = 5900mm^2 = 59cm^2$$

4.8.6.5.1 Armadura en dirección Y

El máximo momento de diseño para esta armadura es, con sus valores positivos y negativos los siguientes:

Mdx= 1555.58 kNm
Mdx=-3559.67kNm

Por facilidad de montaje, se decide utilizar la misma armadura en el parte inferior y en la parte superior. Debido a que la cuantía mínima es de 59 cm2, para este es caso esta indicado disponer cuatro redondos, por metro, del 32 cada 150 mm; Ø32@150mm

$$A = n \cdot \pi \cdot r^2 = 4 \cdot \pi \cdot (\frac{32}{2})^2 = 3216.99mm^2 = 32.16cm^2$$

A continuación se muestra el coeficiente de seguridad de dicha solución:

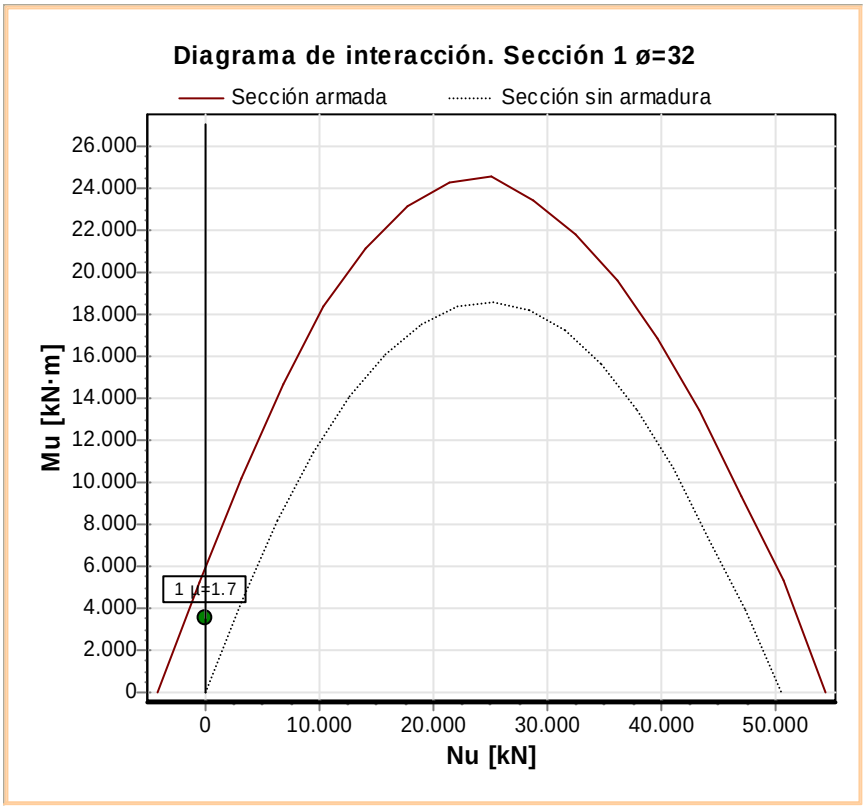


Figura 4.27 Diagrama de interacción armado Ø32 @150mm

Por tanto, como el coeficiente de seguridad es de valor 1.7, y el armado cumple con cuantía mínima, se entiende correcta la disposición de esta armadura en la zona y dirección mencionada.

4.8.6.5.2 Armadura en dirección X

El máximo momento de diseño para esta armadura es, con sus valores positivos y negativos los siguientes

Mdx= 2408,04 kNm
Mdx=-2619,85kNm

Por facilidad de montaje, se decide utilizar la misma armadura en el parte inferior y en la parte superior. Debido a que la cuantía mínima es de 59 cm2. La solución más apropiada para nuestro caso es disponer cuatro redondos , por metro, del 32 cada 150 mm; Ø32@150mm.

A continuación se muestra el coeficiente interacción de dicha solución:

Como se observa en la figura 4.28 el coeficiente de seguridad es de valor 2.3, y el armado cumple con cuantía mínima, se entiende correcta la disposición de esta armadura en la zona y dirección mencionada.

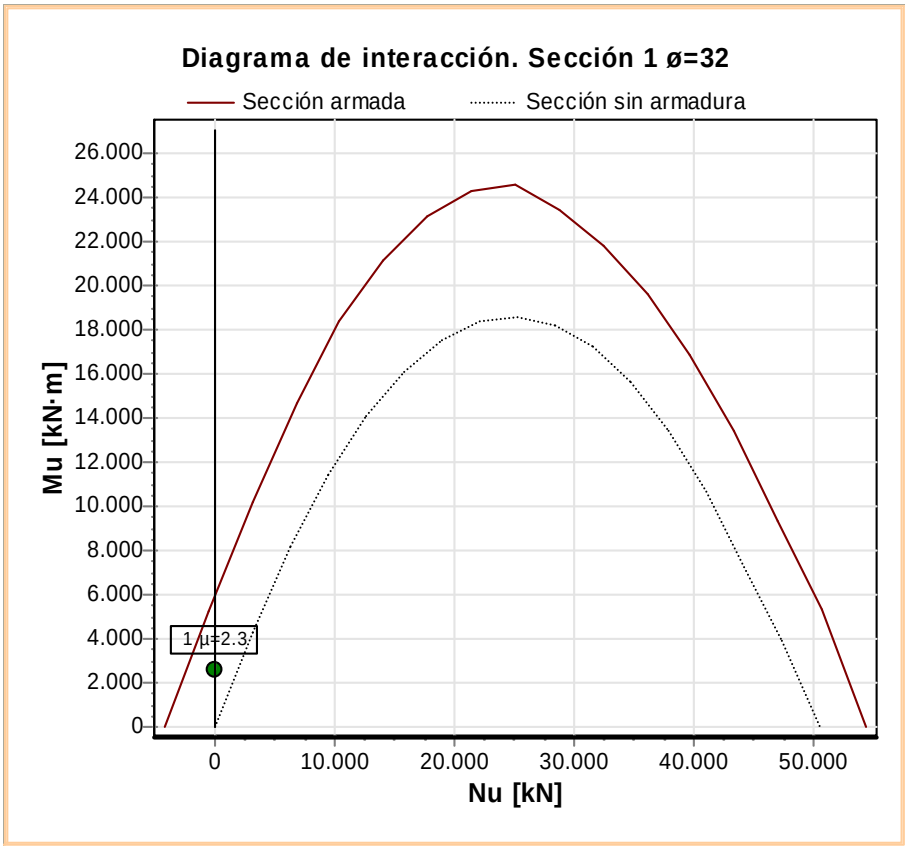


Figura 4.28 Diagrama de interacción armado Ø32 @150mm

Por tanto, como el coeficiente de seguridad es de valor 2.3, y el armado cumple con cuantía mínima, se entiende correcta la disposición de esta armadura en la zona y dirección mencionada

4.8.7 DISEÑO DE LA ARMADURA A CORTANTE

El estado límite de agotamiento por cortante en la losa de cimentación puede alcanzarse por rotura a compresión de las bielas de hormigón o por plastificación excesiva de las armaduras de cortante, siendo necesario comprobar para evitar el fallo a cortante:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Con Vu1 el esfuerzo de agotamiento por compresión oblicua de las bielas de compresión y Vu2 el esfuerzo de agotamiento a tracción del alma de hormigón más las armaduras de cortante y V_{rd} el esfuerzo cortante en la losa.

Si no se cumple la condición $V_{rd} \leq V_{u1}$ será necesario aumentar el espesor de la losa para solucionarlo. Sin embargo si no se cumple $V_{rd} \leq V_{u2}$ la solución mas indicada es añadir armadura a cortante.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = f_{1cd}\, b_0\, d\, \frac{cotg\ \theta + cotg\ \alpha}{1 + cotg^2\ \theta}$$

donde:

f1cd Resistencia a compresión del hormigón
$f_{1cd} = 0{,}60\, f_{cd}$

b0 Anchura neta mínima del elemento, Anchura total menos recubrimientos.

Nd Esfuerzo axil de cálculo (tracción positiva) incluyendo el pretensado con su valor de cálculo

Ac Área total de la sección de hormigón.

Para el estudio este estudio se simplifica la expresión de la siguiente manera. En el apartado anterior la armadura longitudinal es horizontal $\alpha=0$ y suponiendo bielas comprimidas a 45 grados $\theta=45$, la expresión queda simplificada de la siguiente manera:

$$V_{u1} = f_{1cd}\, b_0\, d\, \frac{cotg\ \theta + cotg\ \alpha}{1 + cotg^2\ \theta} = f_{1cd}\, b_0\, d \cdot \frac{1+0}{1+1} = \frac{K\, f_{1cd}\, b_0\, d}{2}$$

$f_{1cd} = 0{,}60\, f_{cd}$

$V_{u1} = 0.30\, f_{cd}\, b_0\, d$

El esfuerzo de agotamiento a tracción Vu2 se deduce de las siguientes expresiones:

Piezas sin armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale

$$V_u 2 = \left[\ 0{,}12\, \xi\, (\ 100\, \rho_l\, f_{ck}\ )^{1/3}\ \right] b_0\, d$$

con fck expresado en N/mm2, donde:

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ d en mm

ρl Cuantía geométrica de la armadura longitudinal

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0\ d} \geqslant 0{,}02$$

b_0 Canto efectivo

Piezas con armadura de cortante

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$

Donde:

Vsu Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z\ sen\ \alpha\, (\ cotg\, \alpha + cotg\, \theta\ )\, \Sigma\, A_\alpha\, f_{y\alpha,d}$$

donde:

Aα Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza (figura 44.2.3.1)

fyα,d Resistencia de cálculo de la armadura Aα (40.2)

- Para armaduras pasivas

$f_{y\alpha,d} = \sigma_{sd}$

- Para armaduras activas

$$f_{y\alpha,d} = \sigma_{pd}$$

z Brazo mecánico. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse el valor aproximado z=0,9d.

Vcu contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$V_{cu} = \left[0{,}10\,\xi\,(100\,\rho_l\,f_{ck})^{1/3} - 0{,}15\,\sigma'_{cd} \right] b_0\,d\,\beta$$

con fck expresado en N/mm2, donde:

$$\beta = \frac{2\,ctg\,\theta - 1}{2\,ctg\,\theta_e - 1} \qquad si\ 0{,}5 \le ctg\theta < ctg\theta_e$$

$$\beta = \frac{ctg\,\theta - 2}{ctg\,\theta_e - 2} \qquad si\ ctg\theta_e \le ctg\theta \le 2{,}0$$

Θe: Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras, deducido de la expresión:

$$cotg\,\theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m}\,(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd}\,\sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \qquad \begin{cases} \le 0{,}5 \\ \ge 2{,}0 \end{cases}$$

fct,m: Resistencia media a tracción del hormigón (39.1) considerada como positiva.

Σxd, σyd: Tensiones normales de cálculo, a nivel del centro de gravedad de la sección, paralelas a la directriz de la pieza y al esfuerzo cortante Vd respectivamente.

Las tensiones σxd y σyd se obtendrán a partir de las acciones de cálculo, incluido el pretensado, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad y en el supuesto de hormigón no fisurado y considerando positivas las tensiones de tracción.

En el caso habitual de piezas de hormigón armado sometidas a flexión simple o compuesta, con armadura transversal a 90º y bielas comprimidas a 45º, la contribución del hormigón a la resistencia a cortante es:

$$V_{CU} = \left[\; 0{,}10\,\xi\,(100\,\rho_l\,f_{ck})^{1/3} \right] b_0\,d$$

Y la contribución de la armadura es:

$$V_{SU} = A_{90} \cdot fy_{90} \cdot 0.90 \cdot d$$

4.8.7.1 Calculo armadura longitudinal zona espesor 1000 mm

En este apartado se presenta el estudio realizado sobre la zona de 1000 mm de espesor que se representa a continuación.

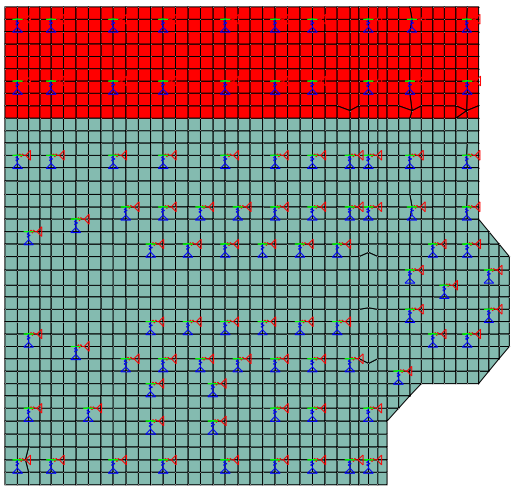


Figura 4.29. Zona cimentación de espesor 1000 mm

Calculo Vu1 para sección hormigón de 1000 mm espesor

$$V_{u1} = 0.30\, f_{cd}\, b_0\, d = 0.30 \cdot \frac{30}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2} \cdot 1000mm \cdot 1000mm = 6000kN$$

Calculo Vu2 para sección hormigón de 1000 mm espesor

El canto efectivo se calcula restándole al canto total de 1000mm el recubrimiento de 60mm, que sirve para proteger la armadura longitudinal de los agentes externos. Por tanto el canto efectivo de la pieza de 1000 mm de espesor es de 940 mm

$$Vu2 = 0.12 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0.333} \cdot b_w \cdot d = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{940}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{2454}{1000 \cdot 940} \cdot 30\right)^{0.333} \cdot 1000 \cdot 940$$

$$Vu2 = 327.11KN$$

En la siguiente tabla se presentan los esfuerzos cortantes máximos de diseño que se registran en esta zona de la losa.

Tabla 4.3 Envolvente esfuerzos cortantes zona 1000 mm

Envolvente Esfuerzo Cortante	
Grupo	**Vrd(KN)**
1	288.69
2	166.69
3	239.48
4	175.69
5	220.10

La resistencia a cortante de la zona de la losa con 1000 mm de espesor es de 327.11 kN, mientra que el máximo cortante de diseño, presente en el grupo 1, es de 288.69KN. Así, no es necesaria la armadura de cortante para la zona de la losa con 1000 mm de espesor.

4.8.7.2 Calculo armadura longitudinal zona espesor 1500mm

Análogamente se presenta el estudio realizado sobre la zona de 1500 mm de espesor que se representa a continuación.

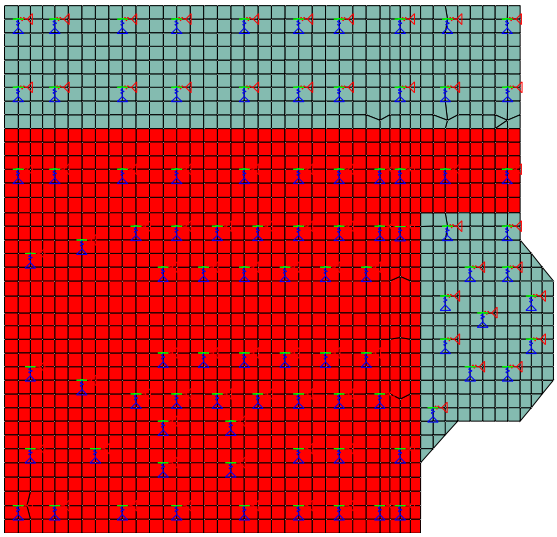


Figura 4.30 Zona cimentación de espesor 1500mm

Calculo Vu1 para sección hormigón de 1500 mm espesor

$$V_{u1} = 0.30\, f_{cd}\, b_0\, d = 0.30 \cdot \frac{30}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2} \cdot 1000mm \cdot 1500mm = 9000kN$$

Calculo Vu2 para sección hormigón de 1500mm espesor

El canto efectivo se calcula restándole al canto total de 1500 mm el recubrimiento de 60 mm, que sirve para proteger la armadura longitudinal de los agentes externos. Por tanto

el canto efectivo de la sección de 1500 mm de espesor es de 1440 mm

$$Vu2 = 0.12 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0.333} \cdot b_w \cdot d = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{1440}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{4021}{1000 \cdot 1440} \cdot 30\right)^{0.333} \cdot 1000 \cdot 1440$$

$$Vu2 = 481.395KN$$

En la siguiente tabla presentan los esfuerzos cortantes máximos de diseño, dividido en grupos, que se registran en esta zona de la losa.

Tabla 4.4 Envolvente esfuerzos cortantes zona 1500 mm

Envolvente Esfuerzo Cortante	
Grupo	**Vrd(KN)**
1	513.52
2	604.31
3	455.46
4	362.27
5	732.57
6	767.56
7	1000.23
8	325.91
9	748.03
10	772.69
11	784.72
12	1243.87
13	468.50
14	481.395
15	837.30
16	893.74

La resistencia a cortante de la zona de la losa con 1500 mm de espesor es de 481.393 kN, mientra que el máximo cortante presente esta en el grupo 12 es de 1243.87 KN.

Para optimizar el diseño del armado cortante se proponen dos soluciones:

Grupo 12 Vrd =1243.87 KN

$$V_{CU} = \left[\ 0{,}10\,\xi\,(\ 100\,\rho_l\,f_{ck}\ )^{1/3}\ \right] b_0\,d =$$

$$= \left[\ 0{,}10 \cdot 1.485\,(\ 100 \cdot \frac{4021}{1000 \cdot 1440} \cdot 30\ )^{1/3}\ \right] 1000 \cdot 1440 = 401{,}16KN$$

$$V_{SU} = 1243.87 - 401.16 = 842{,}7075kN$$

Como se indicó anteriormente

$$V_{SU} = A_{90} \cdot fy_{90} \cdot 0.90 \cdot d$$

El área que necesita es la siguiente

$$A_{90} = \frac{V_{SU}}{fy_{90,d} \cdot 0.90 \cdot d} \cdot s = \frac{842.70 * 1000}{\frac{500}{1.15} \cdot 0.90 \cdot 1440} \cdot 200 = 301{,}3mm^2/m = 3{,}01cm^2/m$$

A diferencia de la EHE el calculo con el Eurocódigo no cuenta la contribución de hormigón para resistir el cortante siendo más restrictivo.

$$V_{SU} = 1243.87 \text{ KN}$$

$$A_{90} = \frac{V_{SU}}{fy_{90,d} \cdot 0.90 \cdot d} \cdot s = \frac{1243.87 * 1000}{\frac{500}{1.15} \cdot 0.90 \cdot 1440} \cdot 200 = 441.53mm^2/m = 4{,}4153cm^2/m$$

Basta entonces con disponer orquillas Ø16 en malla de 200 x 200 mm, es decir, en cada cruce con las armaduras de flexión. Esta disposición nos ofrece 4 orquillas en una franja de 1 m y con espaciamiento de 200mm, que ofrece una cuantía minima total de 8.02 cm2, suficiente para cumplir con el requisito estructural.

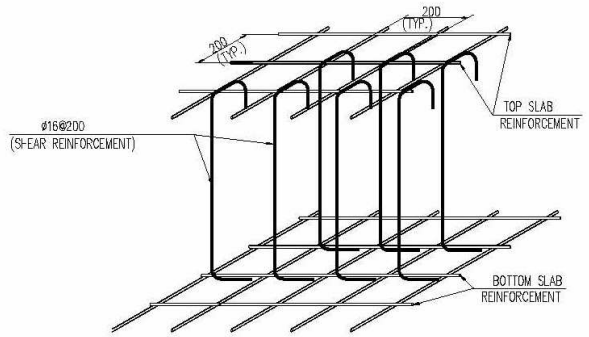


Figura 3.31 Refuerzo a cortante Ø16 200 x 200 m

<u>Grupos con 481.383< Vrd ≤1000.23 KN</u>

$$V_{CU} = \left[\, 0{,}10\,\xi\,(\,100\,\rho_l\,f_{ck}\,)^{1/3} \, \right] b_0\,d =$$

$$= \left[\, 0{,}10 \cdot 1.485\,(\,100 \cdot \frac{4021}{1000 \cdot 1440} \cdot 30\,)^{1/3} \, \right] 1000 \cdot 1440 = 401{,}16KN$$

$$V_{SU} = 1000.23 - 401.16 = 599.07kN$$

Como se indico anteriormente

$$V_{SU} = A_{90} \cdot fy_{90} \cdot 0.90 \cdot d$$

El área que necesita es la siguiente

$$A_{90} = \frac{V_{SU}}{fy_{90,d} \cdot 0.90 \cdot d} \cdot s = \frac{599.07 * 1000}{\frac{500}{1.15} \cdot 0.90 \cdot 1440} \cdot 200 = 213.58\, mm^2 / m = 2.13 cm^2 / m$$

A diferencia de la EHE el calculo con el Eurocódigo no cuenta la contribución de hormigón para resistir el cortante siendo más restrictivo.

$$V_{SU} = 1000.23kN$$

$$A_{90} = \frac{V_{SU}}{fy_{90,d} \cdot 0.90 \cdot d} \cdot s = \frac{1000.23 * 1000}{\frac{500}{1.15} \cdot 0.90 \cdot 1440} \cdot 200 = 355.47 mm^2 / m = 3.55 cm^2 / m$$

Basta entonces con disponer orquillas Ø12 en malla de 200 x 200 mm, es decir, en cada cruce con las armaduras de flexión. Esta disposición nos ofrece 4 orquillas en una franja de 1 m y con espaciamiento de 200mm, que ofrece una cuantía total de 4.52 cm2, suficiente para cumplir con el requisito estructural.

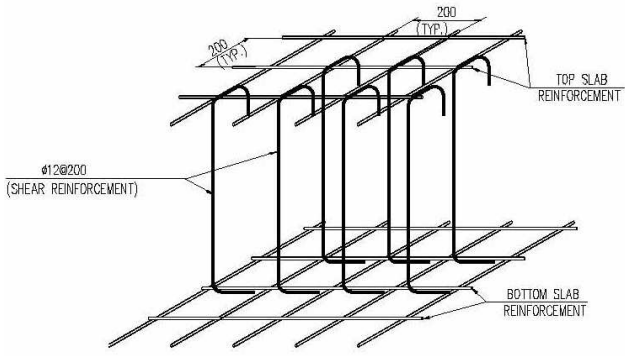


Figura 3.32 Refuerzo a cortante Ø12 200 x 200 m

4.8.7.3 Calculo armadura longitudinal zona espesor 3000 mm

Finalmente se presenta el estudio realizado sobre la zona de 3000 mm de espesor que se representa a continuación.

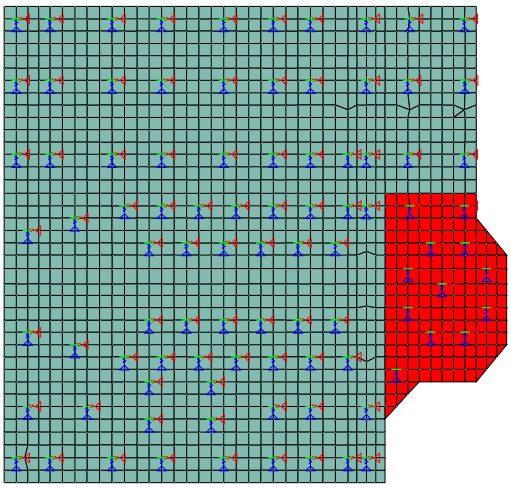


Figura 4.33 Zona cimentación de espesor 3000 mm

Calculo Vu1 para sección hormigón de 3000 mm espesor

$$V_{u1} = 0.30\, f_{cd}\, b_0\, d = 0.30 \cdot \frac{30}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2} \cdot 1000mm \cdot 3000mm = 18000kN$$

Calculo Vu2 para sección hormigón de 3000 mm espesor

$$Vu2 = 0.12 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0.333} \cdot b_w \cdot d = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{2960}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{5629}{1000 \cdot 940} \cdot 30\right)^{0.333} \cdot 1000 \cdot 2960$$

$$Vu2 = 796.188KN$$

El canto efectivo se calcula restándole al canto total de 3000mm el recubrimiento de 60mm, que sirve para proteger la armadura longitudinal de los agentes externos. Por tanto el canto efectivo de la sección de 3000 mm de espesor es de 2940 mm

En la tabla 4.5 se presentan los esfuerzos cortantes máximos de diseño, dividido en grupos, que se registran en esta zona de la losa.

La resistencia a cortante de la zona de la losa con 3000 mm de espesor es de 796.188 kN, mientra que el máximo cortante presente en el grupo 3 es de 790.58. Por tanto se determina no necesaria la armadura de cortante para la zona de la losa con 3000 mm de espesor

Tabla 4.5 Envolvente esfuerzos cortantes zona 3000mm

Envolvente Esfuerzo Cortante	
Grupo	**Vrd(KN)**
1	745.29
2	725.91
3	790.58

.

4.8.7.4 Solución de armadura cortante

Se ha comprobado anteriormente que solo es necesario introducir armadura para evitar el fallo a cortante en la losa de cimentación en la zona con espesor 1500 mm y solo en determinadas zonas. En la siguiente figura se muestra la solución adoptada.

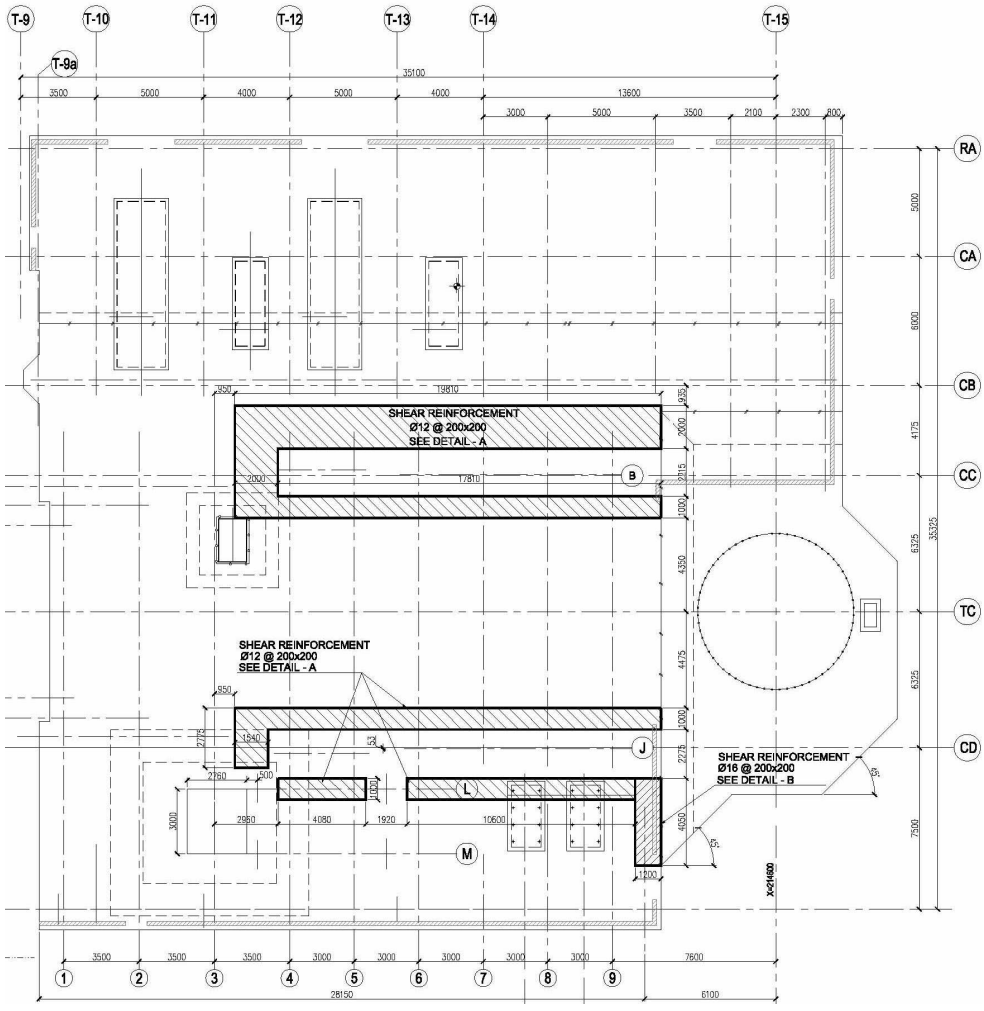


Figura 4.34 Solucion armadura a cortante

4.8.8 DISEÑO DE LA ARMADURA A PUNZONAMINETO

4.8.8.1 Introducción

El estado límite de punzonamiento se alcanza por agotamiento de la pieza bajo tracciones debidas a tensiones tangenciales, motivada por una carga o reacción localizadas en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón armado. Se caracteriza por la formación de una superficie de fractura de forma tronco-piramidal (troncocónica en el caso de secciones circulares), cuya directriz es el área cargada.

Se considera una superficie crítica, que es una superficie perpendicular al plano medio de la placa o zapata, cuyo contorno es el perímetro crítico. Sobre esta área es sobre la que se reparte la carga o reacción del elemento que apoya sobre la losa, comparando esta carga con la resistencia a cortante de la sección.

En este estudio los elementos que introducen riesgo de punzonamiento son los pilares que apoyan sobre la losa y los pilotes que sustentan dicha losa. En ambos casos el tratamiento es el mismo, ya que hay que establecer un perímetro crítico, repartir las cargas y compararlas con la resistencia de la sección.

Según Ec-2, la resistencia a punzonamiento de una sección sin armadura específica para soportarlo, es:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$f_{ck}\, en Mpa$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\rho 1 \leq 0.02 \text{ (cuantía)}$$

El valor recomendado para CRd,c en el EC-2 es 0.18/γc.

El esfuerzo de cálculo para su comparación con la resistencia de la sección es:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{Fy}{u \cdot d}$$

Donde β es un coeficiente que depende de la posición del pilar o pilote respecto a la cimentación tomando el valor que se presenta en la figura 4.35.

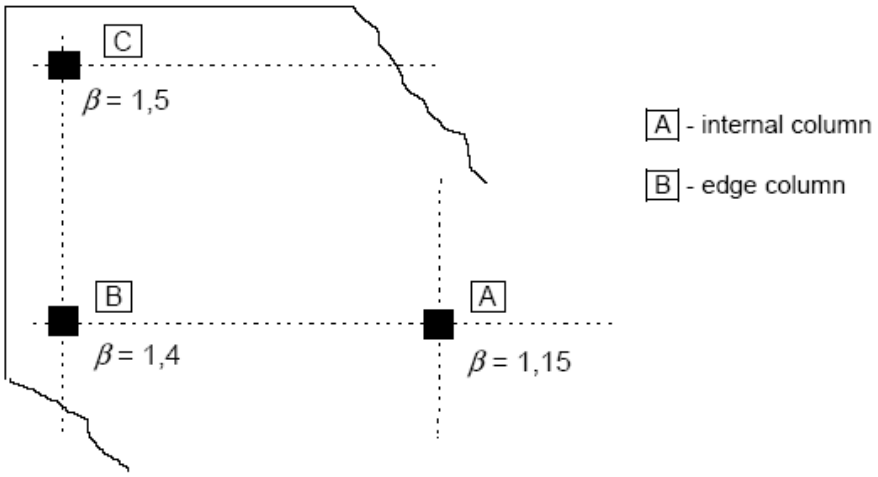


Figura 4. 35 Valor β según posición en la losa

U1 es el perímetro de control, tomado según normativa como:

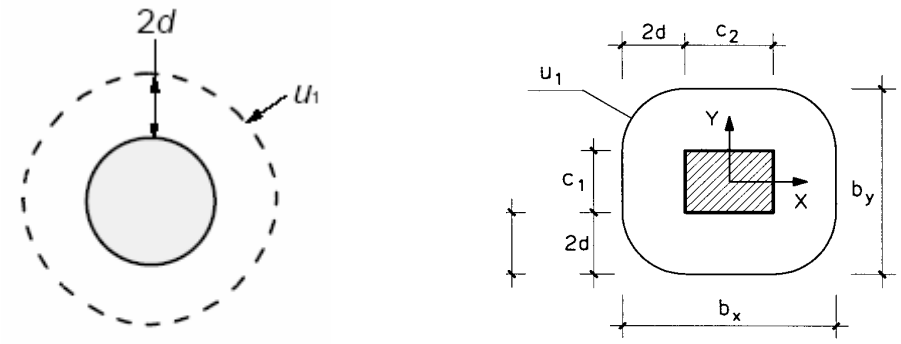


Figura 4.36 Definición del perímetro U1 para pilotes y placas de anclaje

Si VED > VRD,C será necesario introducir una armadura de punzonamiento, similar al de la figura , para evitar el fallo de la losa.

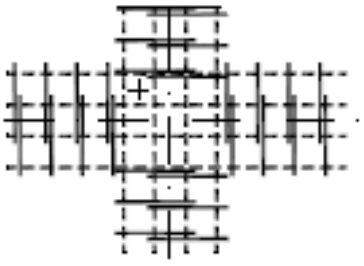


Figura 4.37. Armadura a cortante típica

4.8.8.2 Descripción de las placas de anclaje y pilotes

Como anteriormente se implican riesgo de punzonamiento en este estudio son las placas de anclajes pilares-losa y los pilotes que sustentan la losa .A continuación se presentan las dimensiones necesarias para los cálculos posteriores.

Tipos de placas

En la figura 4.38 aparece una representación tipo de una placa de anclaje.

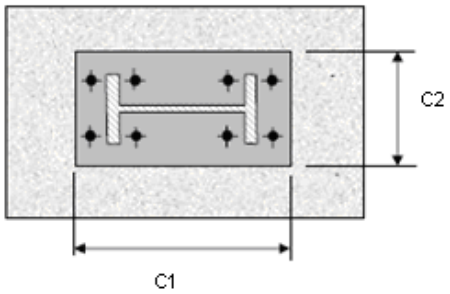


Figura 4.38 Dimensiones genéricas de placas de anclajes

Como aparece reflejado en el plano de placas, se utilizan ocho tipos placas en este proyecto.

Tabla 4.6 Dimensiones placas de anclajes

TIPO	C1 (mm)	C2 (mm)
I	1300	700
II	1200	700
III	900	500
IV	800	500
V	690	500
VI	640	500
VII	540	450
VIII	640	500

Tipos de pilotes

En la tabla 4.7 aparecen las dimensiones de los pilotes.

Tabla 4.7 Dimensiones pilotes

TIPO	Ø(mm)
I	520
II	620
III	720

4.8.8.3 Calculo de armadura a punzonamiento zona espesor 1000 mm

La resistencia a punzonamiento en esta zona de la losa es:

$$v_{Rd,c} = (\frac{0.18}{1.5}) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{0.333} = \left(\frac{0.18}{1.5}\right) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{940}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{2454}{1000 \cdot 940} \cdot 30\right)^{0.333} = 0.347 \frac{N}{mm^2}$$

A continuación se presentan los esfuerzos de cálculo para pilares y placas que se encuentran en esta zona y que se pueden identificar en el plano:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u1 \cdot d}$$

Pilotes de Ø 520 mm

$$U1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} + 2 \cdot d\right) = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{520}{2} + 2 \cdot 940) = 13403mm$$

Tabla 4.8 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 520 mm

Node	Fy kN	β	Ved(KN/mm2
26	1157.146	1.15	0.10562047
80	1425.756	1.15	0.1301383
181	1070.551	1.4	0.11895905
182	1532.116	1.15	0.13984649
291	1003.344	1.4	0.11149105
292	1581.888	1.15	0.14438952
420	877.902	1.4	0.097552
421	1496.686	1.15	0.13661256
1951	1399.464	1.15	0.12773846
1953	1247.282	1.15	0.11384779
2100	790.405	1.4	0.08782938
2422	1122.357	1.15	0.10244504

Pilotes de Ø 620 mm

$$U1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} + 2 \cdot d\right) = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{620}{2} + 2 \cdot 940) = 13716mm$$

Tabla 4.9 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 620 mm

Node	Fy kN	β	Ved(KN/mm2)
1	754.663	1.5	0.08779888
2	1180.569	1.4	0.12819293
25	911.823	1.4	0.09901095
79	1161.744	1.4	0.12614881
2102	786.414	1.5	0.09149285
2427	659.021	1.4	0.07156027
2497	1090.914	1.4	0.11845768
2502	465.074	1.4	0.05050039

Placa tipo VII

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 540 + 2 \cdot 450 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 940) = 11027{,}808 mm$$

Tabla 4.10 Esfuerzo de cálculo placas tipo VII

Beam	Fy kN	β	Ved(KN/mm2)
1	346.519	1.5	0.04909733
2	599.693	1.4	0.07930427
720	484.611	1.15	0.05264179

Placa tipo IV

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 800 + 2 \cdot 500 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 940) = 18647{,}808 mm$$

Tabla 4.11 Esfuerzo de cálculo placas tipo IV

Beam	Fy kN	β	Ved(KN/mm2
531	531.345	1.15	0.03413308

Placa tipo V

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 500 + 2 \cdot 690 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 940) = 11427{,}808 mm$$

Tabla 4.12 Esfuerzo de cálculo placas tipo V

Beam	Fx kN	β	Ved(KN/mm2
3788	69.699	1.4	0.00889448
3791	56.333	1.4	0.00718881
3792	25.133	1.5	0.00343638
3817	83.098	1.4	0.01060436
3818	154.42	1.15	0.01618703
3819	68.687	1.15	0.00720009

Placa tipo VI

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 500 + 2 \cdot 640 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 940) = 11327{,}808 mm$$

Tabla 4.13 Esfuerzo de cálculo placas tipo VI

Beam	Node	Fx kN	β	Ved(KN/mm2)
76	25	247.919	1.4	0.0319169
172	79	254.533	1.4	0.03276838
173	80	243.779	1.15	0.02577965
334	181	428.998	1.4	0.05522887
335	182	226.966	1.15	0.02400167
530	291	148.531	1.4	0.01912177
719	420	234.389	1.4	0.03017506

Como se puede observar en las tablas anteriores que en la zona de 1000 mm en ningún momento se genera esfuerzos cortantes sobre el perímetro de control que superen la resistencia de la sección. No será necesario introducir armadura de punzonamiento.

4.8.8.4 Calculo de armadura a punzonamiento zona espesor 1500 mm

La resistencia a punzonamiento en esta zona de la losa es:

$$v_{Rd,c} = (\frac{0.18}{1.5}) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{0.333} = \left(\frac{0.18}{1.5}\right) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{1440}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{4021}{1000 \cdot 1440} \cdot 30\right)^{0.333} = 0.334 \frac{N}{mm^2}$$

A continuación se presentan los esfuerzos de cálculo para pilares y placas que se encuentran en esta zona y que se pueden identificar en los planos de placas

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u \cdot d}$$

Pilotes de Ø 520 mm

$$U1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} + 2 \cdot d\right) = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{520}{2} + 2 \cdot 1440) = 19666 mm$$

Tabla 4.14 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 520 mm

Node	Fy kN	β	Ved(KN/mm2)
3	1377.314	1.4	0.06808986
27	1512.699	1.15	0.06142877
478	1738.387	1.15	0.07059367
491	1038.302	1.5	0.05499667
493	1449.752	1.4	0.07167096

Tabla 4.14 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 520 mm (cont.)

Node	Fy kN	β	Ved(KN/mm2)
494	1568.236	1.4	0.07752842
495	1559.735	1.4	0.07710816
496	1614.701	1.4	0.0798255
497	1653.702	1.4	0.08175358
498	1705.28	1.4	0.08430342
499	1737.368	1.5	0.09202473
1006	1540.824	1.15	0.06257089
1012	1312.278	1.15	0.05328993
1062	2195.991	1.15	0.08917639
1123	2946.109	1.15	0.11963772
1210	1636.918	1.4	0.08092383
1519	2863.283	1.15	0.11627426
2414	1585.654	1.15	0.06439138
2489	1353.301	1.4	0.06690274

Pilotes de Ø 620 mm

$$U1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} + 2 \cdot d \right) = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{620}{2} + 2 \cdot 1440) = 19979 mm$$

Tabla 4.15 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 620 mm

Node	Fy kN	β	Ved(KN/mm2
81	2149.079	1.15	0.08727135
183	2354.253	1.15	0.0956032
422	2393.442	1.15	0.09719462
456	2293.954	1.15	0.09315454
467	2145.979	1.15	0.08714546
492	1414.748	1.4	0.06994048
729	2313.683	1.15	0.09395571
990	2274.724	1.15	0.09237363
991	2302.664	1.15	0.09350824
1063	2359.885	1.15	0.09583191
1120	2356.78	1.15	0.09570582
1139	2465.793	1.15	0.1001327
1140	2180.534	1.15	0.0885487
1169	2029.459	1.15	0.08241373
1510	2290.865	1.15	0.0930291
1643	2008.831	1.4	0.09930998
1666	2152.668	1.15	0.08741709
1702	2334.604	1.15	0.09480528
1709	2425.778	1.15	0.09850774

Pilotes de Ø 720 mm

$$U1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} + 2 \cdot d \right) = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{720}{2} + 2 \cdot 1440) = 20292mm$$

Tabla 4.16 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 720 mm

Node	Fy kN	β	Ved(KN/mm2
293	2782.195	1.15	0.10949595
1122	2949.403	1.15	0.11607658
1141	2912.694	1.15	0.11463186
1220	2879.325	1.15	0.1133186
1229	2925.618	1.15	0.1151405
1230	2917.293	1.15	0.11481286
1231	2823.913	1.15	0.1111378
1236	2798.646	1.15	0.1101434
1418	2949.106	1.15	0.11606489
1425	2779.712	1.15	0.10939823
1427	2968.326	1.15	0.11682132
1428	2934.936	1.15	0.11550722
1429	2819.385	1.15	0.1109596
1434	2882.977	1.15	0.11346232
1684	2899.604	1.15	0.11411669
1686	3055.708	1.15	0.12026032
1687	2973.847	1.15	0.1170386
1701	3012.455	1.15	0.11855805
1703	3055.677	1.15	0.1202591

Placa tipo I

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 1300 + 2 \cdot 700 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 1440) = 13047{,}808mm$$

Tabla 4.17 Esfuerzo de cálculo placas tipo I

Beam	Fx kN	β	Ved(KN/mm2)
898	1747.393	1.4	0.13020228
997	1636.625	1.4	0.1219487
1015	530.66	1.4	0.0395407
1538	820.206	1.4	0.06111544
1542	325.616	1.4	0.0242624

Placa tipo II

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 1200 + 2 \cdot 700 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 1440) = 12847{,}808mm$$

Tabla 4.18 Esfuerzo de cálculo placas tipo II

Beam	Fx kN	β	Ved(KN/mm2)
170	1210.831	1.15	0.07526444
336	1395.896	1.15	0.08676796
528	716.167	1.15	0.04451646
723	1909.715	1.15	0.1187066
776	433.764	1.15	0.02696248

Placas tipo III

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 900 + 2 \cdot 500 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 1440) = 11847{,}808 mm$$

Tabla 4.19 Esfuerzo de cálculo placas tipo III

Beam	Fx kN	β	Ved(KN/mm2)
1219	1608	1.15	0.10838854
3749	729	1.15	0.04913884

Placas tipo IV

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 800 + 2 \cdot 500 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 1440) = 11647{,}808 mm$$

Tabla 4.20 Esfuerzo de cálculo placas tipo IV

Beam	Fx kN	β	Ved(KN/mm2)
5	621.038	1.4	0.05183696
77	596.998	1.15	0.0409321
792	106.079	1.15	0.00727312
808	507.238	1.15	0.03477787
846	179.724	1.4	0.01500125
1027	439.973	1.4	0.03672378
1039	1145.161	1.4	0.09558459
3983	264.931	1.5	0.02369285

Placa tipo V

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 690 + 2 \cdot 500 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 1440) = 11427{,}808 mm$$

Tabla 4.21 Esfuerzo de cálculo placas tipo **V**

Beam	Fx kN	β	Ved(KN/mm2)
1231	227.34	1.15	0.01588723
3815	20.021	1.4	0.00170329
3816	80.43	1.4	0.00684259
3824	73.34	1.15	0.00512523

Placa tipo VIII

$$U1 = 2 \cdot b_y + 2 \cdot b_z + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot 640 + 2 \cdot 500 + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 1440) = 11327{,}808 mm$$

Tabla 4.22 Esfuerzo de cálculo placas tipo VIII

Beam	Fx kN	β	Ved(KN/mm2)
5059	2.75	1.15	0.00018855
5058	2.73	1.15	0.00018718

Como se puede observar en las tablas anteriores de la zona con espesor 1500 mm no se genera esfuerzos cortantes sobre el perímetro de control que superen la resistencia de la sección. Se concluye por tanto que no es necesario introducir armadura de punzonamiento

4.8.8.5 Calculo de armadura a punzonamiento zona espesor 3000 mm

La resistencia a punzonamiento en esta zona de la losa es:

$$V_{Rd,c} = \left(\frac{0.18}{\gamma_c}\right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0.333} = \left(\frac{0.18}{1.5}\right) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{2940}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{5629.73}{1000 \cdot 2940} \cdot 30\right)^{0.333} = 0.2707 \frac{N}{mm^2}$$

A continuación se presentan los esfuerzos de cálculo para pilotes y que se encuentran en esta zona y que se pueden identificar en el plano de placas

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u \cdot d}$$

Pilotes de Ø 520 mm

$$U1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} + 2 \cdot d\right) = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{520}{2} + 2 \cdot 1440) = 19666 mm$$

Tabla 4.23 Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 520 mm

Node	Fy kN	β	VED (kN/mm2)
2218	1710.839	1.15	0.01740185
2250	1664.906	1.15	0.01693465
2266	1741.165	1.15	0.01771032
2273	1600.16	1.15	0.01627608
2317	1682.796	1.15	0.01711661
2320	1619.527	1.15	0.01647307
2300	1717.645	1.15	0.01747108
2305	1508.979	1.4	0.01868529

Pilotes de Ø 620 mm

$$U1 = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} + 2 \cdot d \right) = 2 \cdot \pi \cdot (\frac{620}{2} + 2 \cdot 2940) = 38456mm$$

Tabla 4.24. Esfuerzo de cálculo pilotes Ø 620 mm

Node	Fy kN	β	VED kN/mm2
2229	2146.027	1.15	0.02165215
2232	2087.606	1.15	0.02106272
2243	2129.056	1.15	0.02148093

Como se puede observar, en las tablas anteriores de la zona con espesor 3000 mm, no se genera esfuerzos cortantes sobre el perímetro de control que superen la resistencia de la sección. Se concluye por tanto que no es necesario introducir armadura de punzonamiento.

4.8.9 COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN EN LA CIMENTACIÓN

4.8.9.1 Introducción

Para comprobar si la fisuración que sufre la losa de cimentación está dentro de los límites permitidos, calculamos los momentos críticos de fisuración de la losa en cada uno de sus dos espesores.

El momento de primera fisura es aquel que induce una tensión en la fibra más traccionada de la sección de hormigón igual a la tensión máxima que resiste este material.

La tensión máxima de tracción que resiste el hormigón depende de su resistencia característica:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f^2_{ck}} = 2.896MPa$$

El momento crítico mencionado se calcula según la siguiente expresión:

$$M_{CR} = f_{ctm} \cdot W$$

donde W es el módulo resistente de la sección homogeneizada, que se obtiene a partir de la sección neta considerando el efecto de solicitación de las armaduras longitudinales adherentes y los distintos tipos de hormigón existentes. Su expresión es la siguiente:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} + 2 \cdot n \cdot A_S \cdot \frac{(h - 2 \cdot c)}{2}$$

donde:

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{210}{28.57}$$

c: recubrimiento

4.8.9.2 Calculo resistencia de fisuración

- **Momento crítico de fisuración canto 1000 mm**

$$Mcr = fctm \cdot W = 0.3 \cdot fck^{2/3} \cdot W = 0.3 \cdot (30)^{2/3} \cdot \left[\frac{1000 \cdot 1000^2}{6} + 2 \cdot \frac{210}{28.57} \cdot 2454 \cdot \left(\frac{1000 - 2 \cdot 60}{2} \right) \right]$$

$$Mcr = 528.72\ kNm$$

- **Momento crítico de fisuración canto1500 mm**

$$Mcr = fctm \cdot W = 0.3 \cdot fck^{2/3} \cdot W = 0.3 \cdot (30)^{2/3} \cdot \left[\frac{1000 \cdot 1500^2}{6} + 2 \cdot \frac{210}{28.57} \cdot 4021 \cdot \left(\frac{1500 - 2 \cdot 60}{2} \right) \right]$$

$$Mcr = 1204.31\ kNm$$

- **Momento crítico de fisuración canto 3000 mm**

$$Mcr = fctm \cdot W = 0.3 \cdot fck^{2/3} \cdot W = 0.3 \cdot (30)^{2/3} \cdot \left[\frac{1000 \cdot 3000^2}{6} + 2 \cdot \frac{210}{28.57} \cdot 5629 \cdot \left(\frac{3000 - 2 \cdot 60}{2} \right) \right]$$

$$Mcr = 4689.8\ kNm$$

4.8.9.3 Comprobación de fisuración

Para el cálculo de las solicitaciones que inducen la fisuración en el hormigón se utilizan las combinaciones de estado límite de servicio. Los momentos máximos solicitantes en la losa de cimentación son:

- Canto1000 mm: $M_{MAX} = 297.25Nm < 528.72kNm$
- Canto de 1500 mm: $M_{MAX} = 1023{,}45kNm < 1204.31kNm$
- Canto 3000mm: $M_{MAX} = 2128{,}83kNm < 4689{,}8kNm$

Con estos resultados se puede asegurar que la cimentación no tiene problemas de fisuración.

CONCLUSIONES

Una vez realizado el análisis de la estructura metálica y el diseño de la cimentación de la caldera de la central de ciclo combinado Montoir de la Bretagne, es posible concluir:

- En lo que respecta al *Análisis de la Estructura*:

  - La estructura metálica cumple todas las cláusulas de estado límite (servicio y último) dispuestas por el Eurocódigo (que es la normativa aplicable) pudiéndose asegurar que la estructura es segura, funcional y viable económicamente

  - Se observó que la sobrecarga más importante corresponde a la de viento y sus combinaciones, haciendo por tanto que las mismas fueran determinantes para el dimensionamiento de la estructura del edificio de la caldera HRSG. Esta conclusión es de suma importancia puesto que al tener en cuenta que el predimensionamiento de la estructura es un proceso iterativo, resulta evidente el hecho de que consiste en una buena aproximación de diseño considerar únicamente (en principio) las acciones de este tipo de sobrecarga.

  - El modelo implementadoen STAAD.Pro ha sido de suma utilidad para el análisis pues ha permitido simular las acciones que soporta la estructura, de forma sencilla y simplificada. Además ha permitido reproducir las características específicas del diseño sin mayor complejidad.

- En lo que respecta al *Diseño de la Cimentación*:

  - Es de suma importancia una correcta decisión de la tipología de cimentación a utilizar. Un error en este paso del diseño puede traer graves consecuencias para la integridad de la estructura diseñada. Por ello es necesario prestar particular atención al estudio geotécnico. En el caso específico de este proyecto, dicho estudio permitió inferir para de realizar la cimentación sobre pilotes era necesario un acondicionamiento previo del terreno.

  - El programa STAAD.Pro 2007 considera la interacción entre los pilares de la estructura y la cimentación como uniones puntuales, de tal forma que los esfuerzos que transmiten los pilares a la cimentación los consideras como cargas puntuales. Esto no se corresponde con la realidad ya que la unión entre estructura y cimentación se realiza mediante placas de anclaje que distribuyen los esfuerzos. Este detalle es relevante, ya que de no haberse considerado hubiera sido necesario armar la cimentación a punzonamiento y sobredimensionar el armado a cortante.

  - Análogamente a lo expuesto en el punto anterior STAAD.Pro también considera la unión pilote-cimentación como puntual.

- De lo anterior se deduce que la utilización de software de cálculo como STAAD.Pro 2007 supone una disminución de esfuerzo y tiempo para el diseño de la cimentación pero es importante analizar e interpretar apropiadamente los resultados ofrecidos por el programa, siendo esto labor del ingeniero.

- En líneas *generales*:

- Al tratarse de un proyecto en el que participan numerosas empresas y dentro de las mismas diversos departamentos, es imprescindible un alto grado de organización, comunicación y colaboración. Se puede concluir que el proyecto liderado por el Grupo Técnicas Reunidas ha superado exitosamente el objetivo inicialmente planteado. A pesar de ello, durante la ejecución han existido discrepancias entre los participantes que han sido eficientemente manejadas y solventadas por las partes involucradas en el desarrollo.

- La implantación del EUROCODIGO en los países miembros de la Unión Europea ha facilitado la realización de este y muchos otros proyectos más allá de las fronteras que cada uno tiene; es así como en este caso, una empresa española ha ejecutado exitosamente un proyecto en territorio francés.

RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS

Un proyecto industrial incluye un conjunto de disciplinas amplísimo, que podrían complementar este proyecto desde multitud de puntos de vista. Para limitarlo se hace mención únicamente a los posibles trabajos futuros dentro del marco de la ingeniería civil.

- *Dimensionamiento de las placas de anclajes*: En este proyecto no se han calculado las placas de anclaje, lo cual es de sumo interés por ser éstas los elementos de unión entre la estructura metálica y la cimentación.

- *Dimensionamiento de las correas del cerramiento*: Puesto que el proyecto se ha limitado a la estructura principal del edificio de la caldera, no se ha tenido en cuenta el cerramiento de la planta, que en está constituído por paneles sándwich sujetos a la estructura principal a través de vigas denominadas correas. Sería por tanto interesante hacer el dimensionamiento de tales correas, ya que han sido consideradas como una carga constructiva.

- *Dimensionamiento de uniones entre vigas*: Empresarios Agrupados no define las uniones entre perfiles y simplemente facilita los esfuerzos para que una empresa subcontratada los realice, de modo que, sería interesante poder desarrollar también esta tarea.

- *Optimización del cálculo*: Aunque se ha optado por un estudio elástico lineal, que da buenos resultados y es totalmente correcto, un estudio más ajustado a la realidad debería considerar el uso de métodos de segundo orden.

- *Presupuesto de obra civil*: Para tener una mejor idea del alcance de la obra civil, puede ser interesante realizar un presupuesto de coste que supondría la construcción del edificio de la caldera de recuperación.

BIBLIOGRAFIA

[1] ARGÜELLES A. R., ARGÜELLES B. R., ARGÜELLES B. J. M., ARRIAGA F. *Estructuras de acero. Calculo,* Bellisco 2005

[2] CALAVERA J. *Cálculo de estructura de cimentación*, Intemac, S.A 2000

[3] CALAVERA J. *Proyecto y cálculo de estructura de hormigón*, Intemac, S.A 1999

[4] DOOSAN HEAVY INDUSTRIES & CONSTRUCTION., LTD URL http://www.doosanheavy.com/eng/2/sub2_02_22.htm . 2009 (Noviembre)

[5] EN 1990 Eurocódigo 0 : *Bases para el cálculo de estructuras* (1990)

[6] EN 1992 Eurocódigo 2: *Proyecto de estructuras en hormigón* (1992)

[7] EN 1993 Eurocódigo 3: *Proyecto de estructuras de acero* (1993)

[8] ORTIZ BERROCAL L. *Resistencia de materiales,* Mc Graw Hill 2007

[9] MUNDO ENERGÍA .URL http://www.mundoenergia.com/ 2009 (septiembre)

[10] OPEX ENERGY, URL http://www.cicloscombinados.com/empresa.html 2009 (septiembre)

[11] RODRIÍGUEZ J. M., SERRA J., OTEO MAZO C. *Curso aplicado de cimentaciones* , Castiñeira 1986

[12] STAAD PRO 2006, Technical refence manual, 2006

ANEXO A

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS DE LA CIMENTACIÓN

A continuación se muestran la envolvente para estado límite último. Por motivos de potencia de cálculo del ordenador ha sido necesario dividir el modelo en distintas zonas.

1. ZONA CIMENTACION DE 3000 mm

1.1 GRUPO 1

Este grupo de placas tiene un espesor de 3000 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

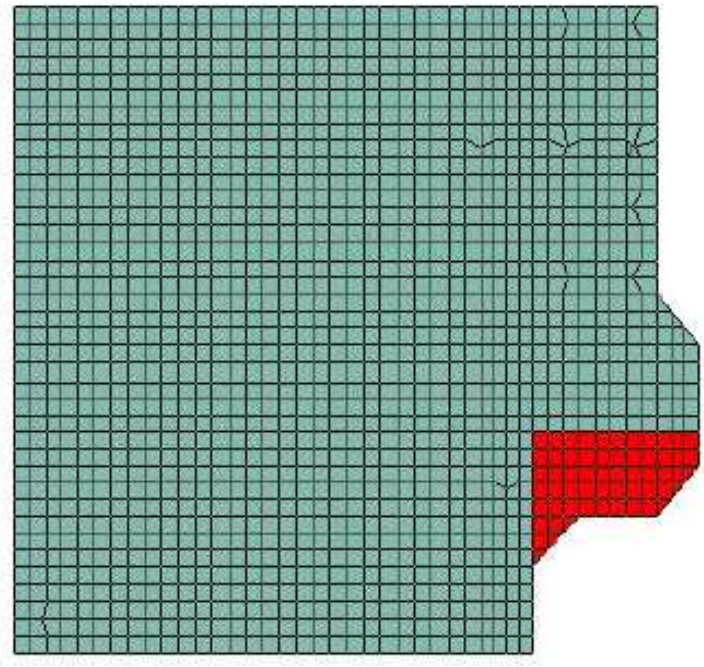


Figura. Placas pertenecientes a grupo 1

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 1

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**334.75**	**418.67**	**969.20**	**2012.52**	**1835.26**
PLATE	2960	2971	2850	2961	2971
LOAD	428 LOAD C	428 LOAD C	336 LOAD C	233 LOAD C	377 LOAD C
MIN.	**-321.45**	**-345.22**	**-3559.67**	**-2601.20**	**0.00**
PLATE	2960	2971	2971	2971	-
LOAD	485 LOAD C	303 LOAD C	404 LOAD C	392 LOAD C	-

1.2 GRUPO 2

Este grupo de placas tiene un espesor de 3000 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

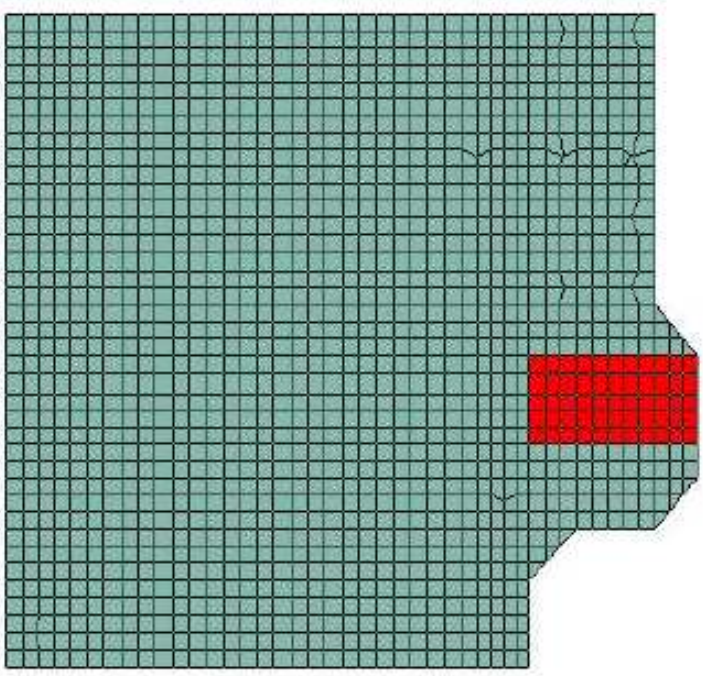


Figura. Placas pertenecientes a grupo 2

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 2

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**202.18**	**282.59**	**1368.04**	**2071.31**	**1213.98**
PLATE	2900	2900	2820	2827	2820
LOAD	240 LOAD C	241 LOAD C	369 LOAD C	237 LOAD C	264 LOAD C
MIN.	**-207.81**	**-170.17**	**-2561.05**	**-2046.03**	**0.00**
PLATE	2820	2908	2824	2824	-
LOAD	312 LOAD C	483 LOAD C	317 LOAD C	312 LOAD C	-

1.3 GRUPO 3

Este grupo de placas tiene un espesor de 3000 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

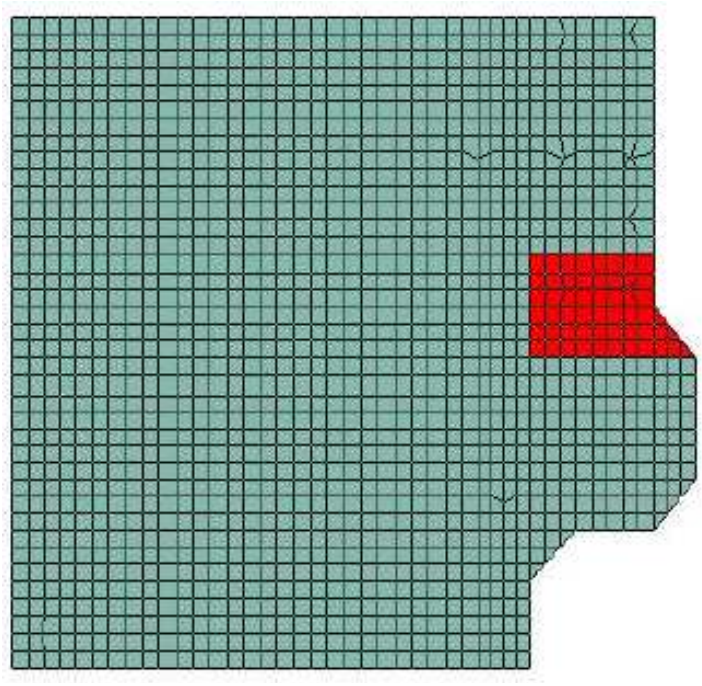


Figura. Placas pertenecientes a grupo 3

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 3

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**279.46**	**227.32**	**1555.58**	**2408.24**	**1021.59**
PLATE	2863	2842	2865	2868	2935
LOAD	428 LOAD C	329 LOAD C	237 LOAD C	237 LOAD C	249 LOAD C
MIN.	**-307.58**	**-230.53**	**-2686.60**	**-2619.85**	**0.00**
PLATE	2868	2881	2842	2935	-
LOAD	297 LOAD C	485 LOAD C	368 LOAD C	365 LOAD C	-

2. ZONA CIMENTACION DE 1500 mm

2.1 GRUPO 1

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

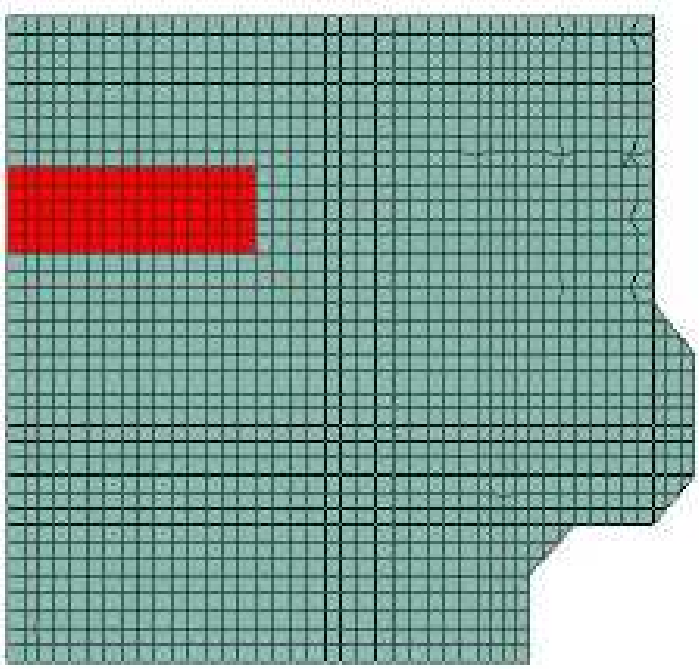


Figura. Placas pertenecientes a grupo 1

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 1

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**130.46**	**170.95**	**642.54**	**599.20**	**996.51**
PLATE	2126	2147	2126	2147	2136
LOAD	213 LOAD C	213 LOAD C	173 LOAD C	173 LOAD C	184 LOAD C
MIN.	**-128.88**	**-170.02**	**-1053.67**	**-936.69**	**0.00**
PLATE	2126	2147	2358	2358	-
LOAD	212 LOAD C	112 LOAD C	209 LOAD C	209 LOAD C	-

2.2 GRUPO 2

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

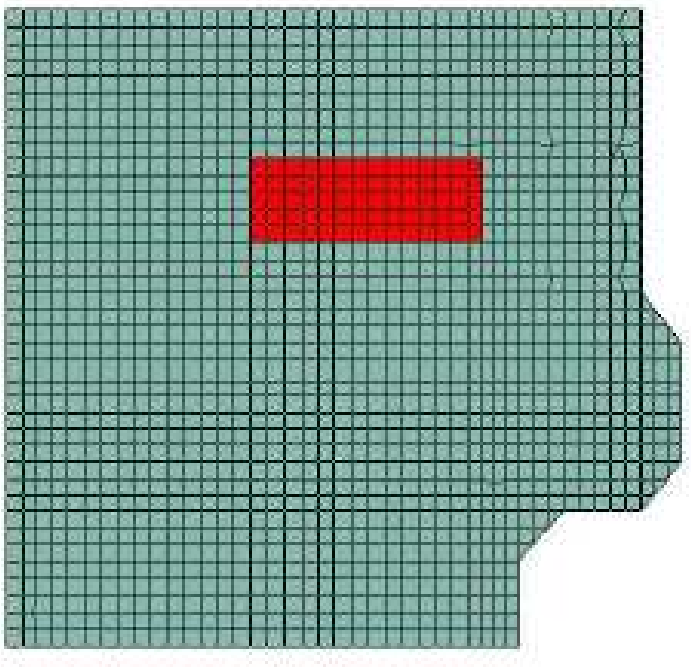


Figura. Placas pertenecientes a grupo 2

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 2

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**114.66**	**131.26**	**541.87**	**597.75**	**1181.51**
PLATE	2131	2130	2403	2403	2131
LOAD	137 LOAD C	136 LOAD C	113 LOAD C	117 LOAD C	201 LOAD C
MIN.	**-81.79**	**-136.68**	**-1170.80**	**-962.92**	**0.00**
PLATE	2131	2399	2361	2359	-
LOAD	212 LOAD C	136 LOAD C	117 LOAD C	209 LOAD C	-

2.3 GRUPO 3

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

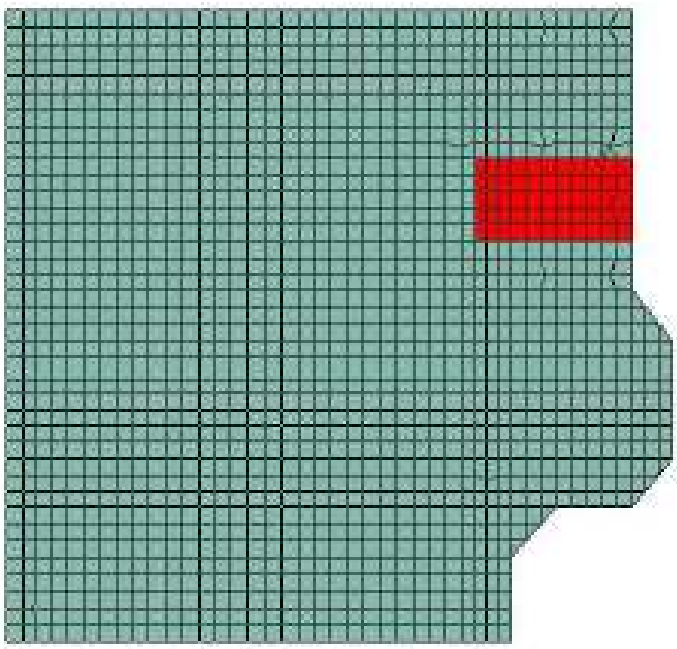


Figura. Placas pertenecientes a grupo 3

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 3

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**79.78**	**74.58**	**538.90**	**633.69**	**888.40**
PLATE	2382	3089	2382	2734	2734
LOAD	212 LOAD C	216 LOAD C	117 LOAD C	113 LOAD C	113 LOAD C
MIN.	**-102.48**	**-85.99**	**-1328.75**	**-1335.49**	**0.00**
PLATE	2382	3089	2795	2998	-
LOAD	125 LOAD C	176 LOAD C	209 LOAD C	209 LOAD C	-

2.4 GRUPO 4

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

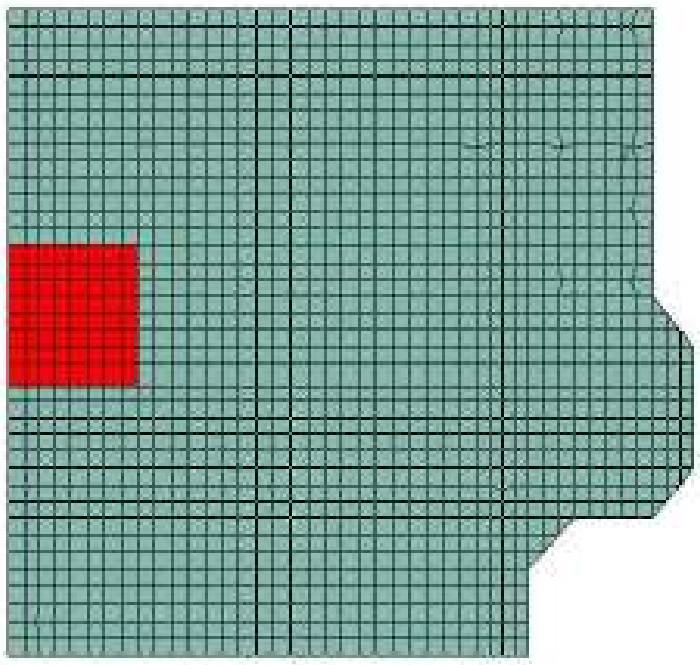


Figura. Placas pertenecientes a grupo 4

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 4

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**44.98**	**91.05**	**291.75**	**206.30**	**563.17**
PLATE	2264	2313	2243	2334	2214
LOAD	136 LOAD C	213 LOAD C	125 LOAD C	173 LOAD C	116 LOAD C
MIN.	**-41.58**	**-92.35**	**-424.66**	**-857.42**	**0.00**
PLATE	2262	2243	2205	2042	-
LOAD	137 LOAD C	116 LOAD C	125 LOAD C	137 LOAD C	-

2.5 GRUPO5

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

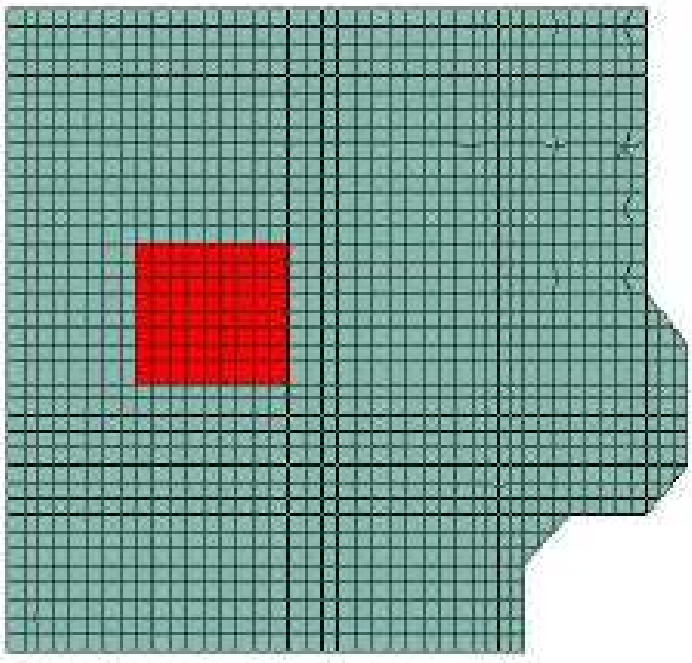


Figura. Placas pertenecientes a grupo 5

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 5

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**166.54**	**176.10**	**453.92**	**473.66**	**1545.54**
PLATE	2297	2297	2211	2093	2256
LOAD	136 LOAD C	208 LOAD C	221 LOAD C	172 LOAD C	209 LOAD C
MIN.	**-170.12**	**-199.56**	**-1127.37**	**-2082.58**	**0.00**
PLATE	2265	2265	2295	2297	-
LOAD	211 LOAD C	117 LOAD C	209 LOAD C	209 LOAD C	-

2.6 GRUPO 6

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

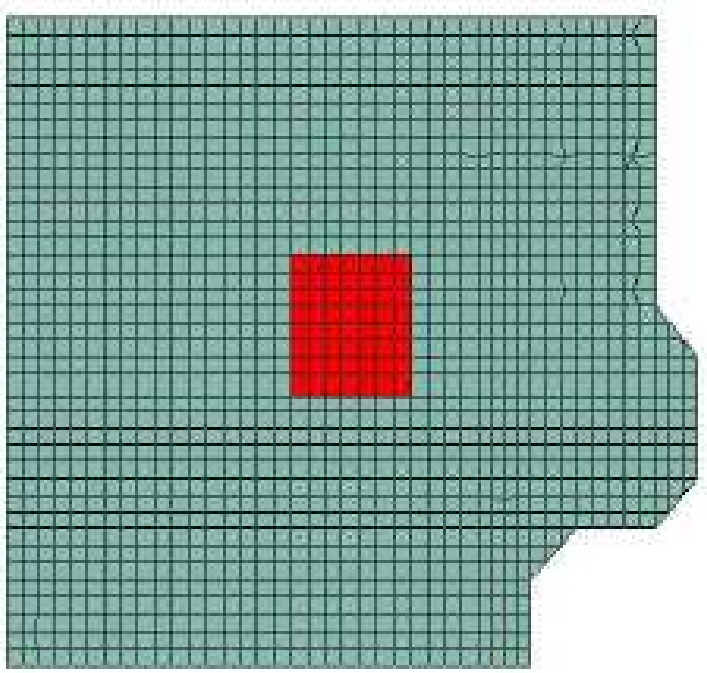


Figura. Placas pertenecientes a grupo 6

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 6

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**166.54**	**176.10**	**453.92**	**473.66**	**1545.54**
PLATE	2297	2297	2211	2093	2256
LOAD	136 LOAD C	208 LOAD C	221 LOAD C	172 LOAD C	209 LOAD C
MIN.	**-170.12**	**-199.56**	**-1127.37**	**-2082.58**	**0.00**
PLATE	2265	2265	2295	2297	-
LOAD	211 LOAD C	117 LOAD C	209 LOAD C	209 LOAD C	-

2.7 GRUPO 7

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

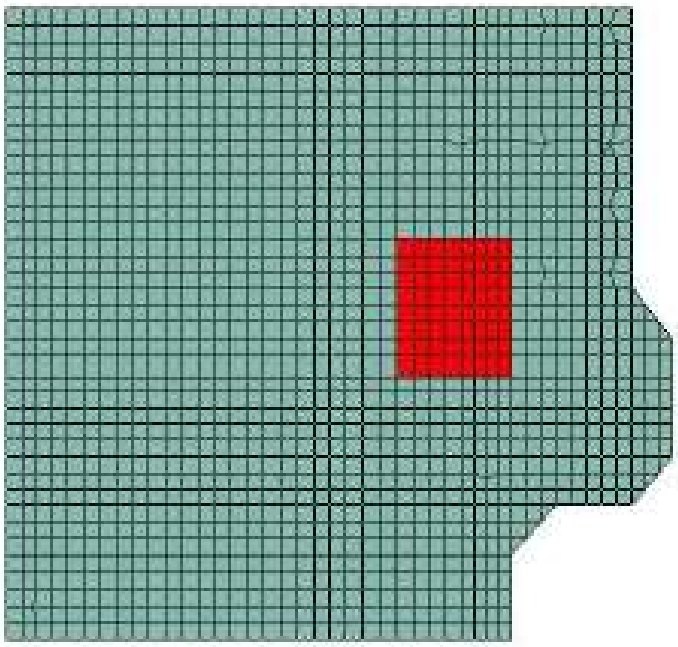


Figura. Placas pertenecientes a grupo 7

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 7

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**317.36**	**358.74**	**748.33**	**669.72**	**1907.37**
PLATE	2289	2311	2791	2755	2281
LOAD	560 LOAD CO	657 LOAD CO	537 LOAD C	513 LOAD CO	557 LOAD CO
MIN.	**-370.32**	**-376.90**	**-1222.03**	**-1713.94**	**0.00**
PLATE	2277	2259	2277	2289	-
LOAD	528 LOAD CO	608 LOAD CO	549 LOAD C	540 LOAD CO	-

2.4 GRUPO 8

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente

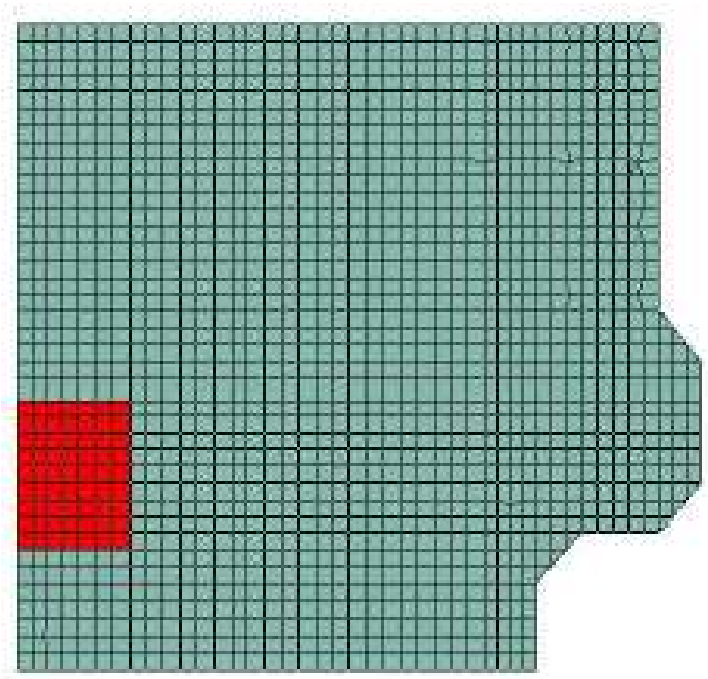


Figura. Placas pertenecientes a grupo 8

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 8

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**50.30**	**76.17**	**277.36**	**152.65**	**499.50**
PLATE	1852	1923	1762	1852	1882
LOAD	137 LOAD C	173 LOAD C	208 LOAD C	217 LOAD C	152 LOAD C
MIN.	**-35.88**	**-50.64**	**-275.96**	**-855.30**	**0.00**
PLATE	1850	1880	2002	2012	-
LOAD	137 LOAD C	116 LOAD C	125 LOAD C	137 LOAD C	-

2.9 GRUPO 9

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

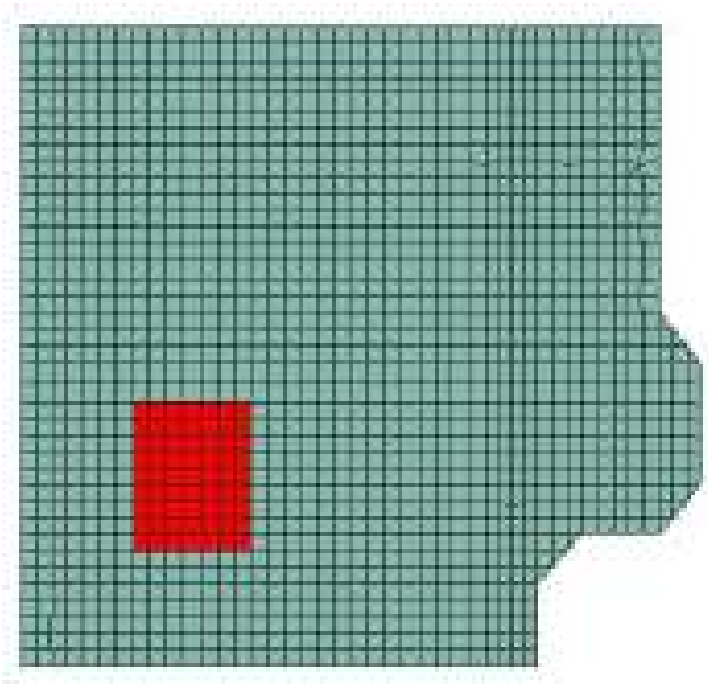


Figura. Placas pertenecientes a grupo 9

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 9

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**371.80**	**247.43**	**594.74**	**550.11**	**1667.15**
PLATE	1843	1813	1753	1909	1813
LOAD	515 LOAD CO	617 LOAD CO	516 LOAD C	611 LOAD CO	693 LOAD CO
MIN.	**-310.81**	**-297.18**	**-1370.79**	**-2078.34**	**0.00**
PLATE	1843	1843	1819	1849	-
LOAD	606 LOAD CO	611 LOAD CO	693 LOAD C	696 LOAD CO	-

2.10 GRUPO 10

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

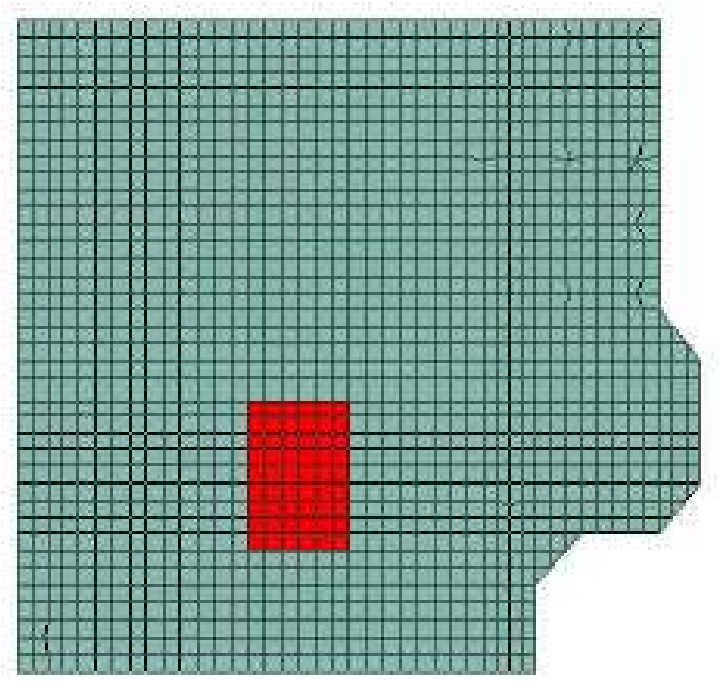


Figura. Placas pertenecientes a grupo 10

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 10

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**570.67**	**353.05**	**502.98**	**697.49**	**1367.89**
PLATE	1823	1827	1765	1947	1855
LOAD	515 LOAD CO	515 LOAD CO	524 LOAD C	609 LOAD CO	606 LOAD CO
MIN.	**-513.32**	**-373.25**	**-1198.53**	**-2021.86**	**0.00**
PLATE	1823	1859	1823	1853	-
LOAD	606 LOAD CO	638 LOAD CO	597 LOAD C	696 LOAD CO	-

2.11 GRUPO 11

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

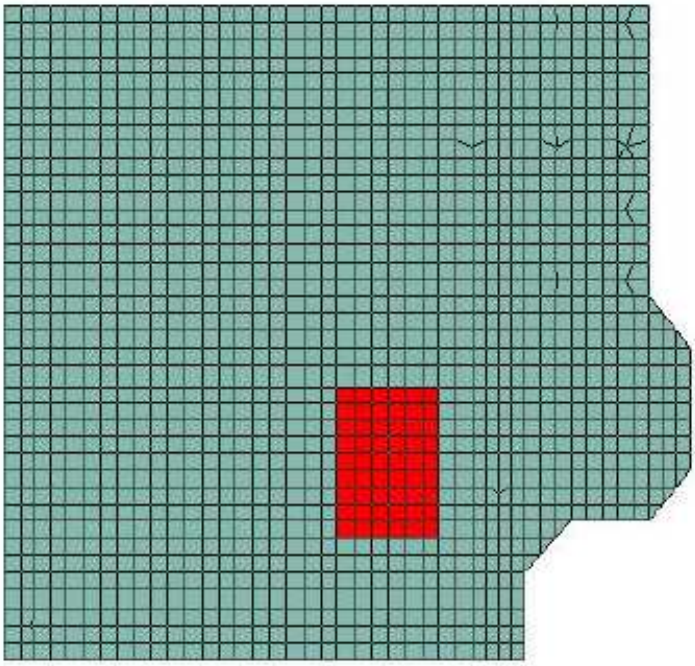


Figura. Placas pertenecientes a grupo 11

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 11

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**411.00**	**405.48**	**228.73**	**650.63**	**1462.64**
PLATE	1816	1816	1951	1951	1846
LOAD	517 LOAD CO	515 LOAD CO	626 LOAD C	609 LOAD CO	548 LOAD CO
MIN.	**-349.99**	**-412.03**	**-1060.49**	**-1947.02**	**0.00**
PLATE	1815	1865	1865	1835	-
LOAD	603 LOAD CO	638 LOAD CO	540 LOAD C	560 LOAD CO	-

2.12 GRUPO 12

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

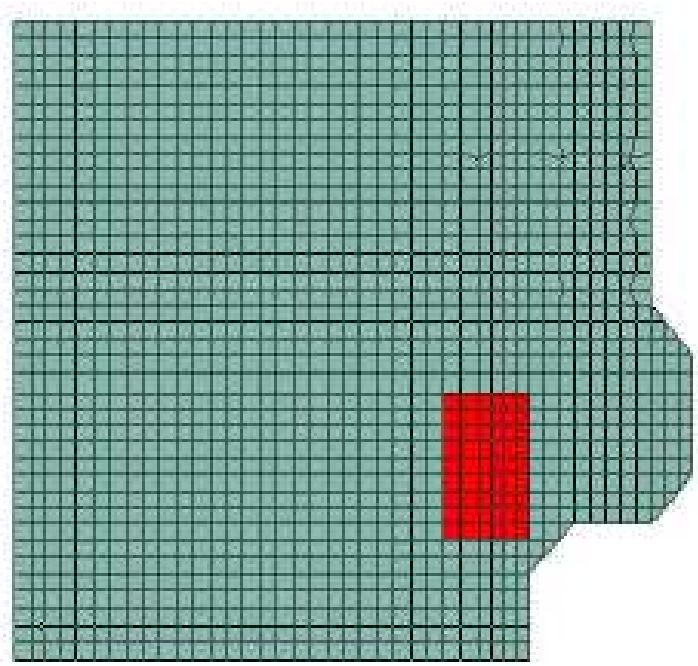


Figura. Placas pertenecientes a grupo 12

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 12

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**267.15**	**291.12**	**912.36**	**363.95**	**1777.32**
PLATE	2120	2119	2780	1957	2165
LOAD	528 LOAD CO	513 LOAD CO	557 LOAD C	516 LOAD CO	524 LOAD CO
MIN.	**-354.69**	**-502.92**	**-1928.96**	**-2262.03**	**0.00**
PLATE	2165	2165	2116	2742	-
LOAD	593 LOAD CO	766 LOAD CO	560 LOAD C	500 LOAD CO	-

2.13 GRUPO13

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

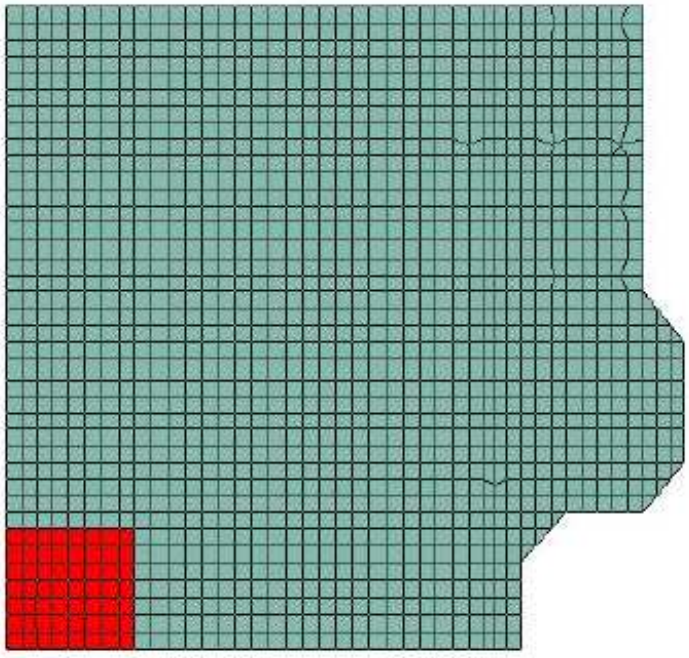


Figura. Placas pertenecientes a grupo 13

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 13

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**218.15**	**168.71**	**291.04**	**299.88**	**468.50**
PLATE	1608	1622	1704	1734	1734
LOAD	225 LOAD C	423 LOAD C	228 LOAD C	323 LOAD C	416 LOAD C
MIN.	**-219.11**	**-143.88**	**-494.99**	**-524.86**	**0.00**
PLATE	1608	1622	1584	1728	-
LOAD	320 LOAD C	482 LOAD C	317 LOAD C	411 LOAD C	-

2.14 GRUPO 14

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

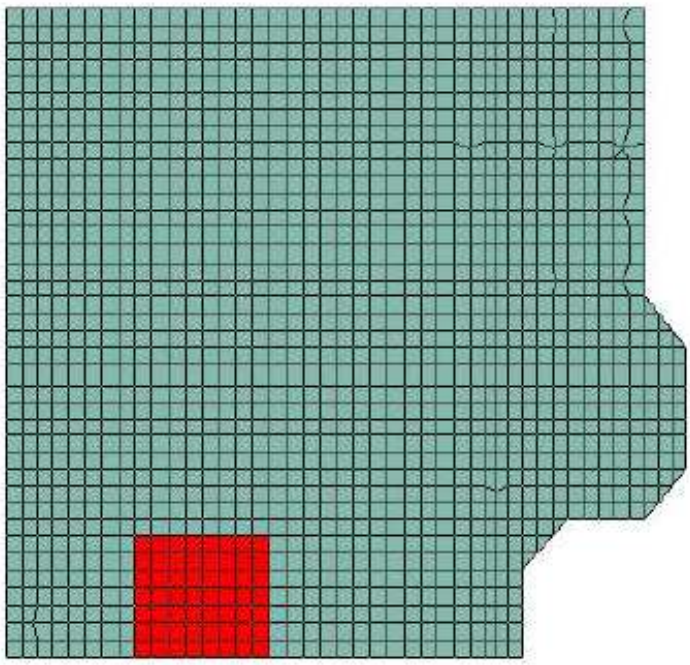


Figura. Placas pertenecientes a grupo 14

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 14

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**142.33**	**104.37**	**722.96**	**476.12**	**862.95**
PLATE	1602	1609	1571	1609	1609
LOAD	214 LOAD C	215 LOAD C	214 LOAD C	116 LOAD C	137 LOAD C
MIN.	**-140.48**	**-63.64**	**-1140.33**	**-957.33**	**0.00**
PLATE	1602	1616	1579	1740	-
LOAD	201 LOAD C	213 LOAD C	201 LOAD C	208 LOAD C	-

2.15GRUPO 15

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

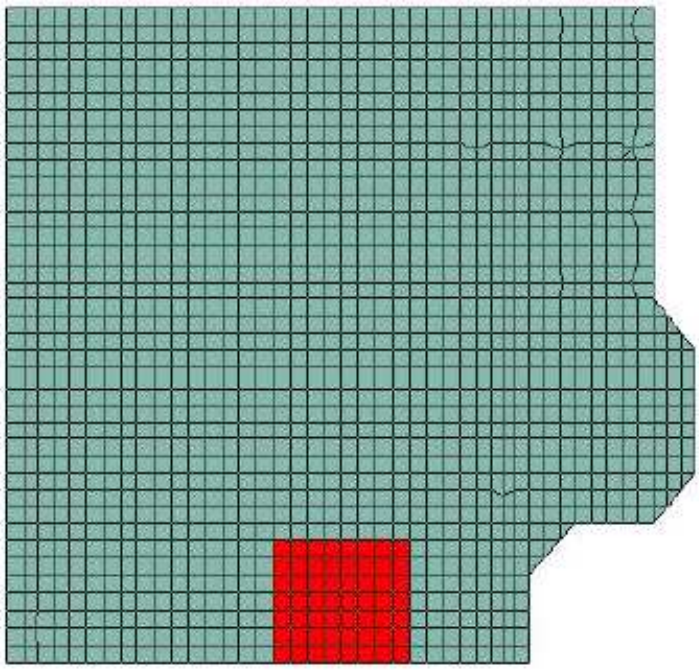


Figura. Placas pertenecientes a grupo 15

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos zona 15

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**163.02**	**134.71**	**938.10**	**748.52**	**938.42**
PLATE	1617	1617	1594	1617	1604
LOAD	215 LOAD C	215 LOAD C	215 LOAD C	200 LOAD C	200 LOAD C
MIN.	**-158.36**	**-68.84**	**-867.60**	**-982.16**	**0.00**
PLATE	1603	1572	1615	1741	-
LOAD	215 LOAD C	215 LOAD C	201 LOAD C	177 LOAD C	-

2.16 GRUPO 16

Este grupo de placas tiene un espesor de 1500 mm. La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

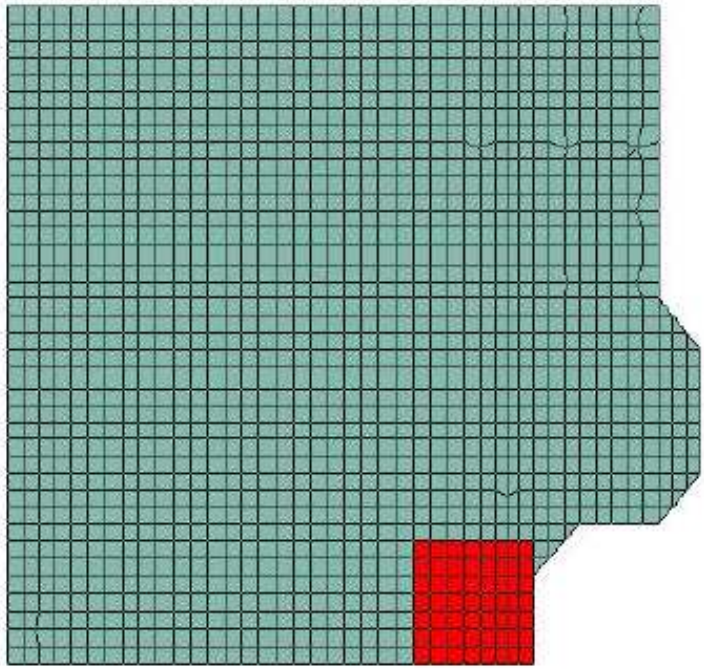


Figura. Placas pertenecientes a grupo 16

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo16

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**55.70**	**94.12**	**429.05**	**459.55**	**1288.19**
PLATE	1745	2179	3132	1574	2740
LOAD	218 LOAD C	113 LOAD C	215 LOAD C	177 LOAD C	176 LOAD C
MIN.	**-78.73**	**-132.29**	**-1202.60**	**-1577.63**	**0.00**
PLATE	1574	2740	2113	2740	-
LOAD	137 LOAD C	176 LOAD C	208 LOAD C	208 LOAD C	-

3. ZONA CIMENTACION DE 1000 mm

3.1 GRUPO 1

Este grupo de placas tiene un espesor de 1000 mm . La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

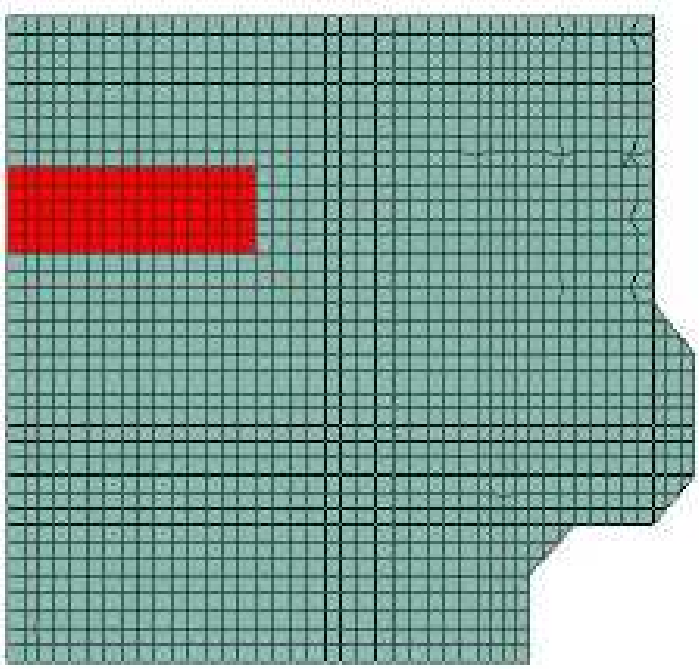


Figura. Placas pertenecientes a grupo 1

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 1

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**130.46**	**170.95**	**642.54**	**599.20**	**996.51**
PLATE	2126	2147	2126	2147	2136
LOAD	213 LOAD C	213 LOAD C	173 LOAD C	173 LOAD C	184 LOAD C
MIN.	**-128.88**	**-170.02**	**-1053.67**	**-936.69**	**0.00**
PLATE	2126	2147	2358	2358	-
LOAD	212 LOAD C	112 LOAD C	209 LOAD C	209 LOAD C	-

3.2 GRUPO 2

Este grupo de placas tiene un espesor de 1000 mm . La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

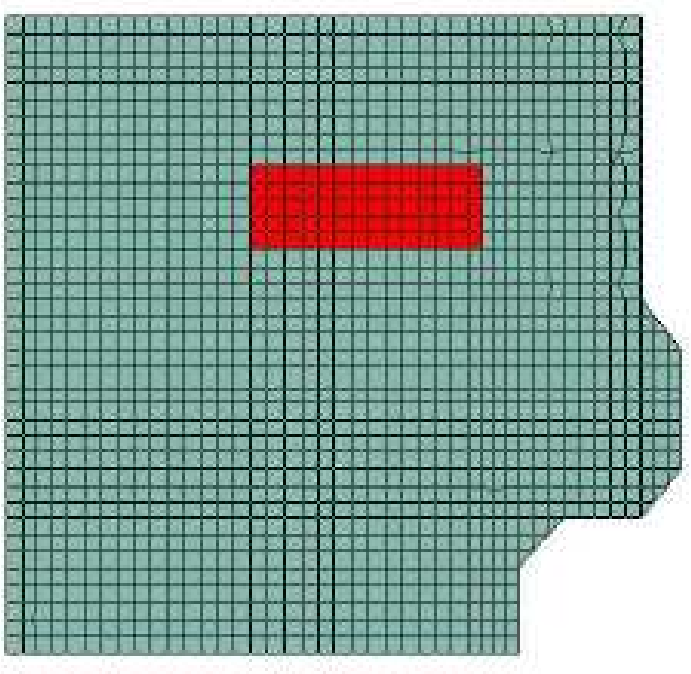


Figura. Placas pertenecientes a grupo 2

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 2

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	**Ndy (kN)**	**Mdx (mkN)**	**Mdy (mkN)**	**Vrd (kN)**
MAX.	**114.66**	**131.26**	**541.87**	**597.75**	**1181.51**
PLATE	2131	2130	2403	2403	2131
LOAD	137 LOAD C	136 LOAD C	113 LOAD C	117 LOAD C	201 LOAD C
MIN.	**-81.79**	**-136.68**	**-1170.80**	**-962.92**	**0.00**
PLATE	2131	2399	2361	2359	-
LOAD	212 LOAD C	136 LOAD C	117 LOAD C	209 LOAD C	-

3.3 GRUPO 3

Este grupo de placas tiene un espesor de 1000 mm . La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

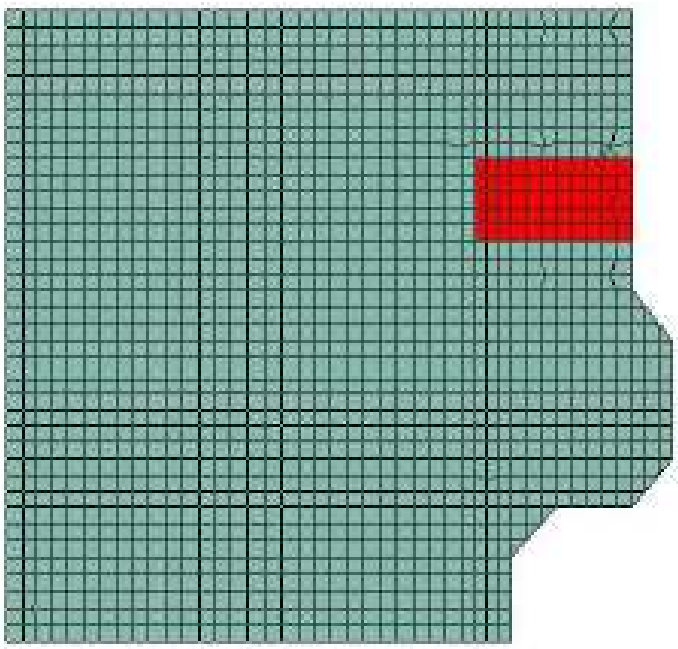


Figura. Placas pertenecientes a grupo 3

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 3

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**79.78**	**74.58**	**538.90**	**633.69**	**888.40**
PLATE	2382	3089	2382	2734	2734
LOAD	212 LOAD C	216 LOAD C	117 LOAD C	113 LOAD C	113 LOAD C
MIN.	**-102.48**	**-85.99**	**-1328.75**	**-1335.49**	**0.00**
PLATE	2382	3089	2795	2998	-
LOAD	125 LOAD C	176 LOAD C	209 LOAD C	209 LOAD C	-

3.4 GRUPO 4

Este grupo de placas tiene un espesor de 1000 mm . La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

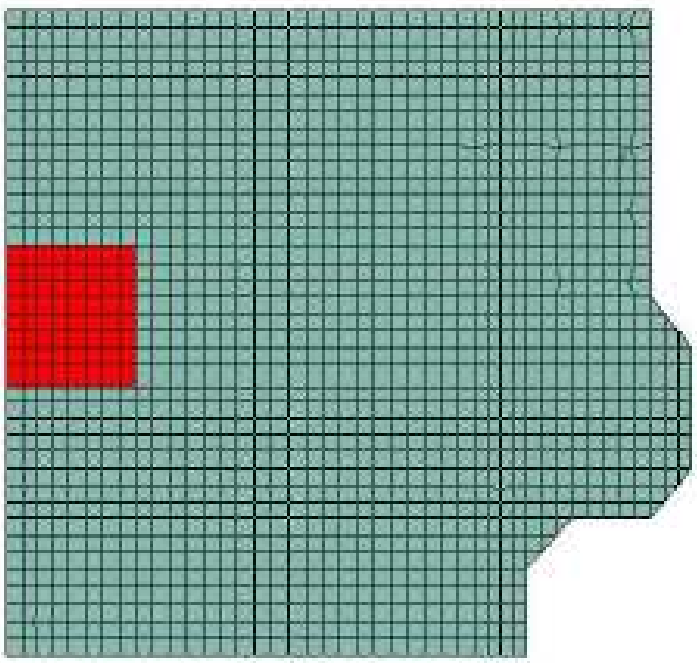


Figura. Placas pertenecientes a grupo 4

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos grupo 4

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**44.98**	**91.05**	**291.75**	**206.30**	**563.17**
PLATE	2264	2313	2243	2334	2214
LOAD	136 LOAD C	213 LOAD C	125 LOAD C	173 LOAD C	116 LOAD C
MIN.	**-41.58**	**-92.35**	**-424.66**	**-857.42**	**0.00**
PLATE	2262	2243	2205	2042	-
LOAD	137 LOAD C	116 LOAD C	125 LOAD C	137 LOAD C	-

3.5 GRUPO 5

Este grupo de placas tiene un espesor de 1000 mm . La situación de los elementos placa dentro del modelo de la cimentación es la siguiente:

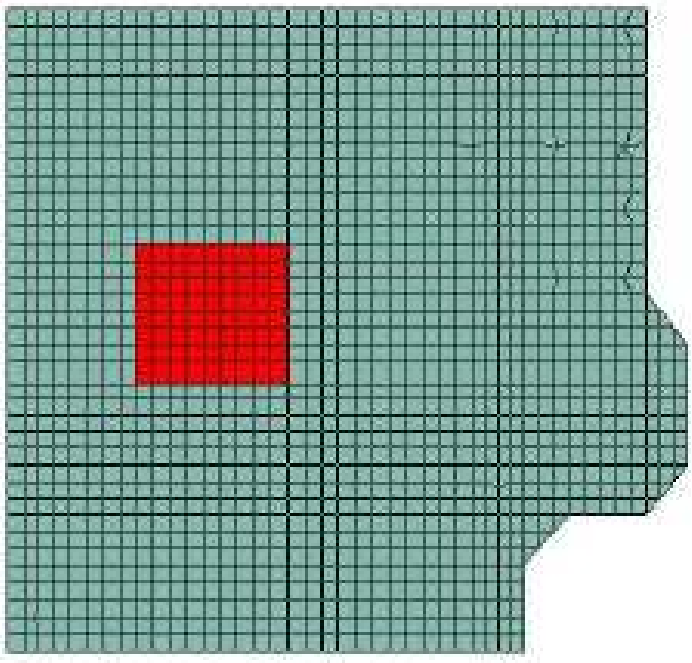


Figura. Placas pertenecientes a grupo 5

La envolvente de esfuerzos en las placas de este grupo es la siguiente:

Tabla Envolvente de esfuerzos zona 5

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS					
	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Mdx (mkN)	Mdy (mkN)	Vrd (kN)
MAX.	**166.54**	**176.10**	**453.92**	**473.66**	**1545.54**
PLATE	2297	2297	2211	2093	2256
LOAD	136 LOAD C	208 LOAD C	221 LOAD C	172 LOAD C	209 LOAD C
MIN.	**-170.12**	**-199.56**	**-1127.37**	**-2082.58**	**0.00**
PLATE	2265	2265	2295	2297	-
LOAD	211 LOAD C	117 LOAD C	209 LOAD C	209 LOAD C	-

ANEXO B

RATIOS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

Barra	Perfil	Ratio	Cláusula	Barra	Perfil	Ratio	Cláusula
1	HEB300	0.144	EC-6.3.3.LTB	45	HEA300	0.123	EC-6.2.9.2/3
2	HEB300	0.213	EC-6.3.3	46	HEA160	0.144	EC-6.2.4 (C)
3	HEA160	0.386	EC-6.2.4 (C)	47	HEA160	0.073	EC-6.2.4 (C)
4	HEA160	0.39	EC-6.2.4 (C)	48	HEA200	0.112	EC-6.2.9.2/3
5	HEB500	0.184	EC-6.3.3	49	HEA160	0.091	EC-6.2.4 (C)
6	HEB260	0.092	EC-6.3.3.LTB	50	HEA160	0.055	EC-6.2.4 (C)
7	HEB260	0.103	EC-6.3.3.LTB	51	HEA300	0.156	EC-6.2.9.2/3
8	HEB300	0.066	EC-6.3.3.LTB	52	HEA300	0.261	EC-6.2.9.2/3
9	HEA160	0.281	EC-6.2.4 (C)	53	HEA160	0.069	EC-6.2.4 (C)
10	HEA160	0.228	EC-6.2.4 (C)	54	HEA160	0.066	EC-6.2.4 (C)
11	HEB300	0.167	EC-6.3.3.LTB	55	UPN260	0.125	EC-6.2.4 (C)
12	HEA160	0.162	EC-6.2.4 (C)	56	UPN260	0.116	EC-6.2.4 (C)
13	HEA160	0.159	EC-6.2.4 (C)	57	HEA300	0.186	EC-6.2.9.2/3
14	HEB500	0.117	EC-6.3.3	58	HEA160	0.089	EC-6.2.4 (C)
15	HEB260	0.098	EC-6.3.3.LTB	59	HEA160	0.078	EC-6.2.4 (C)
16	HEB260	0.097	EC-6.3.3.LTB	60	HEA300	0.112	EC-6.2.9.2/3
17	HEB300	0.161	EC-6.2.9.1	61	HEA300	0.228	EC-6.2.9.2/3
18	HEB300	0.201	EC-6.3.3	62	UPN260	0.152	EC-6.2.4 (C)
19	HEA160	0.307	EC-6.2.4 (C)	63	UPN260	0.128	EC-6.2.4 (C)
20	HEA160	0.239	EC-6.2.4 (C)	64	HEA160	0.022	EC-6.2.4 (C)
21	HEB500	0.101	EC-6.3.3	65	HEA160	0.015	EC-6.2.3 (T)
22	HEB400	0.099	EC-6.3.2 LTB	66	HEA300	0.261	EC-6.2.9.2/3
23	HEB400	0.059	EC-6.2.9.1	67	HEA300	0.559	EC-6.2.9.2/3
24	HEA160	0.329	EC-6.2.4 (C)	68	HEA300	0.266	EC-6.2.9.2/3
25	HEB500	0.07	EC-6.3.3	69	HEA300	0.319	EC-6.2.9.2/3
26	HEB300	0.104	EC-6.2.9.1	70	HEA160	0.267	EC-6.2.4 (C)
27	HEB300	0.158	EC-6.3.3.LTB	71	HEA300	0.084	EC-6.2.9.2/3
28	HEA160	0.313	EC-6.2.4 (C)	72	HEA160	0.269	EC-6.2.4 (C)
29	HEB260	0.086	EC-6.3.3.LTB	73	HEA300	0.155	EC-6.2.9.2/3
30	HEA160	0.354	EC-6.2.4 (C)	74	HEA300	0.21	EC-6.2.9.2/3
31	HEB500	0.276	EC-6.3.2 LTB	75	UPN260	0.135	EC-6.2.4 (C)
32	HEB300	0.091	EC-6.2.9.1	76	HEB340	0.119	EC-6.3.2 LTB
33	HEB300	0.123	EC-6.2.9.1	77	HEB500	0.187	EC-6.3.3
34	HEA160	0.43	EC-6.2.4 (C)	78	HEB340	0.092	EC-6.3.2 LTB
35	HEB260	0.161	EC-6.2.9.1	79	HEB340	0.068	EC-6.3.3
36	HEB260	0.211	EC-6.3.3.LTB	80	HEB500	0.113	EC-6.3.3.LTB
37	HEB300	0	EC-6.3.3.LTB	81	HEB260	0.128	EC-6.3.2 LTB
38	HEA300	0.308	EC-6.2.9.2/3	82	HEB260	0.104	EC-6.3.2 LTB
39	HEA300	0.185	EC-6.2.9.2/3	83	HEB260	0.112	EC-6.3.2 LTB
40	HEA160	0.221	EC-6.2.3 (T)	84	HEB340	0.061	EC-6.3.3
41	HEA300	0.119	EC-6.3.3	85	HEB340	0.091	EC-6.3.2 LTB
42	HEA160	0.227	EC-6.2.3 (T)	86	HEB500	0.098	EC-6.3.3
43	HEA300	0.127	EC-6.2.9.2/3	87	HEB400	0.173	EC-6.3.2 LTB
44	UPN260	0.117	EC-6.2.4 (C)	88	HEB400	0.135	EC-6.3.2 LTB

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
89	HEB500	0.099	EC-6.3.3	134	HEA160	0.158	EC-6.2.4 (C)
90	HEB340	0.185	EC-6.3.2 LTB	135	HEA160	0.091	EC-6.2.4 (C)
91	HEB340	0.242	EC-6.3.2 LTB	136	HEA300	0.175	EC-6.2.9.2/3
92	HEB340	0.21	EC-6.3.3	137	HEA300	0.158	EC-6.2.9.2/3
93	HEB400	0.096	EC-6.3.2 LTB	138	HEA300	0.139	EC-6.2.9.2/3
94	HEB400	0.113	EC-6.3.2 LTB	139	HEB120	0.033	EC-6.2.9.1
95	HEB500	0.059	EC-6.3.3	140	HEB120	0.042	EC-6.2.9.1
96	HEB340	0.062	EC-6.3.3	141	HEB120	0.055	EC-6.2.9.1
97	HEA160	0.126	EC-6.2.3 (T)	142	HEB400	0.021	EC-6.3.3
98	HEA160	0.114	EC-6.2.3 (T)	143	HEB400	0.016	EC-6.3.3
99	HEB340	0.075	EC-6.3.3	144	HEB400	0.042	EC-6.3.3
100	HEB260	0.11	EC-6.2.9.1	145	HEB260	0.07	EC-6.2.9.1
101	HEB260	0.262	EC-6.3.3.LTB	146	HEA300	0.046	EC-6.2.9.2/3
102	HEB260	0.198	EC-6.3.2 LTB	147	HEB400	0.024	EC-6.3.2 LTB
103	HEB340	0	EC-6.3.2 LTB	148	HEB400	0.065	EC-6.3.3
104	HEA300	0.156	EC-6.2.9.2/3	149	HEB260	0.155	EC-6.3.2 LTB
105	HEA300	0.126	EC-6.3.3	150	HEB260	0.155	EC-6.3.2 LTB
106	HEB260	0.085	EC-6.2.9.1	151	HEB260	0.156	EC-6.3.2 LTB
107	HEA300	0.11	EC-6.2.9.2/3	152	HEB260	0.142	EC-6.3.2 LTB
108	HEB400	0.067	EC-6.3.3	153	HEB200	0.037	EC-6.3.2 LTB
109	HEB400	0.044	EC-6.3.3	154	HEB200	0.038	EC-6.3.2 LTB
110	HEB400	0.036	EC-6.3.3.LTB	155	HEB200	0.039	EC-6.2.9.1
111	HEB400	0.05	EC-6.3.2 LTB	156	HEB400	0.072	EC-6.3.2 LTB
112	HEA300	0.134	EC-6.2.9.2/3	157	HEB400	0.049	EC-6.3.3
113	HEB120	0.023	EC-6.2.9.1	158	HEA300	0.198	EC-6.2.9.2/3
114	HEB120	0.015	EC-6.2.9.1	159	HEB400	0.033	EC-6.2.9.1
115	HEB120	0.013	EC-6.2.9.1	160	HEB200	0.059	EC-6.2.6-(Y)
116	HEB400	0.024	EC-6.3.3.LTB	161	HEB200	0.059	EC-6.2.6-(Y)
117	HEB400	0.02	EC-6.3.3	162	HEB200	0.037	EC-6.3.2 LTB
118	HEB400	0.035	EC-6.3.2 LTB	163	HEB200	0.038	EC-6.3.2 LTB
119	HEA200	0.066	EC-6.2.9.2/3	164	HEB200	0.144	EC-6.3.2 LTB
120	HEA300	0.113	EC-6.2.9.2/3	165	HEB400	0.113	EC-6.3.2 LTB
121	IPN400	0.014	EC-6.2.9.1	166	HEB260	0.011	EC-6.3.3.LTB
122	IPN400	0.01	EC-6.2.9.1	167	HEB260	0.019	EC-6.2.9.1
123	IPN400	0.004	EC-6.2.9.1	168	HEB200	0.027	EC-6.2.9.1
124	HEB120	0.014	EC-6.2.9.1	169	HEB200	0.027	EC-6.2.9.1
125	HEB120	0.009	EC-6.3.3.LTB	170	830X20+2X450X35	0.208	EC-6.3.3
126	HEB120	0.019	EC-6.3.3.LTB	171	HEB120	0.097	EC-6.3.2 LTB
127	HEA300	0.081	EC-6.2.9.2/3	172	HEB340	0.128	EC-6.3.2 LTB
128	HEA300	0.217	EC-6.2.9.2/3	173	HEB340	0.112	EC-6.3.3
129	HEA160	0.141	EC-6.2.4 (C)	174	830X20+2X450X35	0.148	EC-6.3.3
130	HEA160	0.188	EC-6.2.4 (C)	175	HEB200	0.369	EC-6.3.2 LTB
131	HEA300	0.115	EC-6.2.9.2/3	176	HEB200	0.155	EC-6.3.2 LTB
132	HEA160	0.194	EC-6.2.4 (C)	177	HEB200	0.164	EC-6.3.3
133	HEA160	0.179	EC-6.2.4 (C)	178	HEB200	0.151	EC-6.3.2 LTB

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
179	HEB200	0.072	EC-6.3.3	224	HEA300	0.357	EC-6.2.9.2/3
180	HEB200	0.277	EC-6.3.2 LTB	225	HEB400	0.036	EC-6.3.3.LTB
181	830X20+2X450X35	0.113	EC-6.3.3.LTB	226	HEB200	0.113	EC-6.2.9.1
182	HEB340	0.065	EC-6.3.3	227	HEB400	0.03	EC-6.3.3
183	HEB340	0.084	EC-6.3.3.LTB	228	HEB300	0.115	EC-6.3.2 LTB
184	830X20+2X450X35	0.164	EC-6.3.3.LTB	229	HEB260	0.035	EC-6.2.9.1
185	HEB260	0.141	EC-6.3.2 LTB	230	HEB200	0.039	EC-6.2.9.1
186	HEB260	0.127	EC-6.3.2 LTB	231	HEB200	0.144	EC-6.3.2 LTB
187	HEB260	0.179	EC-6.3.2 LTB	232	HEB400	0.103	EC-6.3.2 LTB
188	HEB260	0.079	EC-6.3.3	233	HEA300	0.169	EC-6.2.9.2/3
189	HEB260	0.088	EC-6.3.2 LTB	234	HEB200	0.176	EC-6.3.2 LTB
190	HEB260	0.102	EC-6.3.2 LTB	235	HEB200	0.116	EC-6.3.2 LTB
191	HEB260	0.102	EC-6.3.2 LTB	236	HEB200	0.136	EC-6.3.2 LTB
192	HEB260	0.23	EC-6.3.3	237	HEB260	0.082	EC-6.2.9.1
193	830X20+2X450X35	0.122	EC-6.3.3	238	HEB260	0.041	EC-6.3.3.LTB
194	HEB340	0.06	EC-6.3.3	239	HEB400	0.053	EC-6.2.9.1
195	HEB340	0.098	EC-6.3.3	240	HEB400	0.046	EC-6.2.9.1
196	830X20+2X450X35	0.119	EC-6.3.3	241	HEB200	0.031	EC-6.2.9.1
197	830X20+2X450X35	0.122	EC-6.3.3	242	HEB200	0.067	EC-6.3.2 LTB
198	HEB400	0.148	EC-6.3.2 LTB	243	HEB200	0.067	EC-6.3.2 LTB
199	HEB400	0.183	EC-6.3.2 LTB	244	HEB200	0.075	EC-6.2.9.1
200	830X20+2X450X35	0.126	EC-6.3.3.LTB	245	HEB400	0.047	EC-6.3.2 LTB
201	HEB120	0.129	EC-6.3.3	246	HEB120	0.045	EC-6.3.2 LTB
202	830X20+2X450X35	0.111	EC-6.3.3	247	HEB120	0.046	EC-6.3.2 LTB
203	HEB120	0.12	EC-6.3.2 LTB	248	HEB120	0.046	EC-6.3.2 LTB
204	HEB120	0.275	EC-6.2.6-(Y)	249	HEB120	0.044	EC-6.3.2 LTB
205	HEB340	0.129	EC-6.3.2 LTB	250	HEB120	0.039	EC-6.3.3
206	HEB340	0.102	EC-6.3.3	251	HEB120	0.019	EC-6.3.3
207	830X20+2X450X35	0.101	EC-6.3.3	252	HEB120	0.014	EC-6.2.9.1
208	HEB120	0.297	EC-6.3.2 LTB	253	HEB120	0.015	EC-6.2.9.1
209	830X20+2X450X35	0.094	EC-6.3.3	254	HEB120	0.017	EC-6.2.6-(Y)
210	HEB340	0.083	EC-6.3.3	255	HEB120	0.014	EC-6.2.9.1
211	HEB340	0.108	EC-6.3.3	256	HEB400	0.041	EC-6.2.6-(Y)
212	HEB300	0.142	EC-6.2.9.1	257	HEA300	0.242	EC-6.2.9.2/3
213	HEB300	0.232	EC-6.3.2 LTB	258	HEB180	0.082	EC-6.2.9.1
214	HEB300	0.167	EC-6.3.2 LTB	259	HEB200	0.085	EC-6.3.2 LTB
215	HEB300	0.213	EC-6.3.2 LTB	260	HEB200	0.128	EC-6.3.2 LTB
216	HEB300	0.362	EC-6.3.2 LTB	261	HEB200	0.153	EC-6.3.2 LTB
217	HEB340	0	EC-6.3.2 LTB	262	HEB120	0.018	EC-6.2.9.1
218	HEB340	0.075	EC-6.3.2 LTB	263	HEB120	0.015	EC-6.2.5
219	830X20+2X450X35	0.13	EC-6.3.3	264	HEB120	0.017	EC-6.2.6-(Y)
220	HEB260	0.099	EC-6.3.3.LTB	265	HEB120	0.014	EC-6.2.9.1
221	HEB340	0.055	EC-6.3.3	266	HEA300	0.099	EC-6.3.3
222	680X20+2X450X35	0.116	EC-6.3.2 LTB	267	HEB400	0.037	EC-6.3.3.LTB
223	HEA300	0.229	EC-6.2.9.2/3	268	HEB400	0.031	EC-6.2.9.1

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
269	HEB120	0.037	EC-6.3.2 LTB	314	HEB400	0.058	EC-6.3.2 LTB
270	HEB120	0.057	EC-6.3.3	315	HEB200	0.135	EC-6.3.2 LTB
271	HEB120	0.05	EC-6.3.3	316	HEB200	0.162	EC-6.3.2 LTB
272	HEB120	0.043	EC-6.3.2 LTB	317	HEB200	0.048	EC-6.2.9.1
273	HEB120	0.041	EC-6.3.2 LTB	318	HEB200	0.028	EC-6.3.2 LTB
274	HEB120	0.019	EC-6.2.6-(Y)	319	HEB200	0.033	EC-6.3.3
275	HEB200	0.129	EC-6.3.2 LTB	320	HEB200	0.038	EC-6.3.3
276	HEB200	0.154	EC-6.3.2 LTB	321	HEB200	0.053	EC-6.2.9.1
277	HEB160	0.017	EC-6.3.2 LTB	322	HEB120	0.058	EC-6.2.9.1
278	HEB160	0.017	EC-6.2.6-(Y)	323	HEB120	0.035	EC-6.3.3.LTB
279	HEB400	0.044	EC-6.2.6-(Y)	324	HEA300	0.189	EC-6.3.3
280	HEA160	0.126	EC-6.2.4 (C)	325	HEB400	0.066	EC-6.2.9.1
281	HEA160	0.119	EC-6.2.4 (C)	326	HEB400	0.061	EC-6.2.9.1
282	HEA200	0.054	EC-6.2.9.2/3	327	HEA300	0.262	EC-6.2.9.2/3
283	HEB200	0.115	EC-6.3.2 LTB	328	HEB260	0.054	EC-6.2.9.1
284	HEB200	0.114	EC-6.3.2 LTB	329	HEB120	0.031	EC-6.2.9.1
285	HEA160	0.101	EC-6.2.4 (C)	330	HEB400	0.133	EC-6.3.2 LTB
286	HEA160	0.098	EC-6.2.4 (C)	331	HEB300	0.068	EC-6.3.2 LTB
287	HEB260	0.035	EC-6.2.9.1	332	HEB120	0.056	EC-6.2.9.1
288	HEA160	0.125	EC-6.2.4 (C)	333	HEB120	0.035	EC-6.3.3.LTB
289	HEA160	0.105	EC-6.2.4 (C)	334	HEB340	0.177	EC-6.3.3
290	HEA300	0.125	EC-6.2.9.2/3	335	HEB340	0.136	EC-6.3.3
291	HEA300	0.088	EC-6.2.9.2/3	336	830X20+2X450X35	0.25	EC-6.3.3
292	HEA300	0.143	EC-6.2.9.2/3	337	HEB200	0.377	EC-6.3.2 LTB
293	HEA160	0.11	EC-6.2.4 (C)	338	HEB200	0.154	EC-6.3.3
294	HEA160	0.143	EC-6.2.4 (C)	339	HEB200	0.171	EC-6.3.3
295	HEA300	0.154	EC-6.2.9.2/3	340	HEB200	0.15	EC-6.3.2 LTB
296	HEA300	0.053	EC-6.2.9.2/3	341	HEB200	0.277	EC-6.3.3
297	HEB300	0.115	EC-6.3.2 LTB	342	830X20+2X450X35	0.154	EC-6.3.3
298	HEA160	0.043	EC-6.2.4 (C)	343	HEB340	0.096	EC-6.3.2 LTB
299	HEA160	0.031	EC-6.2.4 (C)	344	HEB120	0.074	EC-6.2.9.1
300	HEA300	0.341	EC-6.2.9.2/3	345	HEB340	0.163	EC-6.3.3
301	HEA300	0.458	EC-6.2.9.2/3	346	HEB160	0.149	EC-6.3.3
302	HEA300	0.251	EC-6.2.9.2/3	347	HEB160	0.08	EC-6.3.2 LTB
303	HEA300	0.249	EC-6.2.9.2/3	348	HEB160	0.068	EC-6.3.3
304	HEB200	0.124	EC-6.2.9.1	349	HEB160	0.092	EC-6.3.2 LTB
305	HEB400	0.173	EC-6.2.9.1	350	830X20+2X450X35	0.206	EC-6.3.3
306	HEA300	0.202	EC-6.2.9.2/3	351	HEB340	0.166	EC-6.3.2 LTB
307	HEB400	0.128	EC-6.2.9.1	352	HEB160	0.204	EC-6.2.9.1
308	HEB180	0.071	EC-6.2.9.1	353	HEB500	0.069	EC-6.2.9.1
309	HEA300	0.084	EC-6.2.9.2/3	354	HEB500	0.1	EC-6.3.3
310	HEB400	0.025	EC-6.3.3	355	HEB500	0.078	EC-6.3.3.LTB
311	HEB400	0.023	EC-6.2.9.1	356	HEB500	0.058	EC-6.3.3
312	HEB400	0.049	EC-6.3.2 LTB	357	HEB500	0.094	EC-6.3.3
313	HEB200	0.197	EC-6.3.2 LTB	358	HEB500	0.116	EC-6.3.3

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
359	HEB500	0.145	EC-6.3.3	404	830X20+2X450X35	0.103	EC-6.3.3
360	HEB500	0.206	EC-6.3.3	405	HEB400	0.242	EC-6.2.9.1
361	830X20+2X450X35	0.169	EC-6.3.3	406	HEB400	0.209	EC-6.2.9.1
362	HEB340	0.101	EC-6.3.3.LTB	407	HEB260	0.19	EC-6.3.3.LTB
363	HEA160	0.512	EC-6.2.4 (C)	408	HEB340	0.144	EC-6.3.3
364	HEA160	0.518	EC-6.2.4 (C)	409	680X20+2X450X35	0.085	EC-6.3.3
365	HEB340	0.092	EC-6.3.2 LTB	410	HEB260	0.17	EC-6.3.3
366	830X20+2X450X35	0.156	EC-6.3.3	411	HEB340	0.07	EC-6.3.2 LTB
367	HEB260	0.022	EC-6.3.2 LTB	412	HEA300	0.166	EC-6.2.9.2/3
368	830X20+2X450X35	0.146	EC-6.3.3	413	HEA300	0.247	EC-6.3.3
369	HEB400	0.048	EC-6.3.2 LTB	414	HEA300	0.115	EC-6.3.3
370	HEB400	0.107	EC-6.3.2 LTB	415	HEA300	0.311	EC-6.2.9.2/3
371	HEB260	0.011	EC-6.2.9.1	416	HEB220	0.069	EC-6.3.3
372	830X20+2X450X35	0.128	EC-6.3.3	417	HEB200	0.088	EC-6.3.2 LTB
373	830X20+2X450X35	0.122	EC-6.3.3	418	HEB200	0.051	EC-6.3.3.LTB
374	HEB340	0.043	EC-6.3.2 LTB	419	HEB200	0.136	EC-6.3.3.LTB
375	HEA160	0.481	EC-6.2.4 (C)	420	HEB200	0.078	EC-6.3.3.LTB
376	HEA160	0.415	EC-6.2.4 (C)	421	HEB220	0.119	EC-6.3.3
377	HEB340	0.081	EC-6.3.3	422	HEA300	0.185	EC-6.2.9.2/3
378	830X20+2X450X35	0.12	EC-6.3.3	423	HEB300	0.061	EC-6.3.2 LTB
379	HEB200	0.063	EC-6.3.3.LTB	424	HEB400	0.096	EC-6.2.9.1
380	HEB200	0.068	EC-6.2.9.1	425	HEB400	0.082	EC-6.3.3
381	HEB200	0.076	EC-6.3.3	426	HEB400	0.084	EC-6.2.9.1
382	HEB340	0.074	EC-6.3.3.LTB	427	HEB220	0.033	EC-6.3.2 LTB
383	HEA160	0.777	EC-6.2.4 (C)	428	HEB220	0.231	EC-6.2.9.1
384	830X20+2X450X35	0.107	EC-6.3.3	429	HEB220	0.231	EC-6.2.9.1
385	HEB340	0.052	EC-6.3.3	430	HEB200	0.037	EC-6.3.3.LTB
386	HEA160	0.223	EC-6.2.4 (C)	431	HEA300	0.167	EC-6.2.9.2/3
387	HEA160	0.309	EC-6.2.4 (C)	432	HEA300	0.314	EC-6.3.2 LTB
388	HEA160	0.771	EC-6.2.4 (C)	433	HEA160	0.208	EC-6.2.4 (C)
389	HEB340	0.057	EC-6.3.3.LTB	434	UPN260	0.509	EC-6.2.4 (C)
390	HEB400	0.081	EC-6.2.9.1	435	HEB220	0.071	EC-6.3.2 LTB
391	HEB400	0.111	EC-6.3.2 LTB	436	HEB200	0.062	EC-6.3.3.LTB
392	HEB340	0	EC-6.3.2 LTB	437	HEB220	0.133	EC-6.3.3
393	HEB340	0.165	EC-6.3.2 LTB	438	HEA160	0.079	EC-6.2.3 (T)
394	830X20+2X450X35	0.138	EC-6.3.3	439	UPN260	0.522	EC-6.2.4 (C)
395	HEB220	0.144	EC-6.3.2 LTB	440	HEA300	0.16	EC-6.2.9.2/3
396	HEB220	0.116	EC-6.3.2 LTB	441	HEA300	0.143	EC-6.2.9.2/3
397	HEB340	0.078	EC-6.3.3.LTB	442	HEA300	0.176	EC-6.3.2 LTB
398	830X20+2X450X35	0.098	EC-6.3.3	443	HEB400	0.171	EC-6.2.9.1
399	HEB220	0.12	EC-6.3.3	444	HEB400	0.044	EC-6.3.3
400	HEB220	0.179	EC-6.3.3.LTB	445	HEB220	0.095	EC-6.2.9.1
401	HEB220	0.169	EC-6.3.3.LTB	446	HEB220	0.089	EC-6.3.3
402	HEB220	0.151	EC-6.3.2 LTB	447	Cir 0.10	0	
403	HEB340	0.108	EC-6.3.3	448	HEB120	0.083	EC-6.2.5

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
449	HEB120	0.049	EC-6.2.9.1	494	HEA300	0.201	EC-6.2.9.2/3
450	HEB120	0.038	EC-6.2.9.1	495	HEB400	0.066	EC-6.2.9.1
451	HEB120	0.017	EC-6.2.9.1	496	HEB400	0.068	EC-6.2.9.1
452	HEB400	0.047	EC-6.3.3	497	HEA300	0.321	EC-6.3.2 LTB
453	HEB400	0.017	EC-6.2.9.1	498	HEA160	0.206	EC-6.2.4 (C)
454	HEB400	0.036	EC-6.3.3	499	UPN260	0.927	EC-6.2.4 (C)
455	HEA200	0.069	EC-6.2.9.2/3	500	HEB220	0.105	EC-6.3.3
456	IPN400	0.013	EC-6.2.9.1	501	HEB220	0.041	EC-6.3.3.LTB
457	IPN400	0.012	EC-6.2.9.1	502	HEB220	0.129	EC-6.3.2 LTB
458	IPN400	0.01	EC-6.2.9.1	503	HEB220	0.088	EC-6.2.9.1
459	HEB120	0.023	EC-6.2.9.1	504	HEB220	0.136	EC-6.3.3
460	HEB120	0.008	EC-6.3.3.LTB	505	HEA160	0.128	EC-6.2.4 (C)
461	HEB120	0.016	EC-6.3.3.LTB	506	UPN260	0.441	EC-6.2.4 (C)
462	UPN260	0.286	EC-6.2.4 (C)	507	HEB260	0.138	EC-6.3.2 LTB
463	UPN260	0.396	EC-6.2.4 (C)	508	HEB260	0.15	EC-6.3.3
464	HEB300	0.035	EC-6.3.3.LTB	509	HEB260	0.161	EC-6.3.3
465	HEA300	0.083	EC-6.2.9.2/3	510	HEB260	0.148	EC-6.3.2 LTB
466	UPN260	0.647	EC-6.2.4 (C)	511	HEB260	0.102	EC-6.3.2 LTB
467	UPN260	0.479	EC-6.2.4 (C)	512	HEA300	0.162	EC-6.2.9.2/3
468	UPN260	0.45	EC-6.2.4 (C)	513	HEA300	0.146	EC-6.2.9.2/3
469	UPN260	0.653	EC-6.2.4 (C)	514	HEA300	0.186	EC-6.2.9.2/3
470	HEA300	0.097	EC-6.2.9.2/3	515	HEB400	0.105	EC-6.3.3.LTB
471	HEA300	0.098	EC-6.2.9.2/3	516	HEB120	0.169	EC-6.3.2 LTB
472	HEB220	0.15	EC-6.3.3.LTB	517	HEB160	0.12	EC-6.2.9.1
473	HEA160	0.017	EC-6.2.4 (C)	518	HEB160	0.101	EC-6.2.9.1
474	HEB180	0.258	EC-6.2.6-(Y)	519	HEB400	0.07	EC-6.3.3.LTB
475	HEB220	0.102	EC-6.3.3.LTB	520	HEB400	0.041	EC-6.2.9.1
476	HEA300	0.065	EC-6.2.9.2/3	521	HEB160	0.11	EC-6.3.2 LTB
477	HEB400	0.06	EC-6.3.3.LTB	522	HEB160	0.128	EC-6.2.9.1
478	HEB120	0.027	EC-6.2.9.1	523	HEB400	0.091	EC-6.3.3
479	HEB120	0.052	EC-6.2.9.1	524	HEB300	0.061	EC-6.3.3
480	HEB120	0.061	EC-6.2.9.1	525	HEB120	0.17	EC-6.3.2 LTB
481	HEB400	0.038	EC-6.3.3.LTB	526	HEB160	0.084	EC-6.2.9.1
482	HEB400	0.046	EC-6.2.9.1	527	HEB160	0.138	EC-6.2.9.1
483	HEB400	0.047	EC-6.3.2 LTB	528	830X20+2X450X35	0.231	EC-6.3.3
484	HEA300	0.194	EC-6.3.2 LTB	529	HEB120	0.106	EC-6.3.2 LTB
485	HEA140	0.196	EC-6.3.2 LTB	530	HEB340	0.11	EC-6.3.2 LTB
486	HEB160	0.2	EC-6.2.9.1	531	HEB500	0.145	EC-6.3.3
487	HEB160	0.094	EC-6.3.3	532	830X20+2X450X35	0.152	EC-6.3.3
488	HEB160	0.087	EC-6.2.9.1	533	HEB200	0.317	EC-6.3.2 LTB
489	HEB160	0.028	EC-6.3.2 LTB	534	HEB200	0.148	EC-6.3.2 LTB
490	HEB260	0.473	EC-6.3.2 LTB	535	HEB200	0.157	EC-6.3.3
491	HEB260	0.505	EC-6.3.2 LTB	536	HEB200	0.139	EC-6.3.2 LTB
492	Cir 0.10	0		537	HEB200	0.304	EC-6.3.2 LTB
493	HEB400	0.044	EC-6.3.2 LTB	538	830X20+2X450X35	0.104	EC-6.3.3

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
539	HEB500	0.115	EC-6.3.3.LTB	583	830X20+2X450X35	0.084	EC-6.3.3
540	HEB160	0	EC-6.2.9.1	587	HEB500	0.058	EC-6.3.3
541	HEB340	0.044	EC-6.2.9.1	588	830X20+2X450X35	0.055	EC-6.3.3
542	830X20+2X450X35	0.114	EC-6.3.3	589	HEB400	0.173	EC-6.3.2 LTB
543	HEB160	0.009	EC-6.3.3	590	HEB500	0.053	EC-6.3.2 LTB
544	HEB160	0.078	EC-6.3.3	591	830X20+2X450X35	0.068	EC-6.3.3
545	HEB160	0.039	EC-6.3.2 LTB	592	HEB220	0.444	EC-6.3.2 LTB
546	HEB160	0.048	EC-6.3.3.LTB	593	HEB220	0.591	EC-6.3.2 LTB
547	HEB160	0.052	EC-6.3.2 LTB	594	HEB500	0.088	EC-6.2.9.1
548	HEB160	0.107	EC-6.2.9.1	595	830X20+2X450X35	0.073	EC-6.2.9.1
549	HEB120	0.011	EC-6.2.6-(Y)	596	HEB220	0.103	EC-6.3.2 LTB
550	HEB160	0.013	EC-6.3.2 LTB	597	HEB500	0.059	EC-6.3.3
551	HEB160	0.011	EC-6.2.6-(Y)	598	830X20+2X450X35	0.07	EC-6.3.3.LTB
552	HEB500	0.141	EC-6.3.3	599	HEB400	0.167	EC-6.3.2 LTB
553	830X20+2X450X35	0.15	EC-6.3.3	600	HEB400	0.111	EC-6.3.2 LTB
554	HEB160	0.121	EC-6.2.9.1	601	HEB400	0.115	EC-6.3.2 LTB
555	830X20+2X450X35	0.168	EC-6.3.3	602	HEB260	0.133	EC-6.3.3.LTB
556	HEB260	0.081	EC-6.2.9.1	603	HEB260	0.111	EC-6.3.3
557	HEB260	0.057	EC-6.3.2 LTB	604	HEB500	0.053	EC-6.3.2 LTB
558	HEB500	0.077	EC-6.3.2 LTB	605	680X20+2X450X35	0.084	EC-6.3.3
559	HEB500	0.048	EC-6.3.3	606	HEB260	0.136	EC-6.2.9.1
560	HEB500	0.043	EC-6.3.3	607	HEB300	0.118	EC-6.3.2 LTB
561	HEB500	0.039	EC-6.3.3	608	HEB300	0.096	EC-6.3.3
562	HEB500	0.038	EC-6.3.2 LTB	609	HEB300	0.075	EC-6.2.6-(Y)
563	HEB500	0.059	EC-6.3.3	610	HEB300	0.154	EC-6.2.9.1
564	HEB500	0.106	EC-6.3.3	611	HEB400	0.035	EC-6.3.3
565	HEB500	0.143	EC-6.3.3	612	HEB200	0.173	EC-6.2.9.1
566	830X20+2X450X35	0.088	EC-6.3.3	613	HEB400	0.043	EC-6.3.3
567	UPN220	0.564	EC-6.3.3.LTB	614	HEB400	0.068	EC-6.3.3
568	UPN220	0.688	EC-6.3.3.LTB	615	HEB200	0.112	EC-6.3.3
569	HEB500	0.075	EC-6.3.3	616	HEB200	0.098	EC-6.3.2 LTB
570	830X20+2X450X35	0.076	EC-6.3.3	617	HEB200	0.112	EC-6.3.2 LTB
571	HEB260	0.014	EC-6.3.3.LTB	618	HEB260	0.058	EC-6.2.9.1
572	830X20+2X450X35	0.09	EC-6.3.3	619	HEB260	0.077	EC-6.2.9.1
573	HEB260	0.021	EC-6.3.2 LTB	620	HEB200	0.057	EC-6.2.9.1
574	UPN220	0.685	EC-6.3.3.LTB	622	HEA200	0.182	EC-6.2.9.2/3
575	UPN220	0.569	EC-6.3.3.LTB	623	HEB180	0.107	EC-6.3.2 LTB
576	830X20+2X450X35	0.108	EC-6.3.3	624	HEA300	0.203	EC-6.2.9.2/3
577	HEB500	0.081	EC-6.3.3	626	HEB400	0.074	EC-6.3.3.LTB
578	830X20+2X450X35	0.119	EC-6.3.3	627	HEB400	0.074	EC-6.2.9.1
579	HEB400	0.098	EC-6.3.2 LTB	628	HEB260	0.062	EC-6.2.9.1
580	830X20+2X450X35	0.114	EC-6.3.3	629	HEB120	0.078	EC-6.2.9.1
581	830X20+2X450X35	0.088	EC-6.3.3	630	HEB120	0.049	EC-6.3.3
582	HEB500	0.087	EC-6.3.2 LTB	631	HEB120	0.063	EC-6.3.3

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
632	HEB120	0.048	EC-6.3.3	680	HEA200	0.288	EC-6.2.9.2/3
633	HEB120	0.037	EC-6.3.2 LTB	681	HEB400	0.025	EC-6.3.3
634	HEB120	0.043	EC-6.2.9.1	682	HEB180	0.103	EC-6.3.2 LTB
635	HEB120	0.07	EC-6.2.9.1	683	HEB400	0.028	EC-6.3.3.LTB
636	HEB120	0.046	EC-6.2.9.1	684	HEB400	0.027	EC-6.2.9.1
637	HEB120	0.051	EC-6.2.9.1	685	HEB200	0.057	EC-6.2.9.1
638	HEB120	0.045	EC-6.2.9.1	686	HEA200	0.068	EC-6.2.9.2/3
639	HEB400	0.041	EC-6.3.3	687	HEB400	0.038	EC-6.3.3
640	HEB200	0.083	EC-6.3.2 LTB	688	HEB260	0.042	EC-6.2.9.1
641	HEB200	0.109	EC-6.3.2 LTB	690	HEB200	0.19	EC-6.3.2 LTB
642	HEB200	0.127	EC-6.3.3	691	HEB200	0.117	EC-6.3.2 LTB
643	HEB120	0.072	EC-6.2.9.1	692	HEB200	0.13	EC-6.3.2 LTB
644	HEB120	0.048	EC-6.2.9.1	693	HEB400	0.055	EC-6.3.3
645	HEB120	0.051	EC-6.2.9.1	694	HEA300	0.29	EC-6.2.9.2/3
646	HEB120	0.047	EC-6.2.9.1	696	HEB400	0.051	EC-6.2.9.1
647	HEA140	0.063	EC-6.3.2 LTB	697	HEB260	0.05	EC-6.2.9.1
648	HEA140	0.065	EC-6.3.2 LTB	698	HEA140	0.052	EC-6.3.3
649	HEB400	0.054	EC-6.3.3.LTB	699	HEA140	0.036	EC-6.3.3.LTB
650	HEB400	0.05	EC-6.2.9.1	700	HEB400	0.065	EC-6.3.3
651	HEB120	0.092	EC-6.2.9.1	701	HEB260	0.052	EC-6.2.9.1
652	HEB120	0.059	EC-6.2.9.1	702	HEB180	0.057	EC-6.2.9.1
653	HEB120	0.058	EC-6.3.3	703	HEB200	0.073	EC-6.2.9.1
654	HEB120	0.039	EC-6.3.3	704	HEB200	0.039	EC-6.2.9.1
655	HEB120	0.039	EC-6.3.3	705	HEB200	0.043	EC-6.3.3
656	HEB120	0.051	EC-6.2.9.1	706	HEB200	0.069	EC-6.2.9.1
657	HEB200	0.112	EC-6.3.3	707	HEB400	0.042	EC-6.3.3.LTB
658	HEB200	0.145	EC-6.3.3	708	HEB260	0.025	EC-6.3.2 LTB
659	HEB160	0.05	EC-6.2.9.1	709	HEB400	0.067	EC-6.3.3
660	HEB160	0.05	EC-6.2.9.1	710	HEB200	0.076	EC-6.3.3
661	HEB400	0.03	EC-6.3.3	711	HEA200	0.122	EC-6.2.9.2/3
662	HEA160	0.114	EC-6.2.3 (T)	712	HEB400	0.053	EC-6.2.9.1
663	HEA160	0.177	EC-6.2.4 (C)	713	HEA140	0.398	EC-6.3.2 LTB
666	HEA200	0.088	EC-6.2.9.2/3	714	HEB260	0.072	EC-6.2.9.1
667	HEB200	0.114	EC-6.3.2 LTB	717	HEB400	0.09	EC-6.3.3
668	HEB200	0.114	EC-6.3.2 LTB	718	HEB260	0.064	EC-6.2.6-(Y)
669	HEA160	0.1	EC-6.2.3 (T)	719	HEB340	0.085	EC-6.3.3.LTB
670	HEA160	0.138	EC-6.2.4 (C)	720	HEB300	0.182	EC-6.3.3.LTB
671	UPN260	0.183	EC-6.2.4 (C)	721	HEA160	0.17	EC-6.2.4 (C)
672	UPN260	0.377	EC-6.2.4 (C)	722	HEA160	0.167	EC-6.2.4 (C)
673	HEA160	0.057	EC-6.3.3.LTB	723	830X20+2X450X35	0.266	EC-6.3.3

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
724	HEB200	0.384	EC-6.3.2 LTB	773	HEA160	0.25	EC-6.2.9.1
725	HEB200	0.259	EC-6.3.2 LTB	775	HEA160	0.27	EC-6.2.9.1
726	HEB200	0.259	EC-6.3.2 LTB	776	830X20+2X450X35	0.156	EC-6.3.3
727	HEB200	0.177	EC-6.3.2 LTB	778	830X20+2X450X35	0.092	EC-6.3.3
728	HEB200	0.36	EC-6.3.2 LTB	780	830X20+2X450X35	0.055	EC-6.3.3
729	830X20+2X450X35	0.211	EC-6.3.3	782	830X20+2X450X35	0.054	EC-6.3.3
730	HEB200	0.05	EC-6.3.3	784	830X20+2X450X35	0.057	EC-6.3.3
731	HEB200	0.036	EC-6.3.2 LTB	785	830X20+2X450X35	0.06	EC-6.3.3
732	830X20+2X450X35	0.206	EC-6.3.3	786	HEA160	0.122	EC-6.3.2 LTB
733	HEB340	0.062	EC-6.2.9.1	787	HEA160	0.105	EC-6.3.2 LTB
734	HEB300	0.127	EC-6.3.3	788	HEA160	0.105	EC-6.2.9.1
735	HEA160	0.119	EC-6.2.4 (C)	789	HEA160	0.123	EC-6.3.3.LTB
736	HEA160	0.165	EC-6.2.4 (C)	791	HEA160	0.187	EC-6.3.3.LTB
737	830X20+2X450X35	0.213	EC-6.3.3	792	HEB500	0.16	EC-6.3.3
738	HEB260	0.084	EC-6.2.9.1	794	HEB500	0.138	EC-6.3.3
739	HEB260	0.044	EC-6.3.2 LTB	796	HEB500	0.12	EC-6.3.3
740	HEB260	0.04	EC-6.2.9.1	798	HEB500	0.103	EC-6.3.3
741	HEB260	0.032	EC-6.2.9.1	800	HEB500	0.113	EC-6.3.3
742	HEB260	0.051	EC-6.3.3.LTB	801	HEB500	0.115	EC-6.3.3
743	HEB260	0.052	EC-6.3.3	802	HEA160	0.181	EC-6.3.2 LTB
744	830X20+2X450X35	0.159	EC-6.3.3	803	HEA160	0.147	EC-6.3.2 LTB
745	830X20+2X450X35	0.156	EC-6.3.3	804	HEA160	0.417	EC-6.2.9.1
746	HEB300	0.091	EC-6.3.3	805	HEA160	0.147	EC-6.3.2 LTB
747	HEA160	0.09	EC-6.2.4 (C)	807	HEA160	0.152	EC-6.3.2 LTB
748	HEA160	0.121	EC-6.2.4 (C)	808	HEB500	0.211	EC-6.3.3
749	830X20+2X450X35	0.15	EC-6.3.3	810	HEB500	0.139	EC-6.3.3
750	HEA200	0.056	EC-6.2.9.2/3	812	HEB500	0.157	EC-6.3.3
751	830X20+2X450X35	0.118	EC-6.3.3	814	HEB500	0.156	EC-6.3.2 LTB
752	HEA160	0.049	EC-6.2.6-(Y)	816	HEB500	0.064	EC-6.3.3.LTB
753	HEA160	0.037	EC-6.3.3	817	HEB500	0.057	EC-6.3.3.LTB
754	HEA160	0.03	EC-6.3.3	818	HEB220	0.061	EC-6.2.9.1
755	HEA160	0.034	EC-6.3.2 LTB	819	HEB200	0.095	EC-6.3.3.LTB
756	830X20+2X450X35	0.112	EC-6.3.3	820	HEB220	0.108	EC-6.2.9.1
757	HEA160	0.023	EC-6.2.9.1	821	HEB200	0.057	EC-6.3.3.LTB
758	HEB300	0.078	EC-6.3.3.LTB	823	HEB500	0.062	EC-6.3.3.LTB
761	830X20+2X450X35	0.112	EC-6.3.3	824	HEB500	0.06	EC-6.3.3
762	830X20+2X450X35	0.099	EC-6.3.3	825	HEB500	0.075	EC-6.3.3
763	HEB220	0.055	EC-6.2.9.1	826	HEB500	0.086	EC-6.3.3
764	HEB400	0.031	EC-6.3.2 LTB	836	HEA300	0.091	EC-6.2.9.2/3
765	HEB300	0.055	EC-6.3.2 LTB	839	HEA300	0.085	EC-6.2.9.2/3
768	830X20+2X450X35	0.131	EC-6.3.3	846	HEB500	0.173	EC-6.3.2 LTB
769	HEA200	0.323	EC-6.3.2 LTB	847	HEB500	0.083	EC-6.3.3
770	HEA160	0.125	EC-6.3.3	848	HEB500	0.07	EC-6.3.3
771	HEA160	0.099	EC-6.2.9.1	849	HEB500	0.079	EC-6.3.3
772	HEA160	0.108	EC-6.2.9.1	850	HEB500	0.096	EC-6.3.3

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
857	HEA300	0.107	EC-6.2.9.2/3	1046	HEB500	0.042	EC-6.3.3
859	HEA300	0.146	EC-6.2.9.2/3	1047	HEB500	0.123	EC-6.3.2 LTB
879	930X20+2X450X35	0.091	EC-6.3.3	1048	HEB500	0.077	EC-6.3.3.LTB
880	930X20+2X450X35	0.124	EC-6.3.3	1049	HEA300	0.085	EC-6.2.9.2/3
881	680X20+2X450X35	0.083	EC-6.3.3	1050	HEA300	0.201	EC-6.2.9.2/3
888	HEA300	0.171	EC-6.2.9.2/3	1051	HEA300	0.063	EC-6.2.9.2/3
889	HEA300	0.165	EC-6.2.9.2/3	1052	HEA300	0.088	EC-6.2.9.2/3
890	HEA300	0.217	EC-6.2.9.2/3	1053	HEA500	0.056	EC-6.3.3
898	930X20+2X450X35	0.26	EC-6.3.3	1054	HEA500	0.086	EC-6.3.3
907	930X20+2X450X35	0.126	EC-6.3.3	1059	HEA300	0.542	EC-6.2.9.2/3
911	680X20+2X450X35	0.082	EC-6.3.3	1060	HEA300	0.184	EC-6.2.9.2/3
934	HEA300	0.075	EC-6.2.9.2/3	1061	HEA300	0.405	EC-6.2.9.2/3
971	680X20+2X450X35	0.071	EC-6.3.3	1062	HEA300	0.095	EC-6.2.9.2/3
981	HEA300	0.066	EC-6.2.9.2/3	1063	680X20+2X450X35	0.072	EC-6.3.3.LTB
987	HEA300	0.066	EC-6.2.9.2/3	1064	680X20+2X450X35	0.117	EC-6.3.3
997	930X20+2X450X35	0.235	EC-6.3.3	1065	680X20+2X450X35	0.076	EC-6.3.3
1009	HEA300	0.136	EC-6.3.2 LTB	1066	680X20+2X450X35	0.057	EC-6.3.3.LTB
1010	HEA300	0.153	EC-6.2.9.2/3	1067	680X20+2X450X35	0.089	EC-6.3.3
1011	HEA300	0.187	EC-6.3.2 LTB	1068	680X20+2X450X35	0.079	EC-6.3.3
1012	HEA300	0.185	EC-6.2.9.2/3	1069	HEA200	0.204	EC-6.2.9.2/3
1014	HEA300	0.203	EC-6.2.9.2/3	1070	HEA160	0.292	EC-6.2.9.1
1015	930X20+2X450X35	0.132	EC-6.3.2 LTB	1071	HEA160	0.262	EC-6.3.3.LTB
1016	930X20+2X450X35	0.089	EC-6.3.3	1072	HEA160	0.145	EC-6.3.2 LTB
1017	930X20+2X450X35	0.063	EC-6.3.3	1077	HEB500	0.036	EC-6.3.3.LTB
1018	930X20+2X450X35	0.06	EC-6.3.3	1078	HEB500	0.105	EC-6.3.3
1021	HEA300	0.092	EC-6.3.2 LTB	1079	830X20+2X450X35	0.067	EC-6.3.3
1022	HEA300	0.1	EC-6.2.9.2/3	1080	830X20+2X450X35	0.12	EC-6.3.2 LTB
1023	HEA300	0.108	EC-6.2.9.2/3	1081	930X20+2X450X35	0.067	EC-6.3.3
1024	HEA300	0.118	EC-6.2.9.2/3	1082	930X20+2X450X35	0.058	EC-6.3.3.LTB
1026	HEA300	0.116	EC-6.2.9.2/3	1083	HEB500	0.125	EC-6.3.3
1027	HEB500	0.288	EC-6.3.3	1084	HEB500	0.075	EC-6.3.3.LTB
1028	HEB500	0.217	EC-6.3.3	1085	HEA300	0.234	EC-6.2.9.2/3
1029	HEB500	0.199	EC-6.3.3	1086	HEA300	0.309	EC-6.2.9.2/3
1030	HEB500	0.177	EC-6.3.3	1087	HEA300	0.44	EC-6.3.3
1033	HEA300	0.177	EC-6.2.9.2/3	1088	HEA300	0.384	EC-6.3.3
1034	HEA300	0.126	EC-6.2.9.2/3	1089	HEA300	0.059	EC-6.2.9.2/3
1035	HEA300	0.186	EC-6.2.9.2/3	1090	HEA300	0.169	EC-6.2.9.2/3
1036	HEA300	0.213	EC-6.2.9.2/3	1091	HEA300	0.095	EC-6.3.3
1038	HEA300	0.226	EC-6.2.9.2/3	1092	HEA300	0.231	EC-6.2.9.2/3
1039	HEB500	0.27	EC-6.3.3	1093	HEB500	0.037	EC-6.2.9.1
1040	HEB500	0.207	EC-6.3.3.LTB	1094	HEB500	0.096	EC-6.3.3
1041	HEB500	0.178	EC-6.3.3.LTB	1095	680X20+2X450X35	0.085	EC-6.3.3
1042	HEB500	0.15	EC-6.3.3.LTB	1096	680X20+2X450X35	0.069	EC-6.3.3
1045	HEB500	0.267	EC-6.3.2 LTB	1097	HEB500	0.08	EC-6.2.9.1

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
1098	HEB500	0.109	EC-6.3.3	1158	680X20+2X450X35	0.112	EC-6.3.3
1099	680X20+2X450X35	0.078	EC-6.3.3	1159	680X20+2X450X35	0.106	EC-6.3.3
1100	680X20+2X450X35	0.077	EC-6.3.3	1160	680X20+2X450X35	0.086	EC-6.3.3
1101	HEA300	0.612	EC-6.2.9.2/3	1162	680X20+2X450X35	0.084	EC-6.3.3
1102	HEA300	0.168	EC-6.2.9.2/3	1163	680X20+2X450X35	0.1	EC-6.3.3
1105	HEA300	0.07	EC-6.3.3.LTB	1164	680X20+2X450X35	0.101	EC-6.3.3
1106	HEA300	0.292	EC-6.2.9.2/3	1166	680X20+2X450X35	0.116	EC-6.3.2 LTB
1107	HEA300	0.417	EC-6.3.3	1167	680X20+2X450X35	0.058	EC-6.3.3
1108	HEA300	0.35	EC-6.3.3	1168	680X20+2X450X35	0.063	EC-6.3.3
1113	HEA300	0.459	EC-6.2.9.2/3	1170	HEB500	0.152	EC-6.3.2 LTB
1114	HEA300	0.12	EC-6.2.9.2/3	1171	HEB500	0.111	EC-6.3.3
1115	HEA300	0.279	EC-6.2.9.2/3	1172	HEB500	0.101	EC-6.3.3
1116	HEA300	0.098	EC-6.2.9.2/3	1174	HEB500	0.02	EC-6.3.3.LTB
1117	HEA300	0.073	EC-6.3.3.LTB	1175	HEB500	0.059	EC-6.2.9.1
1118	HEA300	0.177	EC-6.2.9.2/3	1176	HEB500	0.065	EC-6.2.9.1
1119	HEA300	0.157	EC-6.3.3	1178	680X20+2X450X35	0.025	EC-6.3.3.LTB
1120	HEA300	0.276	EC-6.3.3	1179	680X20+2X450X35	0.046	EC-6.3.3.LTB
1121	HEA300	0.067	EC-6.2.9.2/3	1180	680X20+2X450X35	0.051	EC-6.3.3.LTB
1122	HEA300	0.119	EC-6.2.9.2/3	1182	680X20+2X450X35	0.087	EC-6.3.3
1123	HEA300	0.086	EC-6.2.9.2/3	1183	680X20+2X450X35	0.099	EC-6.3.3
1124	HEA300	0.164	EC-6.2.9.2/3	1184	680X20+2X450X35	0.087	EC-6.3.3
1125	HEA300	0.063	EC-6.2.9.2/3	1186	680X20+2X450X35	0.101	EC-6.3.3
1126	HEA300	0.053	EC-6.2.9.2/3	1187	680X20+2X450X35	0.069	EC-6.3.3
1127	HEA300	0.081	EC-6.2.9.2/3	1188	680X20+2X450X35	0.08	EC-6.3.3
1128	HEA300	0.056	EC-6.2.9.2/3	1190	680X20+2X450X35	0.088	EC-6.3.3
1129	HEA300	0.039	EC-6.2.9.2/3	1191	680X20+2X450X35	0.099	EC-6.3.3
1130	HEA300	0.079	EC-6.2.9.2/3	1192	680X20+2X450X35	0.103	EC-6.3.3
1131	HEA300	0.065	EC-6.2.9.2/3	1194	680X20+2X450X35	0.072	EC-6.3.3
1132	HEA300	0.145	EC-6.2.9.2/3	1195	680X20+2X450X35	0.08	EC-6.3.3
1133	HEA300	0.038	EC-6.2.9.2/3	1196	680X20+2X450X35	0.082	EC-6.3.3
1134	HEA300	0.063	EC-6.2.9.2/3	1198	HEB500	0.057	EC-6.3.3
1135	HEA300	0.067	EC-6.2.9.2/3	1199	HEB500	0.082	EC-6.2.9.1
1136	HEA300	0.122	EC-6.2.9.1	1200	HEB500	0.09	EC-6.3.3
1137	HEA300	0.052	EC-6.2.9.2/3	1202	HEB500	0.038	EC-6.3.3.LTB
1138	HEA300	0.045	EC-6.3.3.LTB	1203	HEB500	0.099	EC-6.3.3.LTB
1141	HEA300	0.06	EC-6.2.9.2/3	1204	HEB500	0.086	EC-6.3.3.LTB
1142	HEA300	0.102	EC-6.2.9.2/3	1205	HEB360	0.026	EC-6.3.3
1143	HEA300	0.08	EC-6.2.9.2/3	1206	HEA500	0.111	EC-6.3.3
1144	HEA300	0.186	EC-6.2.9.2/3	1207	HEA500	0.124	EC-6.3.3
1150	680X20+2X450X35	0.023	EC-6.3.3.LTB	1208	HEA500	0.092	EC-6.3.3
1151	680X20+2X450X35	0.034	EC-6.3.3	1209	HEA500	0.072	EC-6.3.3
1152	680X20+2X450X35	0.045	EC-6.3.3.LTB	1210	HEA500	0.049	EC-6.2.9.1
1154	680X20+2X450X35	0.096	EC-6.3.3	1219	HEB600	0.485	EC-6.3.3
1155	680X20+2X450X35	0.103	EC-6.3.3	1220	HEB600	0.333	EC-6.3.3
1156	680X20+2X450X35	0.095	EC-6.3.3	1221	HEB600	0.265	EC-6.3.3

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
1222	HEB600	0.189	EC-6.3.3	1282	HEA300	0.085	EC-6.2.9.2/3
1225	HEB600	0.068	EC-6.3.3	1283	HEA300	0.135	EC-6.3.3
1226	HEB600	0.081	EC-6.3.3	1284	HEA300	0.361	EC-6.2.9.2/3
1228	HEB600	0.054	EC-6.3.2 LTB	1285	HEA300	0.084	EC-6.2.9.2/3
1229	HEB600	0.049	EC-6.3.3	1286	HEA300	0.067	EC-6.3.3
1230	HEB600	0.153	EC-6.3.3	1287	HEA300	0.05	EC-6.2.9.2/3
1231	HEB600	0.178	EC-6.3.3.LTB	1288	HEA300	0.13	EC-6.2.9.2/3
1232	HEB600	0.167	EC-6.3.3.LTB	1289	HEA300	0.206	EC-6.3.3
1233	HEB600	0.164	EC-6.3.3.LTB	1290	HEB360	0.053	EC-6.3.2 LTB
1234	HEB600	0.134	EC-6.3.2 LTB	1291	HEB360	0.033	EC-6.3.3
1237	HEB600	0.093	EC-6.3.2 LTB	1294	UPN200	0.282	EC-6.2.4 (C)
1238	HEB600	0.122	EC-6.3.3	1295	UPN200	0.15	EC-6.2.4 (C)
1240	HEB600	0.077	EC-6.3.3	1296	HEB360	0.202	EC-6.3.2 LTB
1241	HEB600	0.108	EC-6.3.3	1297	HEB300	0.106	EC-6.3.3
1242	HEB600	0.123	EC-6.3.3	1298	HEB300	0.066	EC-6.3.3
1245	HEB360	0.06	EC-6.2.9.1	1300	HEB360	0.126	EC-6.3.2 LTB
1246	HEB360	0.062	EC-6.2.9.1	1305	HEB360	0.037	EC-6.2.9.1
1247	HEB360	0.167	EC-6.3.2 LTB	1306	HEB360	0.029	EC-6.3.2 LTB
1249	HEB360	0.101	EC-6.3.2 LTB	1307	HEB360	0.181	EC-6.3.2 LTB
1250	680X20+2X450X35	0.065	EC-6.3.3	1308	HEB360	0.017	EC-6.2.9.1
1251	680X20+2X450X35	0.071	EC-6.3.3	1309	HEB360	0.036	EC-6.2.9.1
1252	HEB500	0.072	EC-6.3.2 LTB	1310	HEB360	0.02	EC-6.2.9.1
1253	HEB500	0.015	EC-6.3.3	1311	HEB360	0.039	EC-6.2.9.1
1254	680X20+2X450X35	0.056	EC-6.2.6-(Y)	1312	HEB360	0.014	EC-6.3.3.LTB
1255	680X20+2X450X35	0.088	EC-6.3.2 LTB	1313	HEB360	0.045	EC-6.2.9.1
1256	HEB600	0.053	EC-6.3.3	1314	HEB360	0.122	EC-6.2.9.1
1257	680X20+2X450X35	0.071	EC-6.3.3	1315	HEB360	0.041	EC-6.2.9.1
1258	680X20+2X450X35	0.015	EC-6.2.9.1	1317	HEB360	0.079	EC-6.2.9.1
1259	680X20+2X450X35	0.052	EC-6.3.3	1318	HEB360	0.203	EC-6.2.9.1
1260	680X20+2X450X35	0.048	EC-6.3.2 LTB	1326	UPN260	0.259	EC-6.2.4 (C)
1261	HEB500	0.041	EC-6.3.3	1327	UPN260	0.293	EC-6.2.4 (C)
1262	HEB500	0.027	EC-6.3.3	1328	UPN260	0.273	EC-6.2.4 (C)
1263	HEB600	0.084	EC-6.3.3	1329	UPN260	0.186	EC-6.2.4 (C)
1264	680X20+2X450X35	0.011	EC-6.3.3	1330	HEA160	0.16	EC-6.2.4 (C)
1265	680X20+2X450X35	0.065	EC-6.3.3	1333	HEA300	0.066	EC-6.2.9.2/3
1266	HEA500	0.056	EC-6.3.3.LTB	1334	HEA300	0.051	EC-6.2.9.2/3
1273	HEA500	0.099	EC-6.3.3	1335	HEA300	0.062	EC-6.2.9.2/3
1274	HEA500	0.127	EC-6.3.3	1336	HEA300	0.071	EC-6.2.9.2/3
1275	HEA500	0.165	EC-6.3.3	1337	HEA300	0.091	EC-6.2.9.2/3
1276	HEA500	0.142	EC-6.3.3	1338	HEA300	0.165	EC-6.2.9.2/3
1277	HEB360	0.042	EC-6.3.3	1339	HEA300	0.305	EC-6.2.9.2/3
1278	HEA300	0.28	EC-6.2.9.2/3	1340	HEA300	0.095	EC-6.3.3
1279	HEA300	0.07	EC-6.2.9.2/3	1341	HEA300	0.042	EC-6.2.9.2/3
1280	HEA300	0.06	EC-6.2.9.2/3	1344	HEA300	0.301	EC-6.3.3
1281	HEA300	0.039	EC-6.2.9.2/3	1353	UPN260	0.065	EC-6.2.4 (C)

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
1354	UPN260	0.079	EC-6.2.4 (C)	1446	UPN260	0.134	EC-6.2.4 (C)
1355	UPN260	0.145	EC-6.2.4 (C)	1447	UPN260	0.091	EC-6.2.4 (C)
1356	UPN260	0.209	EC-6.2.4 (C)	1448	UPN260	0.108	EC-6.2.4 (C)
1357	UPN260	0.147	EC-6.2.4 (C)	1449	UPN260	0.159	EC-6.2.4 (C)
1358	UPN260	0.198	EC-6.2.4 (C)	1450	UPN260	0.074	EC-6.2.4 (C)
1359	UPN260	0.173	EC-6.2.4 (C)	1451	UPN260	0.12	EC-6.2.4 (C)
1360	UPN260	0.235	EC-6.2.4 (C)	1452	UPN260	0.1	EC-6.2.4 (C)
1361	UPN260	0.093	EC-6.2.4 (C)	1455	HEB360	0.068	EC-6.3.3.LTB
1362	UPN260	0.019	EC-6.2.4 (C)	1456	HEB360	0.025	EC-6.2.6-(Y)
1377	HEA500	0.133	EC-6.2.9.1	1457	HEA500	0.062	EC-6.3.3.LTB
1379	HEA500	0.053	EC-6.2.9.1	1458	HEA500	0.058	EC-6.3.3.LTB
1381	HEA500	0.174	EC-6.3.3.LTB	1459	HEA500	0.096	EC-6.3.3.LTB
1383	HEA500	0.103	EC-6.3.3.LTB	1460	HEA500	0.094	EC-6.3.3
1385	HEA400	0.086	EC-6.3.3	1462	HEA500	0.06	EC-6.2.9.1
1388	HEA500	0.06	EC-6.3.3.LTB	1463	HEA500	0.035	EC-6.2.9.1
1389	HEA500	0.053	EC-6.3.3.LTB	1464	HEA500	0.106	EC-6.3.3
1390	HEA500	0.158	EC-6.2.9.1	1465	HEA500	0.092	EC-6.3.3.LTB
1391	HEA400	0.244	EC-6.3.2 LTB	1466	UPN260	0.2	EC-6.2.4 (C)
1392	HEA400	0.287	EC-6.3.2 LTB	1467	HEA400	0.2	EC-6.3.2 LTB
1393	HEA400	0.24	EC-6.3.2 LTB	1468	HEA360	0.261	EC-6.3.2 LTB
1394	HEA400	0.18	EC-6.3.2 LTB	1469	HEA360	0.075	EC-6.3.2 LTB
1396	HEA400	0.158	EC-6.3.2 LTB	1470	UPN260	0.179	EC-6.2.4 (C)
1397	UPN260	0.141	EC-6.2.4 (C)	1472	HEB360	0.083	EC-6.3.3.LTB
1399	UPN260	0.253	EC-6.2.4 (C)	1473	HEB360	0.05	EC-6.2.9.1
1400	UPN260	0.042	EC-6.2.3 (T)	1474	HEA500	0.049	EC-6.3.3.LTB
1402	UPN260	0.034	EC-6.2.3 (T)	1475	HEA500	0.04	EC-6.3.3
1403	HEA500	0.111	EC-6.3.3	1476	HEA500	0.097	EC-6.3.3
1405	HEA500	0.103	EC-6.3.3	1477	HEA500	0.072	EC-6.3.3
1406	HEA500	0.073	EC-6.3.3	1478	HEA500	0.132	EC-6.3.3
1407	HEA500	0.078	EC-6.3.3	1479	HEA500	0.093	EC-6.3.3
1409	HEA500	0.093	EC-6.3.3.LTB	1480	HEA500	0.17	EC-6.3.3
1410	HEA500	0.07	EC-6.3.3	1481	HEA500	0.124	EC-6.3.3
1411	HEA360	0.233	EC-6.3.2 LTB	1482	HEA500	0.153	EC-6.3.3
1412	HEA360	0.061	EC-6.3.2 LTB	1483	HEA500	0.11	EC-6.3.3
1413	HEA360	0.313	EC-6.3.2 LTB	1484	HEA400	0.123	EC-6.3.3
1414	HEA360	0.075	EC-6.3.2 LTB	1485	HEA400	0.177	EC-6.3.2 LTB
1415	HEA360	0.373	EC-6.3.2 LTB	1486	HEA400	0.066	EC-6.2.9.1
1416	HEA360	0.081	EC-6.3.2 LTB	1487	HEB360	0.079	EC-6.3.2 LTB
1419	HEA360	0.206	EC-6.3.2 LTB	1488	HEB360	0.089	EC-6.3.2 LTB
1420	HEA360	0.05	EC-6.3.2 LTB	1489	HEB360	0.117	EC-6.3.2 LTB
1435	UPN200	0.234	EC-6.2.4 (C)	1490	HEB360	0.045	EC-6.3.2 LTB
1436	UPN200	0.502	EC-6.2.4 (C)	1491	HEB360	0.269	EC-6.3.2 LTB
1443	UPN260	0.064	EC-6.2.4 (C)	1492	HEB360	0.041	EC-6.3.2 LTB
1444	UPN260	0.157	EC-6.2.4 (C)	1493	UPN200	0.286	EC-6.2.4 (C)
1445	UPN260	0.083	EC-6.2.4 (C)	1494	UPN200	0.199	EC-6.2.4 (C)

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
1495	UPN260	0.498	EC-6.2.4 (C)	1542	930X20+2X450X35	0.172	EC-6.3.2 LTB
1496	UPN260	0.171	EC-6.2.4 (C)	1543	930X20+2X450X35	0.121	EC-6.3.3
1497	UPN260	0.178	EC-6.2.4 (C)	1544	930X20+2X450X35	0.138	EC-6.3.3
1498	UPN260	0.558	EC-6.2.4 (C)	1545	930X20+2X450X35	0.171	EC-6.3.3
1499	UPN200	0.151	EC-6.2.4 (C)	1546	HEA300	0.074	EC-6.2.9.2/3
1500	UPN200	0.219	EC-6.2.4 (C)	1547	HEA300	0.072	EC-6.2.9.2/3
1501	HEA400	0.208	EC-6.3.2 LTB	1548	930X20+2X450X35	0.149	EC-6.3.3
1502	HEA400	0.291	EC-6.3.2 LTB	1549	930X20+2X450X35	0.155	EC-6.3.3
1503	HEA400	0.112	EC-6.2.9.1	1550	930X20+2X450X35	0.185	EC-6.3.3
1504	HEB360	0.085	EC-6.3.3	1551	930X20+2X450X35	0.095	EC-6.3.3
1505	HEB360	0.033	EC-6.3.2 LTB	1552	930X20+2X450X35	0.05	EC-6.3.3
1506	HEB360	0.135	EC-6.3.2 LTB	1554	HEA300	0.072	EC-6.2.9.2/3
1507	HEB360	0.058	EC-6.3.2 LTB	1555	HEA300	0.065	EC-6.2.9.2/3
1508	HEB360	0.117	EC-6.3.2 LTB	1556	HEB360	0.052	EC-6.3.2 LTB
1509	HEB360	0.054	EC-6.2.9.1	1557	HEB360	0.118	EC-6.3.3
1512	UPN200	0.461	EC-6.2.4 (C)	1558	HEA500	0.06	EC-6.2.9.1
1513	UPN200	0.606	EC-6.2.4 (C)	1559	930X20+2X450X35	0.051	EC-6.3.3
1514	UPN200	0.22	EC-6.2.4 (C)	1560	930X20+2X450X35	0.098	EC-6.3.3
1515	UPN200	0.197	EC-6.2.4 (C)	1561	930X20+2X450X35	0.06	EC-6.3.3
1516	UPN200	0.27	EC-6.2.4 (C)	1562	HEB500	0.154	EC-6.3.3
1517	UPN200	0.253	EC-6.2.4 (C)	1563	HEB500	0.12	EC-6.3.3.LTB
1518	UPN200	0.26	EC-6.2.4 (C)	1564	HEA300	0.084	EC-6.2.9.2/3
1519	UPN200	0.296	EC-6.2.4 (C)	1565	HEA300	0.066	EC-6.2.9.2/3
1520	UPN200	0.31	EC-6.2.4 (C)	1566	HEB300	0.192	EC-6.2.9.1
1521	UPN200	0.35	EC-6.2.4 (C)	1567	HEA300	0.075	EC-6.2.9.2/3
1522	UPN200	0.174	EC-6.2.4 (C)	3122	HEA400	0.098	EC-6.3.3
1523	UPN200	0.251	EC-6.2.4 (C)	3123	HEA400	0.07	EC-6.3.2 LTB
1524	UPN200	0.244	EC-6.2.4 (C)	3124	HEA400	0.123	EC-6.3.2 LTB
1525	UPN200	0.23	EC-6.2.4 (C)	3125	HEA400	0.096	EC-6.3.2 LTB
1526	UPN200	0.482	EC-6.2.4 (C)	3158	HEB600	0.128	EC-6.3.3
1527	UPN200	0.586	EC-6.2.4 (C)	3159	HEB600	0.067	EC-6.3.3
1528	HEA300	0.148	EC-6.2.9.2/3	3162	HEA160	0.129	EC-6.2.4 (C)
1529	HEA300	0.084	EC-6.2.9.2/3	3163	UPN260	0.136	EC-6.2.4 (C)
1530	HEA300	0.116	EC-6.2.9.2/3	3164	UPN260	0.176	EC-6.2.4 (C)
1531	HEA300	0.143	EC-6.2.9.2/3	3165	UPN260	0.177	EC-6.2.4 (C)
1532	HEA300	0.062	EC-6.2.9.2/3	3166	UPN260	0.17	EC-6.2.4 (C)
1533	HEA300	0.118	EC-6.2.9.2/3	3167	UPN200	0.07	EC-6.2.4 (C)
1534	HEA300	0.104	EC-6.2.9.2/3	3168	UPN200	0.071	EC-6.2.4 (C)
1535	930X20+2X450X35	0.076	EC-6.3.3	3173	UPN200	0.391	EC-6.2.4 (C)
1536	930X20+2X450X35	0.069	EC-6.3.3	3174	UPN200	0.155	EC-6.2.4 (C)
1537	930X20+2X450X35	0.118	EC-6.3.3	3176	UPN200	0.137	EC-6.2.4 (C)
1538	930X20+2X450X35	0.201	EC-6.3.2 LTB	3177	UPN200	0.104	EC-6.2.4 (C)
1539	930X20+2X450X35	0.041	EC-6.3.3	3178	UPN260	0.324	EC-6.2.4 (C)
1540	930X20+2X450X35	0.06	EC-6.3.3	3179	UPN260	0.178	EC-6.2.4 (C)
1541	930X20+2X450X35	0.094	EC-6.3.2 LTB	3182	UPN200	0.101	EC-6.2.4 (C)

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
3183	UPN200	0.08	EC-6.2.4 (C)	3282	UPN260	0.238	EC-6.2.4 (C)
3184	UPN260	0.411	EC-6.2.4 (C)	3283	UPN260	0.182	EC-6.2.4 (C)
3185	UPN260	0.198	EC-6.2.4 (C)	3284	UPN200	0.228	EC-6.2.4 (C)
3195	HEA160	0.244	EC-6.2.4 (C)	3285	UPN200	0.069	EC-6.2.4 (C)
3196	HEA160	0.295	EC-6.2.4 (C)	3300	UPN260	0.609	EC-6.2.4 (C)
3197	HEA160	0.242	EC-6.2.4 (C)	3301	UPN260	0.501	EC-6.2.4 (C)
3198	HEA160	0.241	EC-6.2.4 (C)	3308	UPN300	0.527	EC-6.2.4 (C)
3199	HEA160	0.205	EC-6.2.4 (C)	3309	UPN300	0.401	EC-6.2.4 (C)
3200	HEA160	0.194	EC-6.2.4 (C)	3338	UPN260	0.592	EC-6.2.4 (C)
3201	HEA160	0.252	EC-6.2.4 (C)	3339	UPN260	0.496	EC-6.2.4 (C)
3202	HEA160	0.251	EC-6.2.4 (C)	3340	HEA160	0.36	EC-6.2.4 (C)
3203	UPN260	0.388	EC-6.2.4 (C)	3341	HEA160	0.292	EC-6.2.4 (C)
3204	UPN260	0.392	EC-6.2.4 (C)	3342	HEA160	0.272	EC-6.2.4 (C)
3205	UPN260	0.46	EC-6.2.4 (C)	3343	HEA160	0.22	EC-6.2.4 (C)
3206	UPN260	0.541	EC-6.2.4 (C)	3344	HEA160	0.319	EC-6.2.4 (C)
3207	UPN260	0.521	EC-6.2.4 (C)	3345	HEA160	0.254	EC-6.2.4 (C)
3208	UPN260	0.44	EC-6.2.4 (C)	3346	HEA160	0.371	EC-6.2.4 (C)
3209	UPN260	0.476	EC-6.2.4 (C)	3347	HEA160	0.268	EC-6.2.4 (C)
3210	UPN260	0.435	EC-6.2.4 (C)	3386	HEB360	0.166	EC-6.3.2 LTB
3211	UPN260	0.105	EC-6.2.4 (C)	3387	HEB360	0.227	EC-6.3.2 LTB
3212	UPN260	0.056	EC-6.2.4 (C)	3388	HEB360	0.144	EC-6.3.3
3213	UPN200	0.177	EC-6.2.4 (C)	3389	HEB360	0.068	EC-6.3.3.LTB
3214	UPN200	0.306	EC-6.2.4 (C)	3390	HEB360	0.168	EC-6.3.2 LTB
3215	UPN200	0.186	EC-6.2.4 (C)	3391	HEB360	0.231	EC-6.3.2 LTB
3216	UPN200	0.195	EC-6.2.4 (C)	3392	HEB360	0.12	EC-6.3.3
3217	UPN260	0.684	EC-6.2.4 (C)	3393	HEB360	0.04	EC-6.3.3.LTB
3218	UPN260	0.434	EC-6.2.4 (C)	3394	HEA500	0.128	EC-6.3.3
3221	UPN300	0.248	EC-6.2.4 (C)	3395	HEA500	0.139	EC-6.3.3
3222	UPN300	0.364	EC-6.2.4 (C)	3396	HEA500	0.152	EC-6.3.3
3223	UPN260	0.087	EC-6.2.4 (C)	3397	HEA500	0.143	EC-6.3.3
3224	UPN260	0.228	EC-6.2.4 (C)	3398	HEA500	0.114	EC-6.3.3
3225	UPN200	0.16	EC-6.2.4 (C)	3399	HEA500	0.118	EC-6.3.3
3226	UPN200	0.141	EC-6.2.4 (C)	3400	HEA500	0.078	EC-6.3.3
3227	UPN200	0.06	EC-6.2.4 (C)	3401	HEA500	0.09	EC-6.3.3
3228	UPN200	0.17	EC-6.2.4 (C)	3402	HEA500	0.057	EC-6.3.3.LTB
3232	UPN200	0.21	EC-6.2.4 (C)	3403	HEA500	0.045	EC-6.2.9.1
3233	UPN200	0.281	EC-6.2.4 (C)	3404	HEB360	0.081	EC-6.3.3.LTB
3240	UPN200	0.323	EC-6.2.4 (C)	3405	HEB360	0.059	EC-6.2.9.1
3241	UPN200	0.297	EC-6.2.4 (C)	3406	HEA400	0.155	EC-6.3.2 LTB
3252	UPN260	0.8	EC-6.2.4 (C)	3407	HEA400	0.305	EC-6.3.2 LTB
3253	UPN260	0.626	EC-6.2.4 (C)	3408	HEA400	0.28	EC-6.3.2 LTB
3260	UPN260	0.146	EC-6.2.4 (C)	3409	HEA400	0.13	EC-6.3.2 LTB
3261	UPN260	0.105	EC-6.2.4 (C)	3410	HEA400	0.146	EC-6.3.2 LTB
3274	UPN200	0.1	EC-6.2.4 (C)	3411	HEA400	0.197	EC-6.3.2 LTB
3275	UPN200	0.158	EC-6.2.4 (C)	3412	HEA400	0.181	EC-6.3.2 LTB

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
3417	UPN200	0.311	EC-6.2.4 (C)	3469	UPN200	0.158	EC-6.2.4 (C)
3421	UPN200	0.357	EC-6.2.4 (C)	3470	UPN200	0.309	EC-6.2.4 (C)
3422	UPN260	0.155	EC-6.2.4 (C)	3471	HEA500	0.095	EC-6.3.3
3423	UPN260	0.2	EC-6.2.4 (C)	3472	HEB360	0.212	EC-6.3.2 LTB
3424	UPN260	0.183	EC-6.2.4 (C)	3479	IPE220	0.192	EC-6.3.3.LTB
3425	UPN260	0.168	EC-6.2.4 (C)	3480	IPE220	0.043	EC-6.3.3.LTB
3426	UPN260	0.193	EC-6.2.4 (C)	3481	IPE220	0.045	EC-6.3.3
3427	UPN260	0.097	EC-6.2.4 (C)	3482	IPE220	0.056	EC-6.3.3
3428	HEA400	0.153	EC-6.3.2 LTB	3483	IPE220	0.057	EC-6.3.2 LTB
3429	UPN200	0.379	EC-6.2.4 (C)	3530	HEB500	0.111	EC-6.3.3
3430	UPN200	0.212	EC-6.2.4 (C)	3531	680X20+2X450X35	0.064	EC-6.3.3
3431	UPN200	0.377	EC-6.2.4 (C)	3532	680X20+2X450X35	0.064	EC-6.3.3
3432	UPN200	0.349	EC-6.2.4 (C)	3533	IPE220	0.045	EC-6.3.2 LTB
3433	UPN200	0.414	EC-6.2.4 (C)	3534	IPE220	0.004	EC-6.2.3 (T)
3434	UPN200	0.2	EC-6.2.4 (C)	3535	IPE220	0.007	EC-6.2.3 (T)
3435	HEA300	0.513	EC-6.2.9.2/3	3536	IPE220	0.007	EC-6.2.3 (T)
3438	HEA300	0.076	EC-6.2.9.2/3	3537	IPE220	0.094	EC-6.3.3.LTB
3439	HEA300	0.141	EC-6.2.9.2/3	3538	HEA200	0.388	EC-6.3.3.LTB
3440	HEA300	0.369	EC-6.3.3	3539	HEB360	0.357	EC-6.3.2 LTB
3441	HEA300	0.406	EC-6.2.9.2/3	3540	HEB360	0.19	EC-6.3.2 LTB
3442	HEA300	0.122	EC-6.3.2 LTB	3578	IPE220	0.224	EC-6.3.3.LTB
3443	HEA300	0.039	EC-6.2.9.2/3	3581	IPE220	0.038	EC-6.3.2 LTB
3444	HEA300	0.087	EC-6.2.9.2/3	3584	IPE220	0.037	EC-6.3.2 LTB
3445	HEA300	0.093	EC-6.2.9.2/3	3588	IPE220	0.043	EC-6.3.3.LTB
3446	HEA300	0.445	EC-6.2.9.2/3	3596	IPE220	0.053	EC-6.3.3.LTB
3447	UPN260	0.16	EC-6.2.4 (C)	3598	IPE220	0.047	EC-6.3.3.LTB
3448	UPN260	0.181	EC-6.2.4 (C)	3599	IPE220	0.027	EC-6.2.9.1
3451	UPN260	0.119	EC-6.2.4 (C)	3600	IPE220	0.021	EC-6.3.3.LTB
3452	UPN260	0.141	EC-6.2.4 (C)	3601	IPE220	0.022	EC-6.3.2 LTB
3453	UPN260	0.063	EC-6.2.4 (C)	3602	IPE220	0.024	EC-6.3.2 LTB
3454	UPN260	0.126	EC-6.2.4 (C)	3603	HEA360	0.185	EC-6.2.9.1
3455	UPN260	0.121	EC-6.2.4 (C)	3604	HEA360	0.102	EC-6.2.9.1
3456	UPN260	0.203	EC-6.2.4 (C)	3605	HEA360	0.217	EC-6.2.9.1
3457	UPN260	0.119	EC-6.2.4 (C)	3606	HEA360	0.146	EC-6.3.3
3458	UPN260	0.112	EC-6.2.4 (C)	3607	HEA360	0.155	EC-6.3.3
3459	UPN260	0.132	EC-6.2.4 (C)	3608	HEA360	0.175	EC-6.2.9.1
3460	UPN260	0.144	EC-6.2.4 (C)	3609	HEA360	0.161	EC-6.3.3
3461	UPN260	0.113	EC-6.2.4 (C)	3610	HEA360	0.234	EC-6.3.3
3462	UPN260	0.081	EC-6.2.4 (C)	3611	HEA360	0.219	EC-6.3.3
3463	UPN200	0.341	EC-6.2.4 (C)	3612	HEA360	0.221	EC-6.3.3.LTB
3464	UPN200	0.155	EC-6.2.4 (C)	3613	HEA360	0.159	EC-6.3.3
3465	UPN200	0.239	EC-6.2.4 (C)	3614	HEA360	0.082	EC-6.3.3.LTB
3466	UPN200	0.19	EC-6.2.4 (C)	3615	HEA360	0.146	EC-6.2.9.1
3467	UPN200	0.235	EC-6.2.4 (C)	3616	HEA360	0.1	EC-6.2.9.1
3468	UPN200	0.25	EC-6.2.4 (C)	3617	HEA360	0.171	EC-6.2.9.1

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
3618	HEA360	0.095	EC-6.3.3	3663	UPN180	0.112	EC-6.2.4 (C)
3619	HEA360	0.106	EC-6.3.3	3664	UPN180	0.093	EC-6.2.4 (C)
3620	HEA360	0.134	EC-6.2.9.1	3665	UPN180	0.117	EC-6.2.4 (C)
3621	HEA360	0.158	EC-6.3.3	3666	UPN180	0.081	EC-6.2.4 (C)
3622	HEA360	0.23	EC-6.3.3	3667	UPN180	0.088	EC-6.2.4 (C)
3623	HEA360	0.147	EC-6.3.3	3668	UPN180	0.073	EC-6.2.4 (C)
3624	HEA360	0.138	EC-6.3.3.LTB	3669	UPN180	0.1	EC-6.2.4 (C)
3625	HEA360	0.11	EC-6.3.3	3670	UPN180	0.054	EC-6.2.4 (C)
3626	HEA360	0.112	EC-6.3.3.LTB	3671	IPE220	0.012	EC-6.2.9.1
3627	UPN180	0.274	EC-6.2.3 (T)	3672	IPE220	0.015	EC-6.2.9.1
3628	UPN180	0.492	EC-6.2.4 (C)	3673	HEA360	0.082	EC-6.3.3
3629	HEA360	0.132	EC-6.2.9.1	3674	HEA360	0.081	EC-6.3.3
3630	HEA360	0.221	EC-6.2.9.1	3675	HEA360	0.107	EC-6.3.3
3631	HEA360	0.216	EC-6.3.3	3676	HEA360	0.12	EC-6.3.3
3632	HEA360	0.227	EC-6.3.3	3677	HEA360	0.126	EC-6.3.3
3633	HEA360	0.121	EC-6.2.9.1	3678	HEA360	0.114	EC-6.3.3
3634	HEA360	0.16	EC-6.3.3	3679	HEA360	0.136	EC-6.3.3.LTB
3635	HEA360	0.171	EC-6.2.9.1	3680	HEA360	0.122	EC-6.3.3.LTB
3636	HEA360	0.147	EC-6.3.3	3681	IPE220	0.019	EC-6.2.9.1
3637	IPE220	0.022	EC-6.2.9.1	3682	IPE220	0.019	EC-6.2.9.1
3638	IPE220	0.014	EC-6.3.3.LTB	3683	IPE220	0.021	EC-6.2.9.1
3639	IPE220	0.029	EC-6.2.9.1	3684	IPE220	0.022	EC-6.2.9.1
3640	IPE220	0.016	EC-6.2.9.1	3685	UPN180	0.128	EC-6.2.4 (C)
3641	UPN180	0.239	EC-6.2.3 (T)	3686	UPN180	0.095	EC-6.2.4 (C)
3642	UPN180	0.466	EC-6.2.4 (C)	3687	UPN180	0.141	EC-6.2.4 (C)
3643	UPN180	0.146	EC-6.2.4 (C)	3688	UPN180	0.092	EC-6.2.4 (C)
3644	UPN180	0.108	EC-6.2.4 (C)	3689	UPN180	0.145	EC-6.2.4 (C)
3645	UPN180	0.14	EC-6.2.4 (C)	3690	UPN180	0.114	EC-6.2.4 (C)
3646	UPN180	0.153	EC-6.2.4 (C)	3691	UPN180	0.112	EC-6.2.4 (C)
3647	UPN180	0.096	EC-6.2.4 (C)	3692	UPN180	0.084	EC-6.2.3 (T)
3648	UPN180	0.114	EC-6.2.4 (C)	3693	UPN180	0.123	EC-6.2.4 (C)
3649	UPN180	0.089	EC-6.2.3 (T)	3694	UPN180	0.081	EC-6.2.3 (T)
3650	UPN180	0.105	EC-6.2.4 (C)	3695	UPN180	0.129	EC-6.2.4 (C)
3651	UPN180	0.19	EC-6.2.4 (C)	3696	UPN180	0.091	EC-6.2.3 (T)
3652	UPN180	0.165	EC-6.2.4 (C)	3697	HEA360	0.126	EC-6.2.9.1
3653	UPN180	0.186	EC-6.2.4 (C)	3698	HEA360	0.24	EC-6.3.3
3654	UPN180	0.167	EC-6.2.4 (C)	3699	HEA360	0.167	EC-6.2.9.1
3655	UPN180	0.118	EC-6.2.4 (C)	3700	HEA360	0.057	EC-6.3.3
3656	UPN180	0.125	EC-6.2.4 (C)	3701	IPE220	0.049	EC-6.3.3.LTB
3657	UPN180	0.102	EC-6.2.4 (C)	3702	IPE220	0.036	EC-6.2.9.1
3658	UPN180	0.11	EC-6.2.4 (C)	3703	UPN180	0.195	EC-6.2.4 (C)
3659	HEA360	0.154	EC-6.3.3	3704	UPN180	0.208	EC-6.2.4 (C)
3660	HEA360	0.186	EC-6.3.3	3705	UPN180	0.162	EC-6.2.4 (C)
3661	HEA360	0.106	EC-6.3.3	3706	UPN180	0.17	EC-6.2.4 (C)
3662	HEA360	0.114	EC-6.3.3	3707	UPN180	0.206	EC-6.2.4 (C)

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
3708	UPN180	0.227	EC-6.2.4 (C)	3755	UPN260	0.54	EC-6.2.4 (C)
3709	UPN180	0.17	EC-6.2.4 (C)	3756	UPN260	0.545	EC-6.2.4 (C)
3710	UPN180	0.203	EC-6.2.4 (C)	3757	UPN260	0.398	EC-6.2.4 (C)
3711	HEB360	0.132	EC-6.3.2 LTB	3758	UPN260	0.579	EC-6.2.4 (C)
3712	HEB360	0.109	EC-6.3.2 LTB	3759	UPN260	0.546	EC-6.2.4 (C)
3713	HEB600	0.098	EC-6.3.3	3760	UPN260	0.429	EC-6.2.4 (C)
3714	HEB600	0.112	EC-6.3.3	3761	UPN260	0.465	EC-6.2.4 (C)
3715	HEB360	0.119	EC-6.3.2 LTB	3762	UPN260	0.44	EC-6.2.4 (C)
3716	HEB360	0.191	EC-6.3.2 LTB	3763	UPN260	0.387	EC-6.2.4 (C)
3717	HEB300	0.126	EC-6.3.3	3764	UPN260	0.279	EC-6.2.4 (C)
3718	HEB300	0.072	EC-6.3.3	3765	UPN260	0.357	EC-6.2.4 (C)
3719	UPN200	0.385	EC-6.2.4 (C)	3766	HEA160	0.295	EC-6.2.4 (C)
3720	UPN200	0.368	EC-6.2.4 (C)	3767	HEA160	0.253	EC-6.2.4 (C)
3721	UPN200	0.136	EC-6.2.4 (C)	3768	HEA160	0.188	EC-6.2.4 (C)
3722	UPN200	0.295	EC-6.2.4 (C)	3769	HEA160	0.262	EC-6.2.4 (C)
3723	UPN200	0.626	EC-6.2.4 (C)	3770	HEA160	0.233	EC-6.2.4 (C)
3724	UPN200	0.387	EC-6.2.4 (C)	3771	HEA160	0.213	EC-6.2.4 (C)
3725	UPN260	0.388	EC-6.2.4 (C)	3772	HEA160	0.157	EC-6.2.4 (C)
3726	UPN260	0.362	EC-6.2.4 (C)	3773	HEA160	0.216	EC-6.2.4 (C)
3727	UPN260	0.323	EC-6.2.4 (C)	3774	HEA160	0.295	EC-6.2.4 (C)
3728	UPN260	0.34	EC-6.2.4 (C)	3775	HEA160	0.246	EC-6.2.4 (C)
3729	UPN200	0.382	EC-6.2.4 (C)	3776	HEA160	0.166	EC-6.2.4 (C)
3730	UPN200	0.359	EC-6.2.4 (C)	3777	HEA160	0.283	EC-6.2.4 (C)
3731	UPN260	0.322	EC-6.2.4 (C)	3778	HEA160	0.358	EC-6.2.4 (C)
3732	UPN260	0.385	EC-6.2.4 (C)	3779	HEA160	0.52	EC-6.2.4 (C)
3735	HEB360	0.034	EC-6.2.9.1	3780	HEA200	0.43	EC-6.3.3.LTB
3736	HEB360	0.03	EC-6.2.9.1	3781	HEA200	0.469	EC-6.3.3.LTB
3737	HEB360	0.032	EC-6.2.9.1	3782	HEA200	0.326	EC-6.3.3.LTB
3738	HEB360	0.038	EC-6.2.9.1	3783	HEA200	0.347	EC-6.2.9.1
3739	HEB360	0.035	EC-6.2.9.1	3784	HEA200	0.409	EC-6.2.9.1
3740	HEB360	0.056	EC-6.2.9.1	3785	HEA200	0.069	EC-6.2.9.1
3741	HEB360	0.036	EC-6.3.3	3786	HEA200	0.253	EC-6.3.3.LTB
3742	HEB600	0.065	EC-6.3.3	3787	IPE400	0.183	EC-6.3.2 LTB
3743	HEB600	0.041	EC-6.3.3	3788	HEA400	0.237	EC-6.3.2 LTB
3744	HEB600	0.08	EC-6.3.2 LTB	3789	IPE400	0.155	EC-6.3.2 LTB
3745	HEB600	0.049	EC-6.3.2 LTB	3790	IPE400	0.122	EC-6.3.2 LTB
3746	HEB600	0.046	EC-6.3.2 LTB	3791	HEA400	0.147	EC-6.3.2 LTB
3747	HEB600	0.037	EC-6.2.9.1	3792	HEA400	0.049	EC-6.3.3.LTB
3748	HEB600	0.064	EC-6.3.2 LTB	3793	IPE400	0.392	EC-6.3.2 LTB
3749	HEB600	0.181	EC-6.3.2 LTB	3794	IPE400	0.251	EC-6.3.2 LTB
3750	UPN260	0.491	EC-6.2.4 (C)	3795	IPE400	0.172	EC-6.3.2 LTB
3751	UPN260	0.483	EC-6.2.4 (C)	3796	IPE400	0.039	EC-6.3.2 LTB
3752	UPN260	0.652	EC-6.2.4 (C)	3797	IPE400	0.295	EC-6.3.2 LTB
3753	UPN260	0.327	EC-6.2.4 (C)	3798	IPE400	0.392	EC-6.3.2 LTB
3754	UPN260	0.605	EC-6.2.4 (C)	3799	IPE400	0.534	EC-6.3.2 LTB

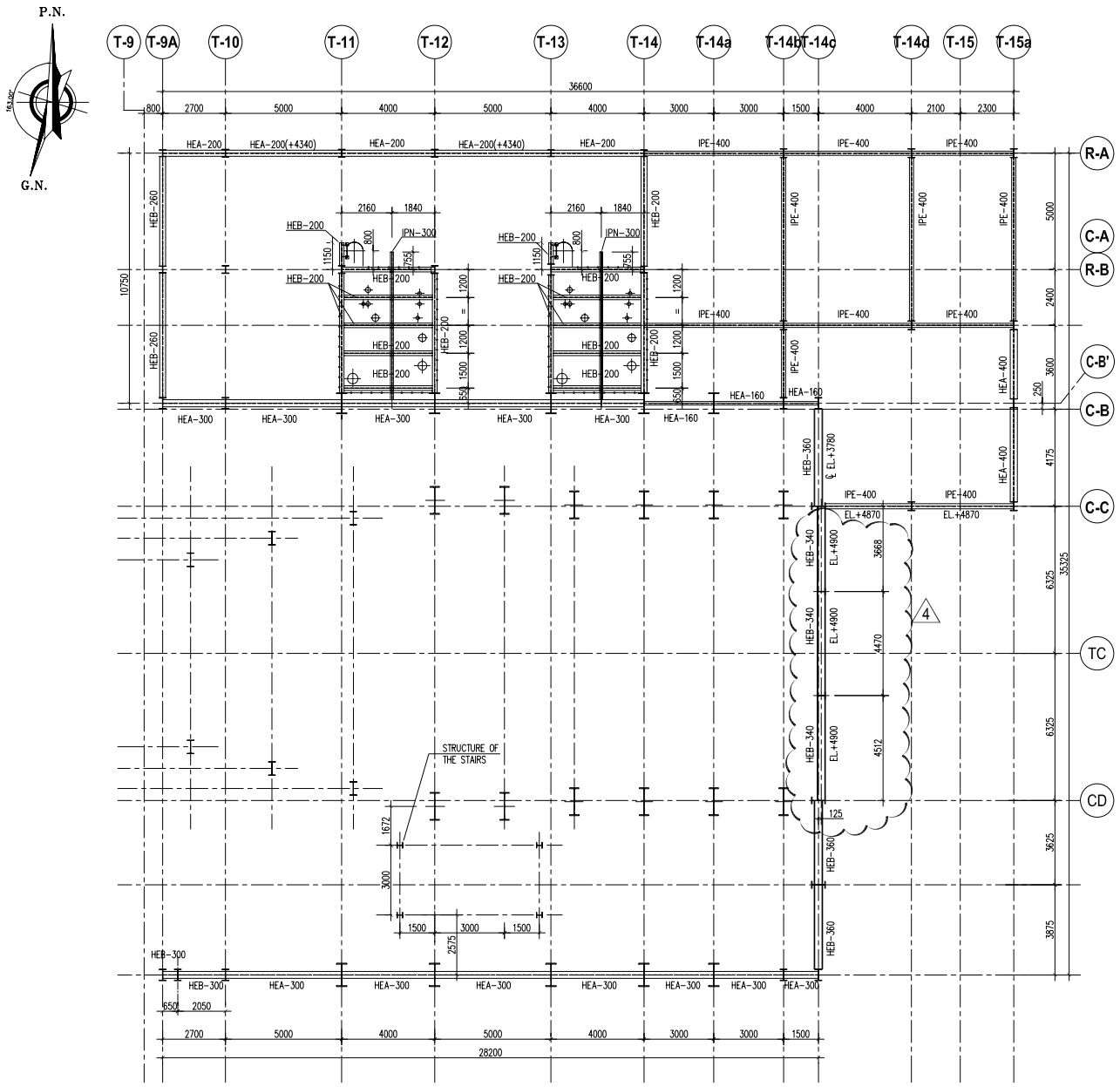
Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
3800	HEA400	0.022	EC-6.2.9.1	3861	HEA160	0.208	EC-6.2.4 (C)
3802	IPE400	0.151	EC-6.3.2 LTB	3862	HEA500	0.163	EC-6.3.3.LTB
3803	HEA400	0.03	EC-6.3.2 LTB	3863	HEA500	0.136	EC-6.3.3.LTB
3804	IPE600	0.078	EC-6.3.3	3864	HEA500	0.244	EC-6.3.3.LTB
3805	IPE600	0.143	EC-6.2.9.1	3865	HEA500	0.315	EC-6.3.3.LTB
3806	HEA400	0.059	EC-6.3.3.LTB	3866	HEA500	0.356	EC-6.3.3.LTB
3807	HEA400	0.059	EC-6.3.3.LTB	3867	HEA500	0.271	EC-6.3.3.LTB
3808	HEA400	0.123	EC-6.2.9.1	3868	HEA500	0.258	EC-6.3.3.LTB
3809	IPE600	0.319	EC-6.2.9.1	3869	HEA500	0.25	EC-6.3.3.LTB
3810	IPE600	0.04	EC-6.3.2 LTB	3870	HEA500	0.294	EC-6.3.3.LTB
3811	HEA400	0.092	EC-6.2.9.1	3871	HEA500	0.308	EC-6.3.3.LTB
3812	IPE400	0.485	EC-6.2.9.1	3872	HEA500	0.343	EC-6.3.3.LTB
3813	HEA400	0.274	EC-6.3.2 LTB	3873	HEA500	0.334	EC-6.3.3.LTB
3814	HEA400	0.108	EC-6.2.9.1	3874	HEA500	0.261	EC-6.3.3.LTB
3815	HEA400	0.095	EC-6.2.9.1	3875	HEA500	0.255	EC-6.3.3.LTB
3816	HEA400	0.055	EC-6.3.3.LTB	3876	HEA500	0.243	EC-6.3.3.LTB
3817	HEA400	0.069	EC-6.3.3.LTB	3877	HEA500	0.219	EC-6.3.3.LTB
3818	HEA400	0.211	EC-6.3.2 LTB	3878	HEA500	0.204	EC-6.3.3.LTB
3819	HEA400	0.094	EC-6.3.3	3879	HEA500	0.254	EC-6.3.3.LTB
3820	HEA400	0.133	EC-6.2.9.1	3880	HEA500	0.281	EC-6.3.3.LTB
3823	IPE400	0.255	EC-6.3.2 LTB	3881	HEA500	0.289	EC-6.3.3.LTB
3824	HEA400	0.125	EC-6.3.3	3882	HEA200	0.176	EC-6.3.3.LTB
3825	IPE600	0.428	EC-6.3.2 LTB	3883	HEA200	0.096	EC-6.3.3.LTB
3826	HEA400	0.196	EC-6.2.9.1	3884	HEA200	0.035	EC-6.3.3.LTB
3839	UPN260	0.396	EC-6.2.4 (C)	3885	HEA200	0.109	EC-6.3.3.LTB
3840	UPN260	0.278	EC-6.2.4 (C)	3886	HEA200	0.178	EC-6.3.3.LTB
3841	HEA500	0.226	EC-6.3.3.LTB	3887	HEA200	0.231	EC-6.3.3.LTB
3842	HEA500	0.318	EC-6.3.3.LTB	3888	HEA200	0.141	EC-6.3.3.LTB
3843	HEA500	0.261	EC-6.3.3.LTB	3889	HEA200	0.045	EC-6.3.3.LTB
3844	HEA500	0.184	EC-6.3.3.LTB	3890	HEA200	0.122	EC-6.3.3.LTB
3845	HEA500	0.094	EC-6.3.3.LTB	3891	HEA200	0.23	EC-6.3.3.LTB
3846	HEA500	0.214	EC-6.3.3.LTB	3892	HEA200	0.202	EC-6.3.3.LTB
3847	HEA500	0.278	EC-6.3.3.LTB	3893	HEA200	0.125	EC-6.3.3.LTB
3848	HEA500	0.2	EC-6.3.3.LTB	3894	HEA200	0.061	EC-6.3.3
3849	HEA500	0.058	EC-6.3.3.LTB	3895	HEA200	0.128	EC-6.3.3.LTB
3850	HEA500	0.115	EC-6.3.2 LTB	3896	HEA200	0.205	EC-6.3.3.LTB
3851	HEA200	0.063	EC-6.3.3.LTB	3897	HEA160	0.088	EC-6.2.3 (T)
3852	HEA200	0.036	EC-6.3.3.LTB	3898	HEA160	0.057	EC-6.2.3 (T)
3853	HEA200	0.023	EC-6.3.3.LTB	3899	HEA160	0.24	EC-6.2.3 (T)
3854	HEA200	0.047	EC-6.3.3.LTB	3900	HEA160	0.309	EC-6.2.3 (T)
3855	HEA200	0.083	EC-6.3.3.LTB	3901	HEA160	0.241	EC-6.2.3 (T)
3856	HEA160	0.084	EC-6.2.4 (C)	3902	HEA160	0.3	EC-6.2.3 (T)
3857	HEA160	0.083	EC-6.2.4 (C)	3903	HEA160	0.075	EC-6.2.3 (T)
3858	HEA160	0.113	EC-6.2.4 (C)	3904	HEA160	0.271	EC-6.2.3 (T)
3859	HEA160	0.107	EC-6.2.4 (C)	3905	HEA160	0.351	EC-6.2.3 (T)

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
3906	HEA160	0.067	EC-6.2.3 (T)	3951	HEA200	0.113	EC-6.3.3.LTB
3907	HEA160	0.258	EC-6.2.3 (T)	3952	HEA160	0.219	EC-6.2.4 (C)
3908	HEA160	0.346	EC-6.2.3 (T)	3953	HEA160	0.264	EC-6.2.4 (C)
3909	HEA160	0.264	EC-6.2.3 (T)	3954	HEA160	0.164	EC-6.2.3 (T)
3910	HEA160	0.2	EC-6.2.3 (T)	3955	HEA160	0.238	EC-6.2.4 (C)
3911	HEA160	0.058	EC-6.2.3 (T)	3956	HEA160	0.18	EC-6.2.4 (C)
3912	HEA160	0.068	EC-6.2.4 (C)	3957	HEA160	0.186	EC-6.2.3 (T)
3913	HEA160	0.208	EC-6.2.3 (T)	3958	HEA160	0.227	EC-6.2.4 (C)
3914	HEA160	0.268	EC-6.2.3 (T)	3959	HEA160	0.164	EC-6.2.4 (C)
3915	HEA200	0.134	EC-6.3.3.LTB	3960	HEA160	0.072	EC-6.2.4 (C)
3916	HEA200	0.068	EC-6.3.3.LTB	3961	HEA160	0.053	EC-6.2.4 (C)
3917	HEA200	0.024	EC-6.3.3.LTB	3962	HEA160	0.181	EC-6.2.4 (C)
3918	HEA200	0.076	EC-6.3.3.LTB	3963	HEA160	0.25	EC-6.2.4 (C)
3919	HEA200	0.135	EC-6.3.3.LTB	3964	HEA300	0.158	EC-6.2.9.2/3
3920	HEA160	0.199	EC-6.2.3 (T)	3965	HEA300	0.189	EC-6.2.9.2/3
3921	HEA160	0.145	EC-6.2.3 (T)	3981	HEB300	0.188	EC-6.3.2 LTB
3922	HEA160	0.061	EC-6.2.4 (C)	3982	HEB500	0.104	EC-6.3.3.LTB
3923	HEA160	0.047	EC-6.2.3 (T)	3983	HEB500	0.169	EC-6.3.2 LTB
3924	HEA160	0.144	EC-6.2.4 (C)	3984	HEB500	0.064	EC-6.3.3.LTB
3925	HEA160	0.198	EC-6.2.3 (T)	3985	HEA200	0.132	EC-6.2.4 (C)
3926	HEB500	0.422	EC-6.3.2 LTB	3994	UPN200	0.226	EC-6.2.4 (C)
3927	HEB500	0.185	EC-6.3.2 LTB	3995	UPN200	0.274	EC-6.2.4 (C)
3928	HEB500	0.079	EC-6.3.3	3996	UPN200	0.216	EC-6.2.4 (C)
3929	HEB500	0.089	EC-6.3.3	3997	UPN200	0.171	EC-6.2.4 (C)
3930	HEA500	0.278	EC-6.3.3	3998	UPN200	0.103	EC-6.2.4 (C)
3931	HEA500	0.132	EC-6.3.3	3999	UPN200	0.101	EC-6.2.4 (C)
3932	HEA500	0.115	EC-6.3.3.LTB	4000	UPN200	0.071	EC-6.2.4 (C)
3933	HEA500	0.095	EC-6.3.3.LTB	4001	UPN200	0.088	EC-6.2.4 (C)
3934	HEA500	0.059	EC-6.3.3.LTB	4003	UPN200	0.188	EC-6.2.4 (C)
3935	HEA500	0.043	EC-6.3.3.LTB	4004	UPN200	0.199	EC-6.2.4 (C)
3936	HEA500	0.082	EC-6.3.2 LTB	4005	UPN200	0.231	EC-6.2.4 (C)
3937	HEA500	0.053	EC-6.3.3	4006	UPN200	0.09	EC-6.2.4 (C)
3938	HEA500	0.062	EC-6.3.3.LTB	4007	UPN200	0.118	EC-6.2.4 (C)
3939	HEA500	0.055	EC-6.3.3.LTB	4009	UPN200	0.053	EC-6.2.4 (C)
3940	HEA500	0.039	EC-6.3.3.LTB	4010	UPN200	0.383	EC-6.2.4 (C)
3941	HEA500	0.085	EC-6.3.2 LTB	4011	UPN200	0.419	EC-6.2.4 (C)
3942	HEA200	0.18	EC-6.3.3.LTB	4012	UPN200	0.33	EC-6.2.4 (C)
3943	HEA200	0.15	EC-6.3.3.LTB	4013	UPN200	0.266	EC-6.2.4 (C)
3944	HEA200	0.074	EC-6.3.3.LTB	4014	UPN200	0.179	EC-6.2.4 (C)
3945	HEA200	0.03	EC-6.3.3.LTB	4015	UPN200	0.149	EC-6.2.4 (C)
3946	HEA200	0.078	EC-6.3.3.LTB	4016	UPN200	0.129	EC-6.2.4 (C)
3947	HEA200	0.143	EC-6.3.3.LTB	4017	UPN200	0.155	EC-6.2.4 (C)
3948	HEA200	0.126	EC-6.3.3.LTB	4018	UPN200	0.092	EC-6.2.4 (C)
3949	HEA200	0.091	EC-6.3.3.LTB	4019	UPN200	0.079	EC-6.2.4 (C)
3950	HEA200	0.043	EC-6.3.3.LTB	4020	UPN200	0.179	EC-6.2.4 (C)

Barra	Perfil	Ratio	Clausula	Barra	Perfil	Ratio	Clausula
4021	UPN200	0.179	EC-6.2.4 (C)	4072	UPN260	0.54	EC-6.2.4 (C)
4022	UPN200	0.282	EC-6.2.4 (C)	4073	HEA200	0.59	EC-6.2.4 (C)
4023	UPN200	0.377	EC-6.2.4 (C)	4074	HEA200	0.739	EC-6.2.4 (C)
4024	UPN200	0.287	EC-6.2.4 (C)	4075	HEB200	0.292	EC-6.2.4 (C)
4025	UPN200	0.266	EC-6.2.4 (C)	4077	HEB360	0.147	EC-6.3.2 LTB
4026	UPN200	0.141	EC-6.2.4 (C)	4080	HEA500	0.07	EC-6.3.3.LTB
4027	UPN200	0.056	EC-6.2.4 (C)	4081	HEA500	0.074	EC-6.3.3.LTB
4028	HEB200	0.049	EC-6.3.3	4082	HEB360	0.075	EC-6.3.3
4029	HEA160	0.413	EC-6.2.3 (T)	4083	UPN260	0.447	EC-6.2.4 (C)
4030	HEA160	0.508	EC-6.2.4 (C)	4084	UPN260	0.542	EC-6.2.4 (C)
4033	HEB180	0.079	EC-6.2.9.1	4085	HEB500	0.218	EC-6.3.3
4034	HEB200	0.06	EC-6.2.9.1	4086	HEB600	0.243	EC-6.3.3.LTB
4035	HEB200	0.057	EC-6.3.2 LTB	4087	680X20+2X450X35	0.054	EC-6.3.3
4036	HEB200	0.088	EC-6.3.3.LTB	4088	HEB300	0.096	EC-6.2.9.1
4037	HEB200	0.076	EC-6.2.9.1	4089	HEB300	0.175	EC-6.2.9.1
4038	HEB500	0.088	EC-6.3.3	4090	HEA300	0.289	EC-6.2.9.2/3
4040	HEB500	0.036	EC-6.3.3	4091	HEA300	0.253	EC-6.2.9.2/3
4041	HEA200	0.101	EC-6.3.2 LTB	4092	HEA300	0.226	EC-6.2.9.2/3
4042	HEB260	0.162	EC-6.3.2 LTB	4093	HEB400	0.143	EC-6.2.9.1
4043	HEA160	0.094	EC-6.2.9.1	4094	HEA300	0.259	EC-6.2.9.2/3
4044	UPN260	0.262	EC-6.2.4 (C)	4095	HEB200	0.292	EC-6.2.4 (C)
4045	UPN260	0.523	EC-6.2.4 (C)	4096	HEB200	0.017	EC-6.3.2 LTB
4046	UPN260	0.272	EC-6.2.4 (C)	4097	UPN260	0.177	EC-6.2.4 (C)
4047	UPN260	0.498	EC-6.2.4 (C)	4098	UPN260	0.302	EC-6.2.4 (C)
4048	HEA160	0.121	EC-6.2.4 (C)	4099	UPN260	0.142	EC-6.2.4 (C)
4049	HEB300	0.057	EC-6.2.9.1	4100	UPN260	0.259	EC-6.2.4 (C)
4050	HEB400	0.039	EC-6.3.3.LTB	4101	IPE600	0.063	EC-6.2.9.1
4051	HEA160	0.158	EC-6.2.4 (C)	4102	HEA200	0.175	EC-6.3.2 LTB
4052	HEA160	0.187	EC-6.2.4 (C)	4103	IPE600	0.211	EC-6.2.9.1
4053	HEA160	0.233	EC-6.2.4 (C)	4104	HEA200	0.2	EC-6.2.9.1
4054	HEB500	0.083	EC-6.3.3	4105	UPN260	0.139	EC-6.2.4 (C)
4055	HEB400	0.154	EC-6.3.2 LTB	4106	UPN260	0.096	EC-6.2.4 (C)
4058	UPN260	0.644	EC-6.2.4 (C)	4107	UPN260	0.005	EC-6.2.3 (T)
4059	UPN260	0.589	EC-6.2.4 (C)	4108	UPN260	0.116	EC-6.2.4 (C)
4060	HEA500	0.141	EC-6.3.3	4109	HEB400	0.087	EC-6.2.9.1
4061	HEA500	0.157	EC-6.3.3	4110	UPN260	0.356	EC-6.2.4 (C)
4062	HEA500	0.126	EC-6.3.3	4111	UPN260	0.319	EC-6.2.4 (C)
4063	HEA300	0.086	EC-6.2.9.2/3	4112	UPN260	0.442	EC-6.2.4 (C)
4064	HEA300	0.079	EC-6.2.9.2/3	4113	UPN260	0.501	EC-6.2.4 (C)
4066	HEA500	0.112	EC-6.3.3	4069	HEA300	0.063	EC-6.3.3
4067	HEA500	0.118	EC-6.3.3	4070	HEA300	0.066	EC-6.3.3
4068	HEA500	0.096	EC-6.3.3	4071	UPN260	0.308	EC-6.2.4 (C)

ANEXO C

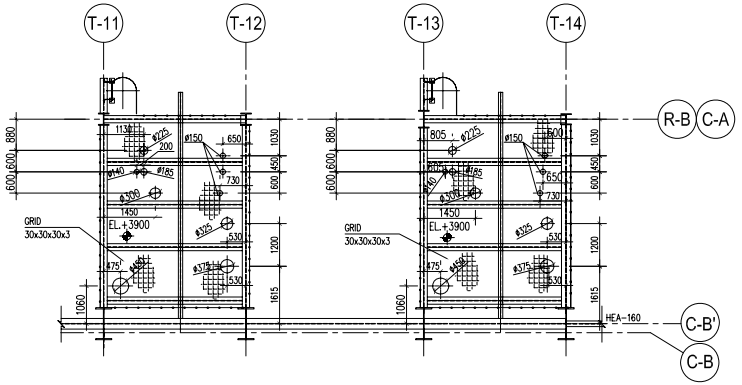
PLANOS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA



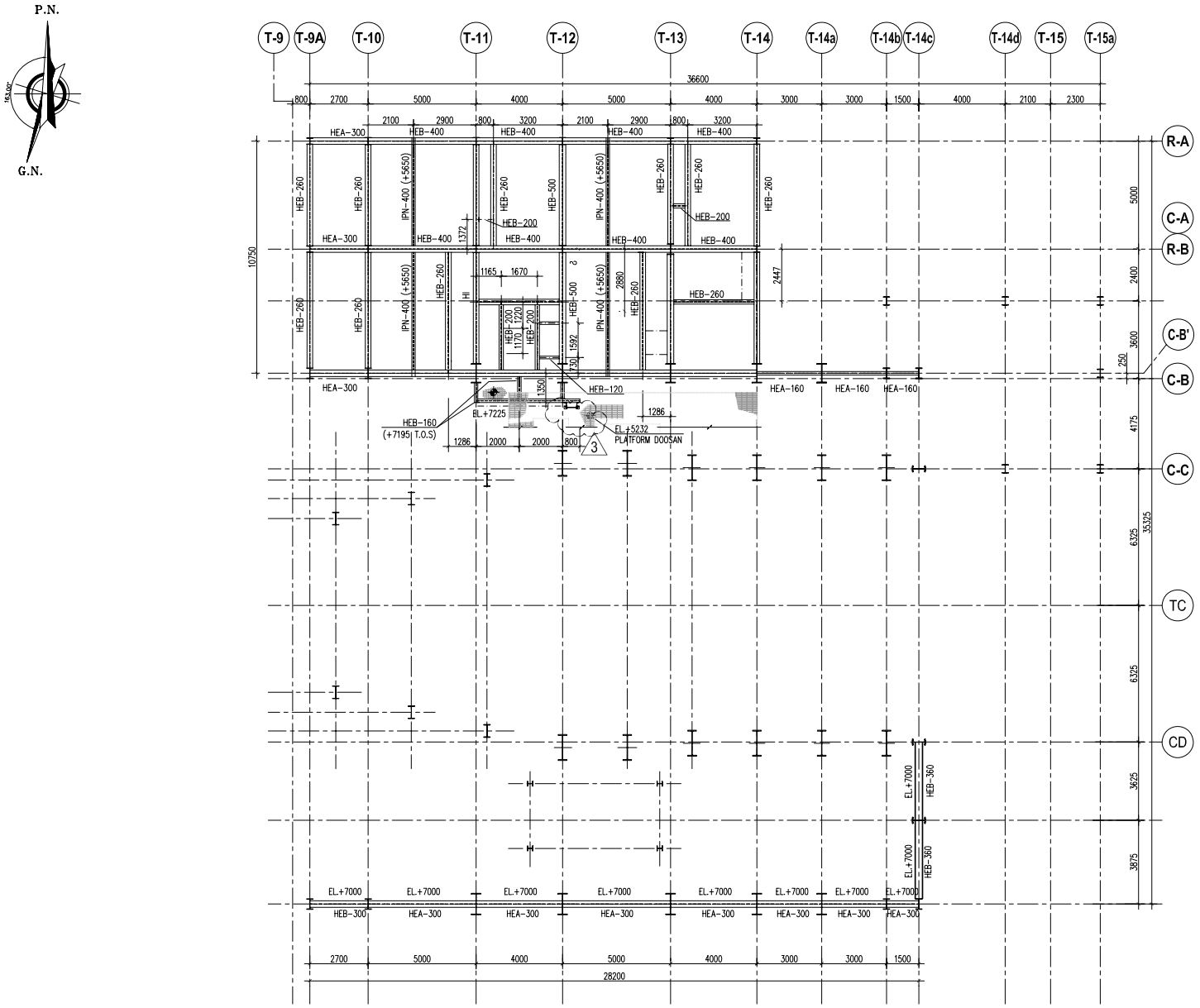
NOTES:

1.- STRUCTURAL STEEL WILL BE S275 JR.

2.- ELEVATIONS ARE TOP OF STEEL UNLES OTHERWISE INDICATED



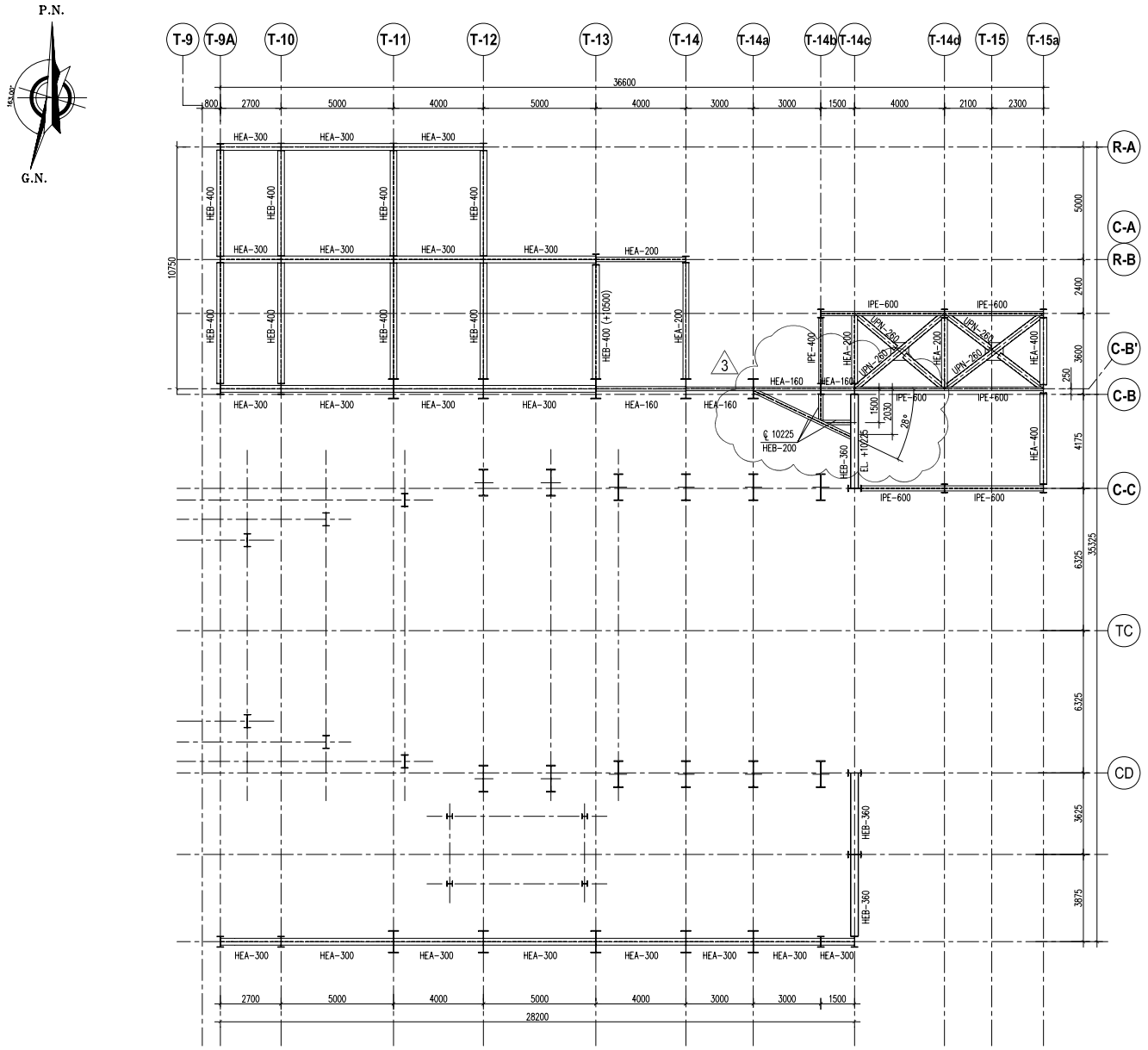
PLAN VIEW EL. +3900
DISTRIBUTION GRATING
1/75



PLAN VIEW EL. +6795(B.O.S.) / EL.+7000

1/100

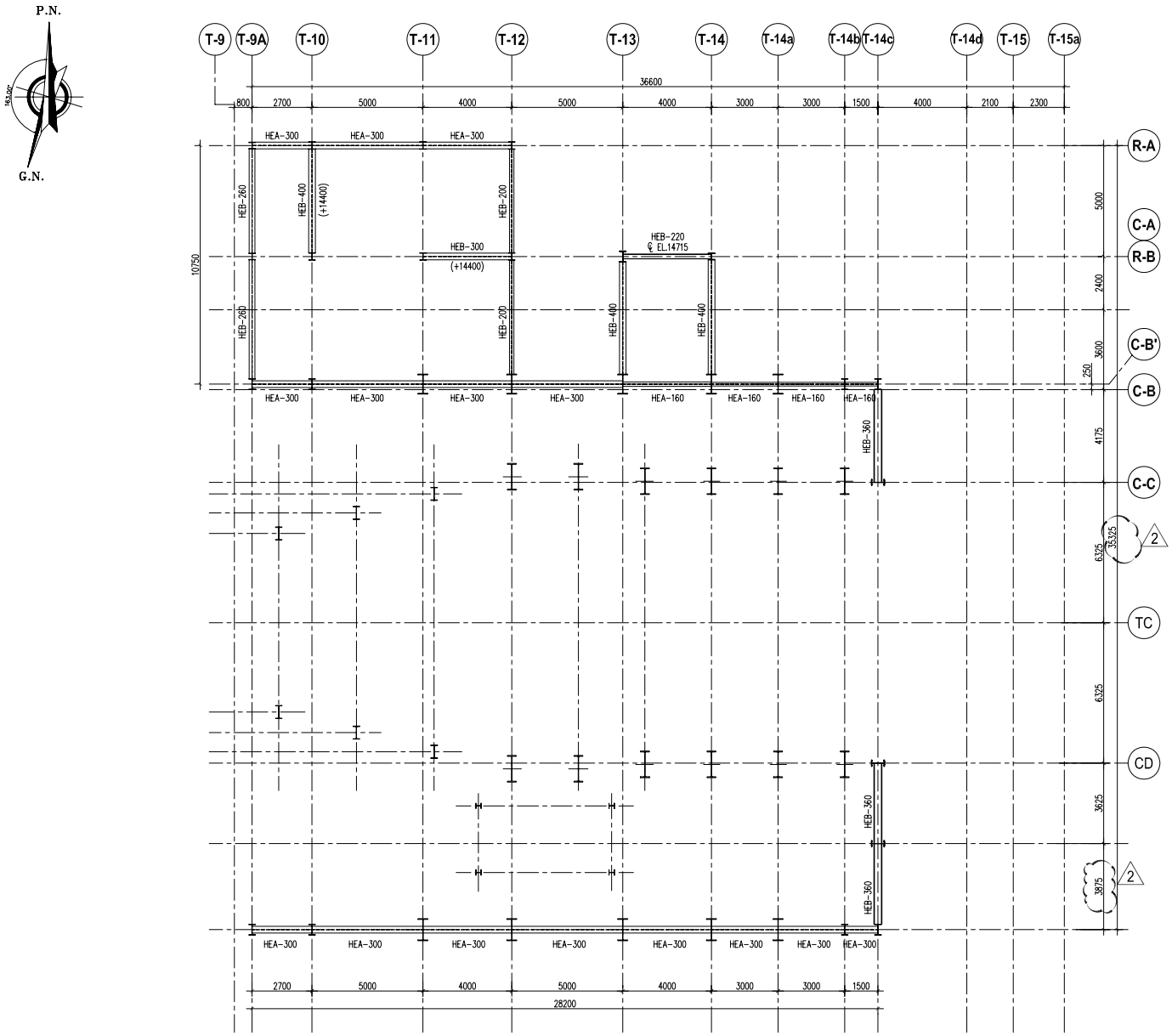
431-11-d-c-04300-002-03



PLAN VIEW EL.+9500

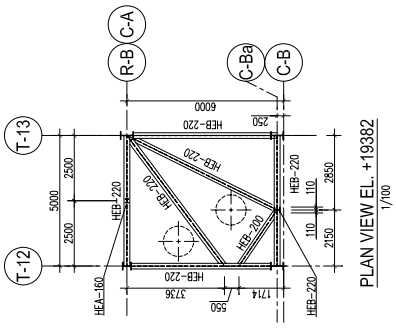
1/100

431-11-D-C-04300-003-03

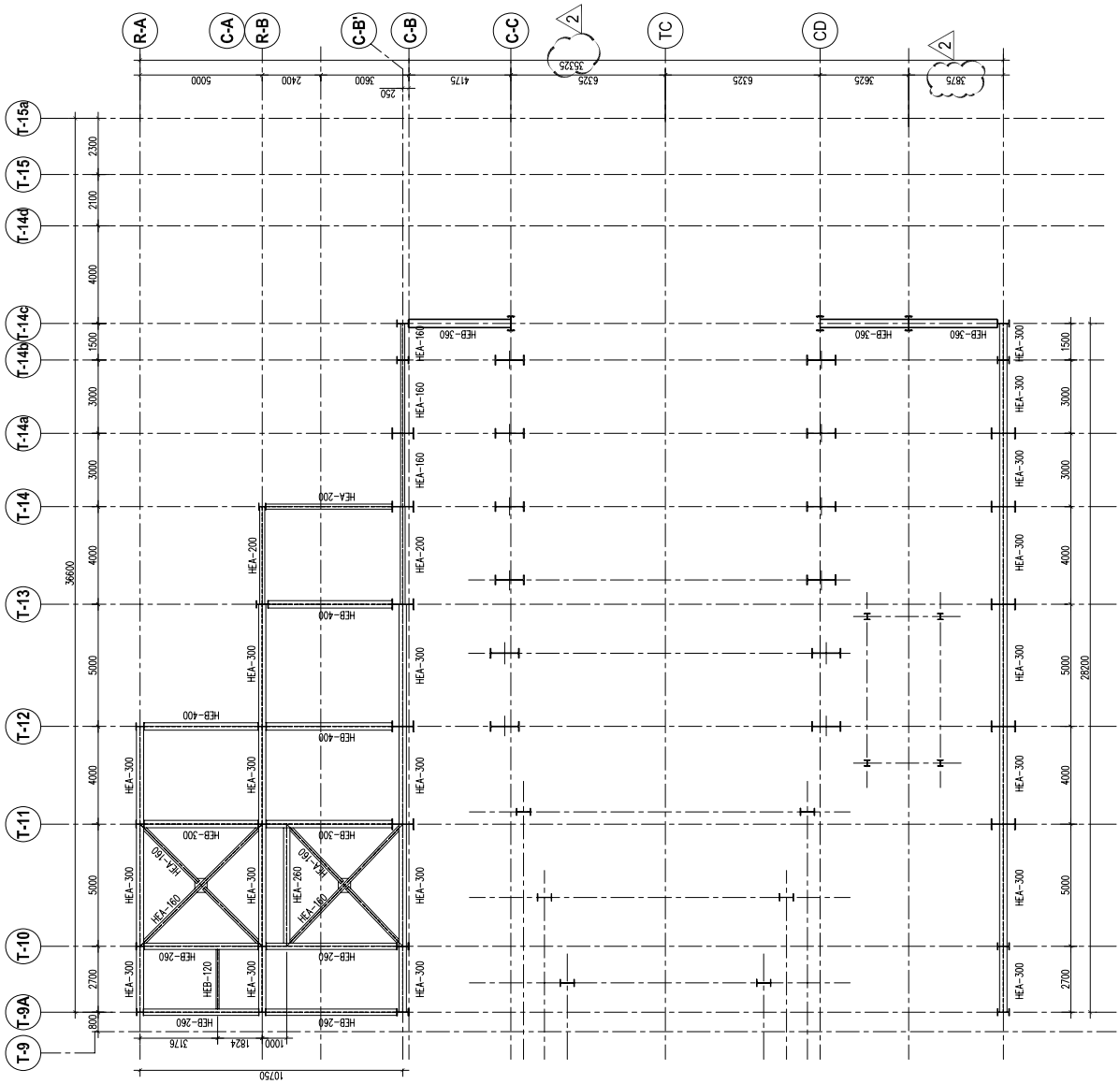


PLAN VIEW EL.+13250 / EL.+14400 / EL.+14715

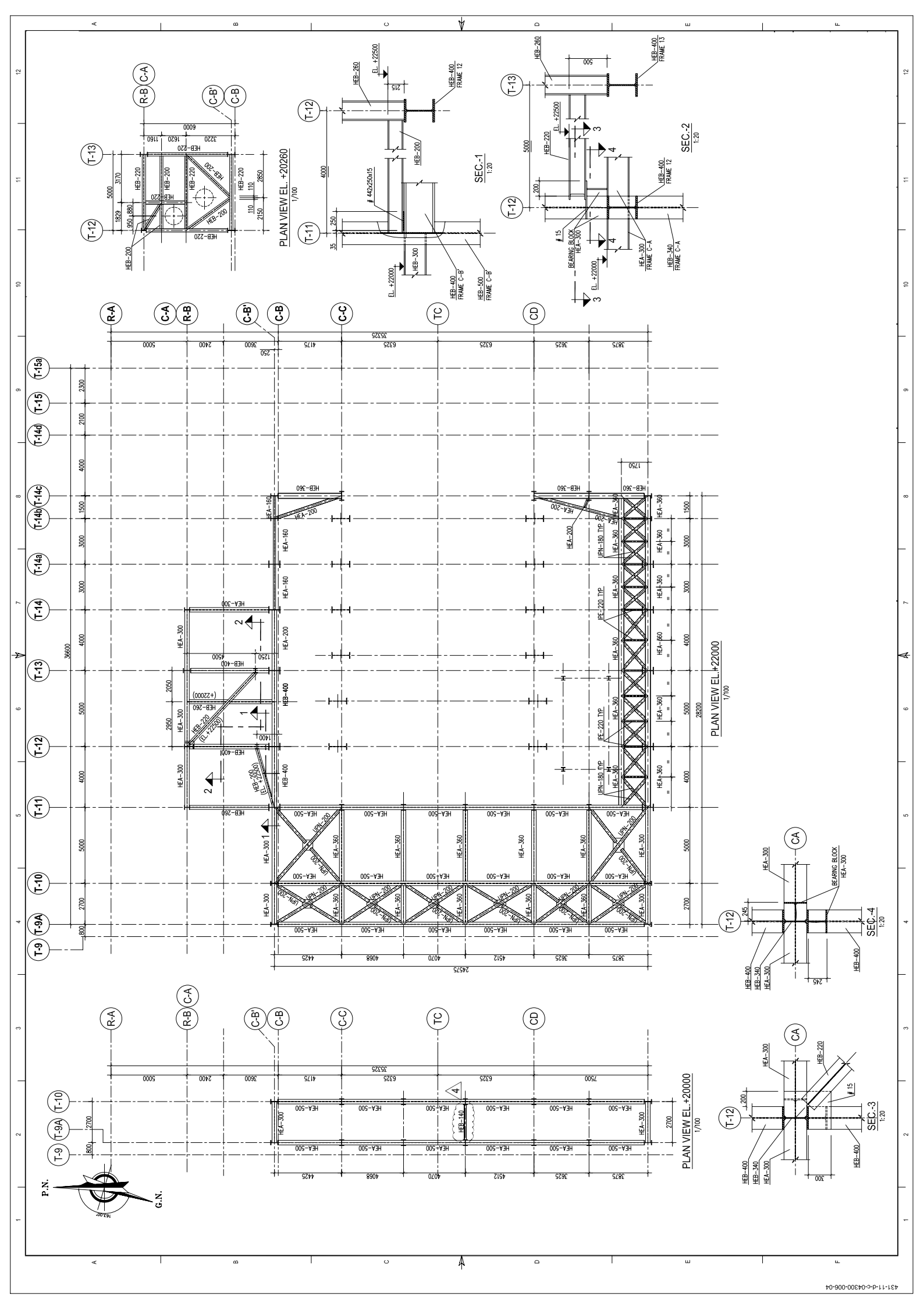
1/100

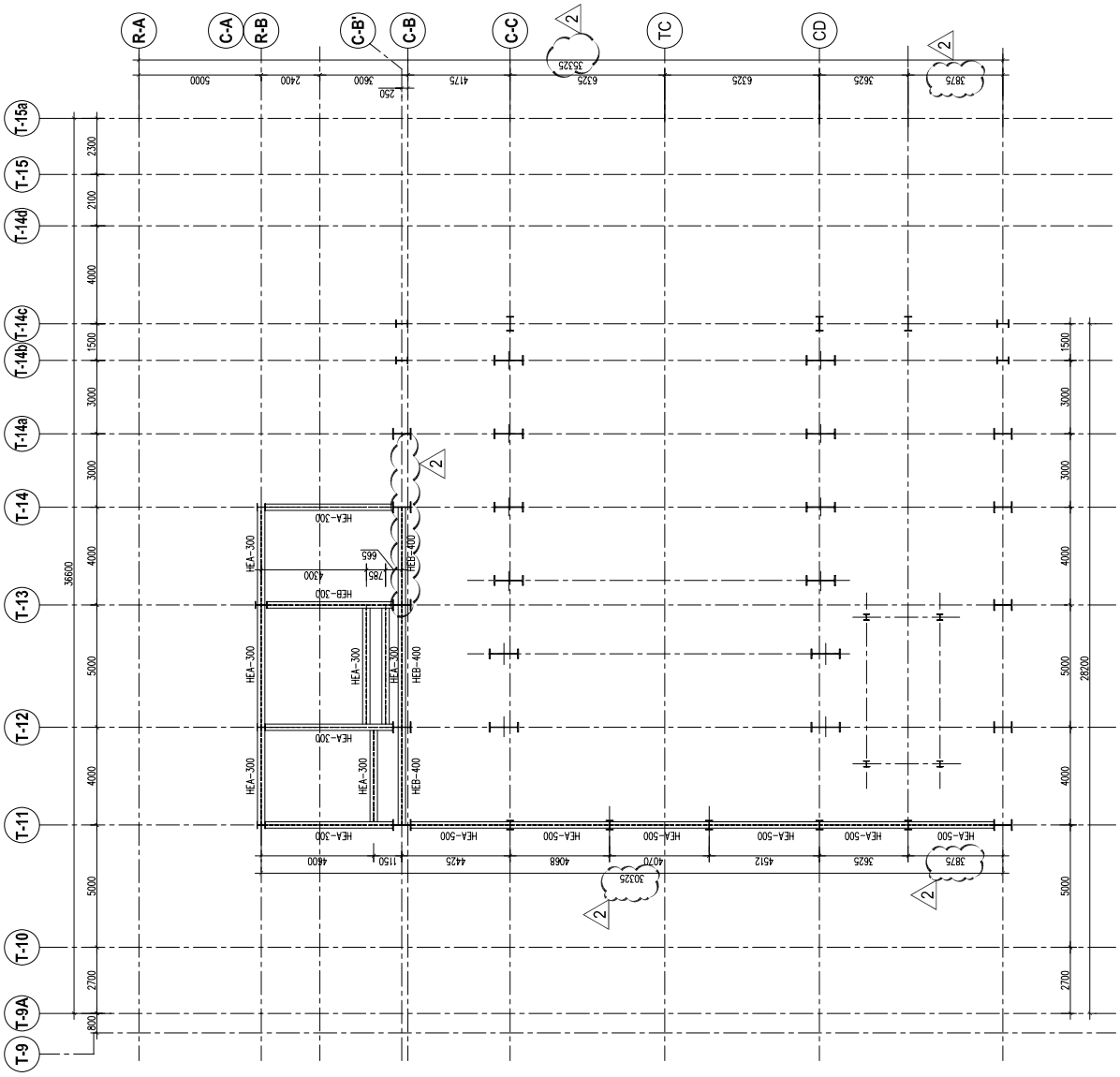


PLAN VIEW EL. +19382
1/100

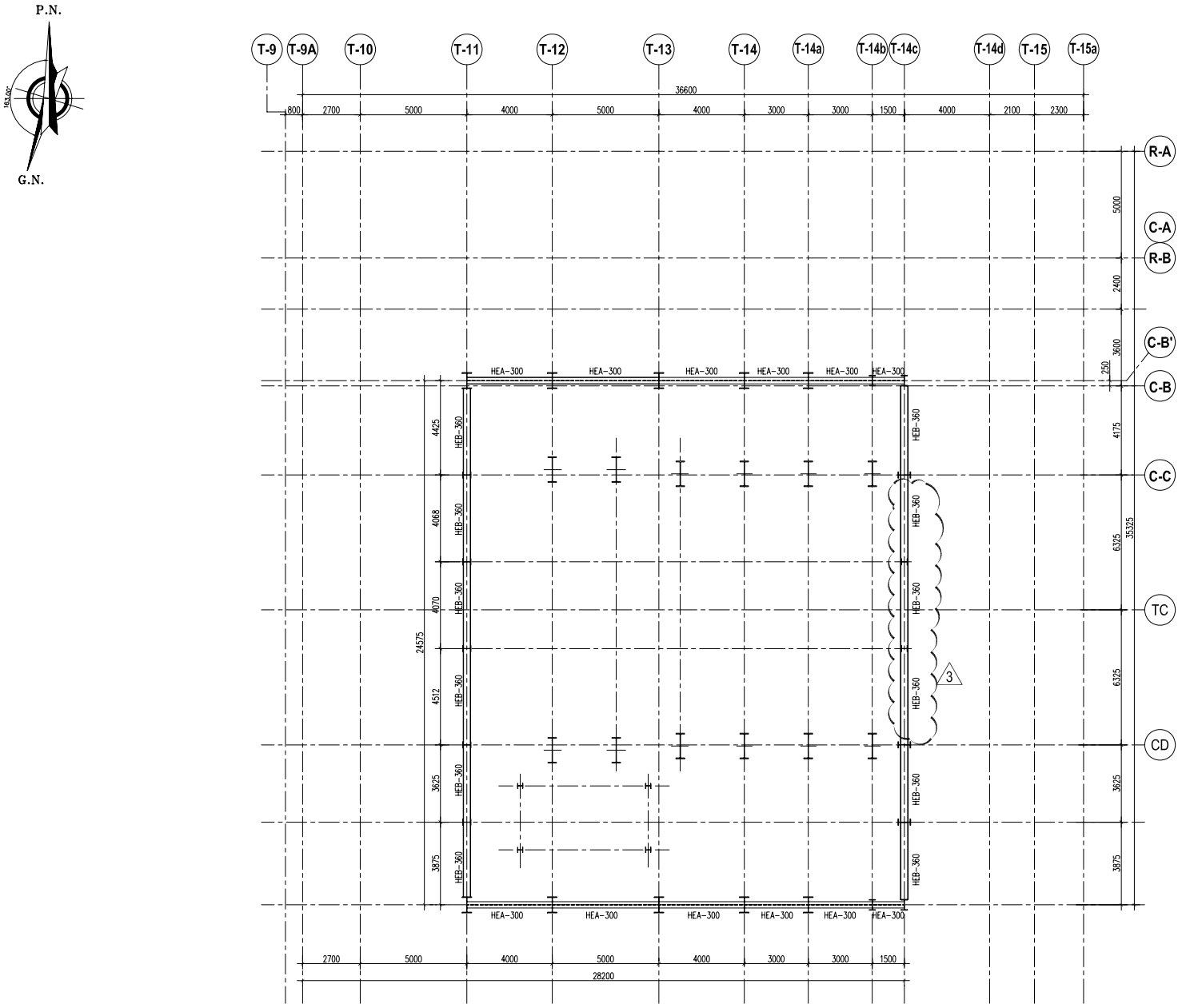


PLAN VIEW EL.+17000
1/100


PLAN VIEW EL.+20260
1/100
SEC.-1
1:20
SEC.-2
1:20
PLAN VIEW EL.+22000
1/100
PLAN VIEW EL.+20000
1/100
SEC.-3
1:20
SEC.-4
1:20
P.N.
G.N.
R-A
C-A
R-B
C-B'
C-B
C-C
TC
CD
T-9
T-9A
T-10
T-11
T-12
T-13
T-14
T-14a
T-14b
T-14c
T-14d
T-15
T-15a
HEB-200
HEB-220
HEB-260
HEB-300
HEB-340
HEB-360
HEB-400
HEB-500
HEA-160
HEA-200
HEA-300
HEA-360
HEA-500
IPE-220 TYP
UPN-180 TYP
UPN-200
BEARING BLOCK
HEA-300
FRAME 12
FRAME 13
FRAME C-A
FRAME C-B
EL. +22500
EL. +22000
442x250x15
15

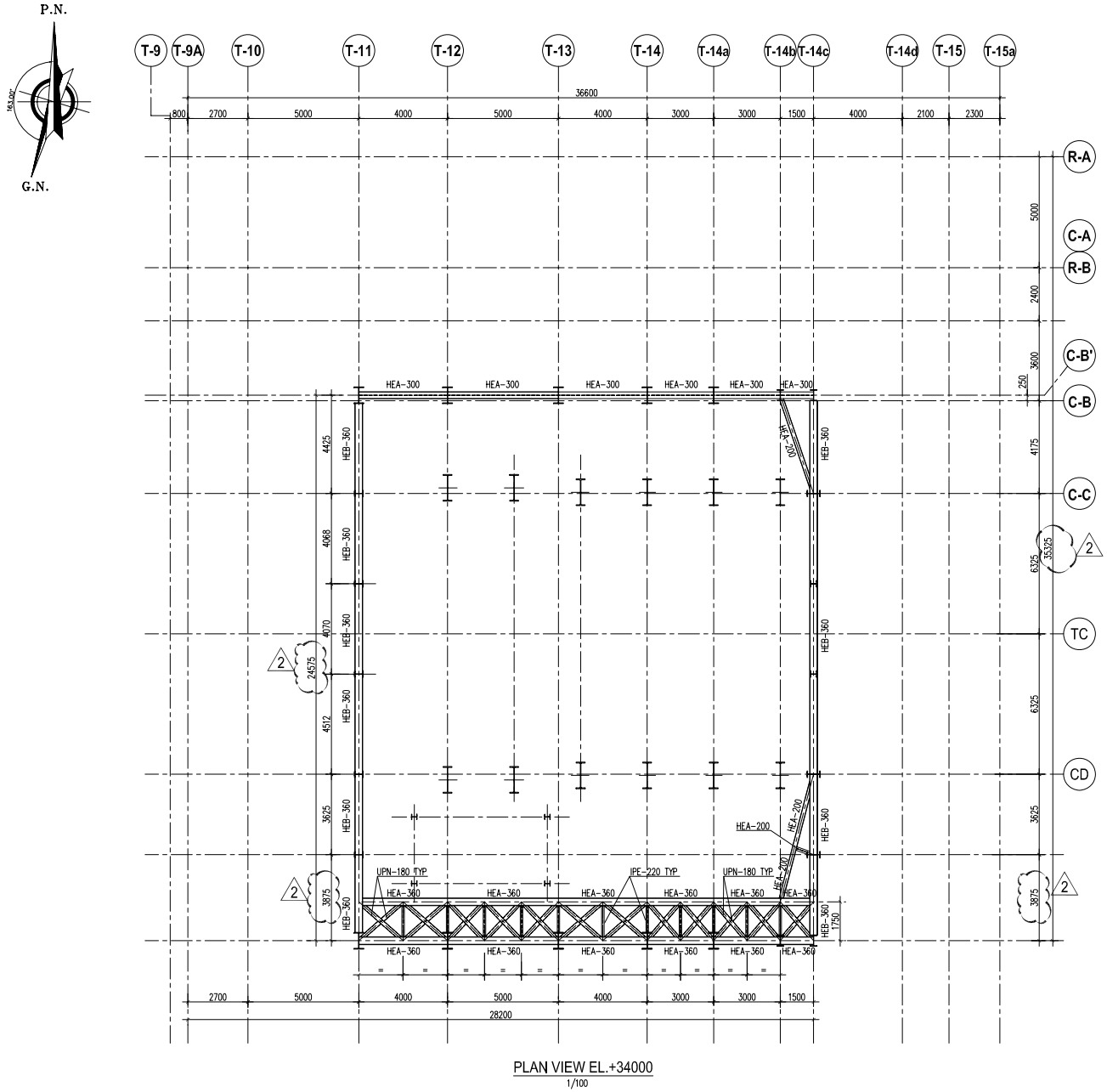


PLAN VIEW EL.+25300
1/100



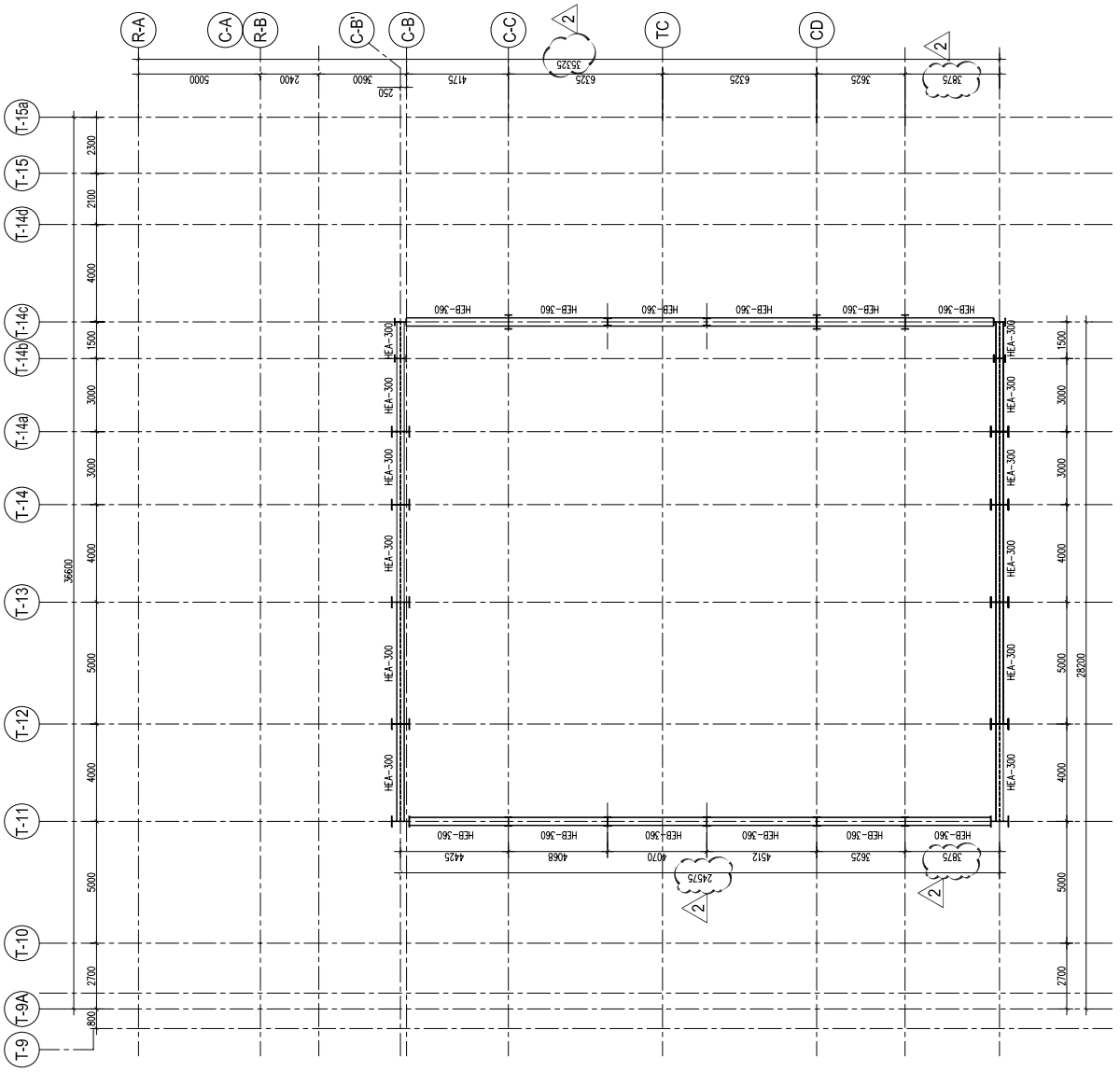
PLAN VIEW EL.+28000

1/100

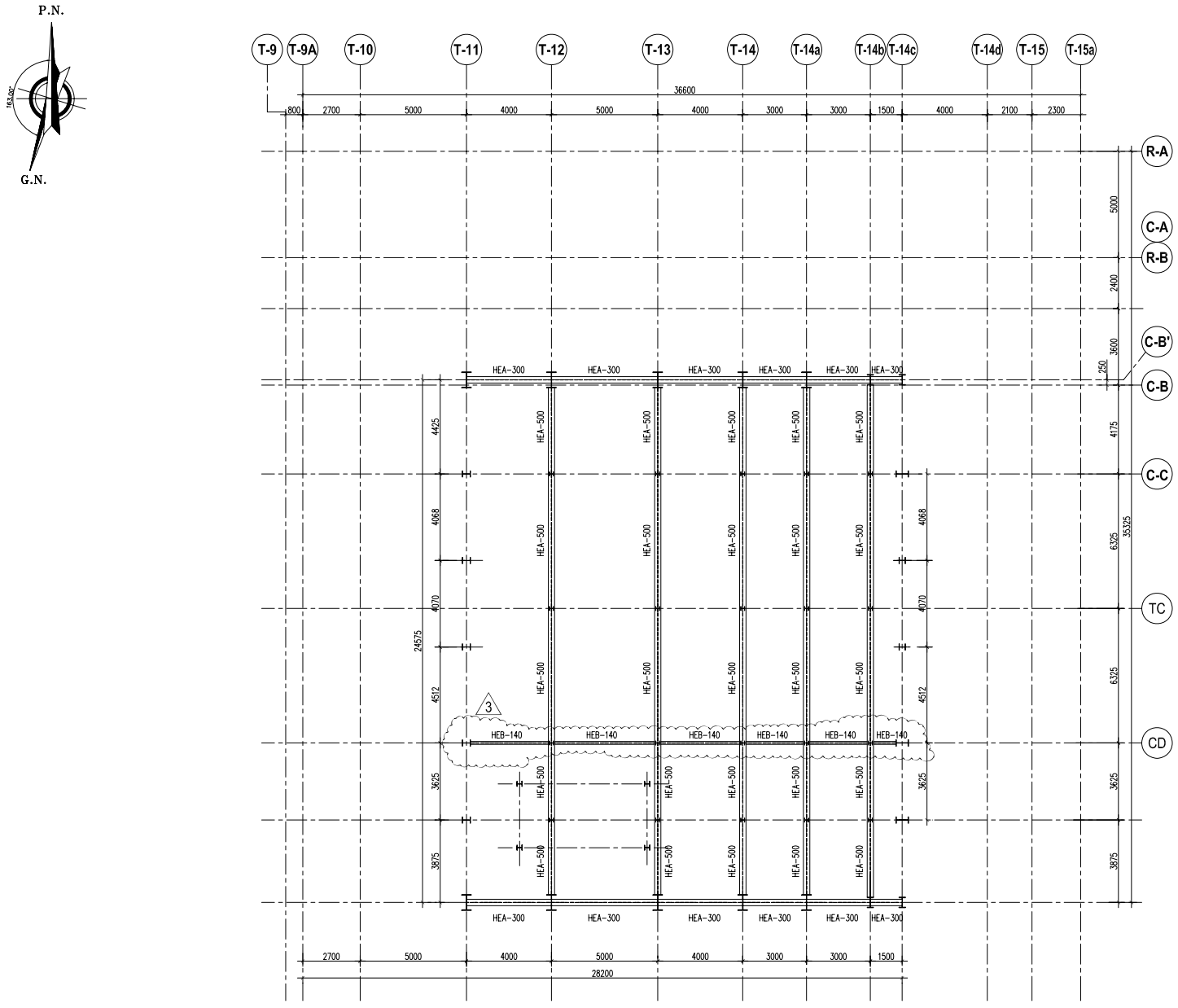


PLAN VIEW EL.+34000

1/100

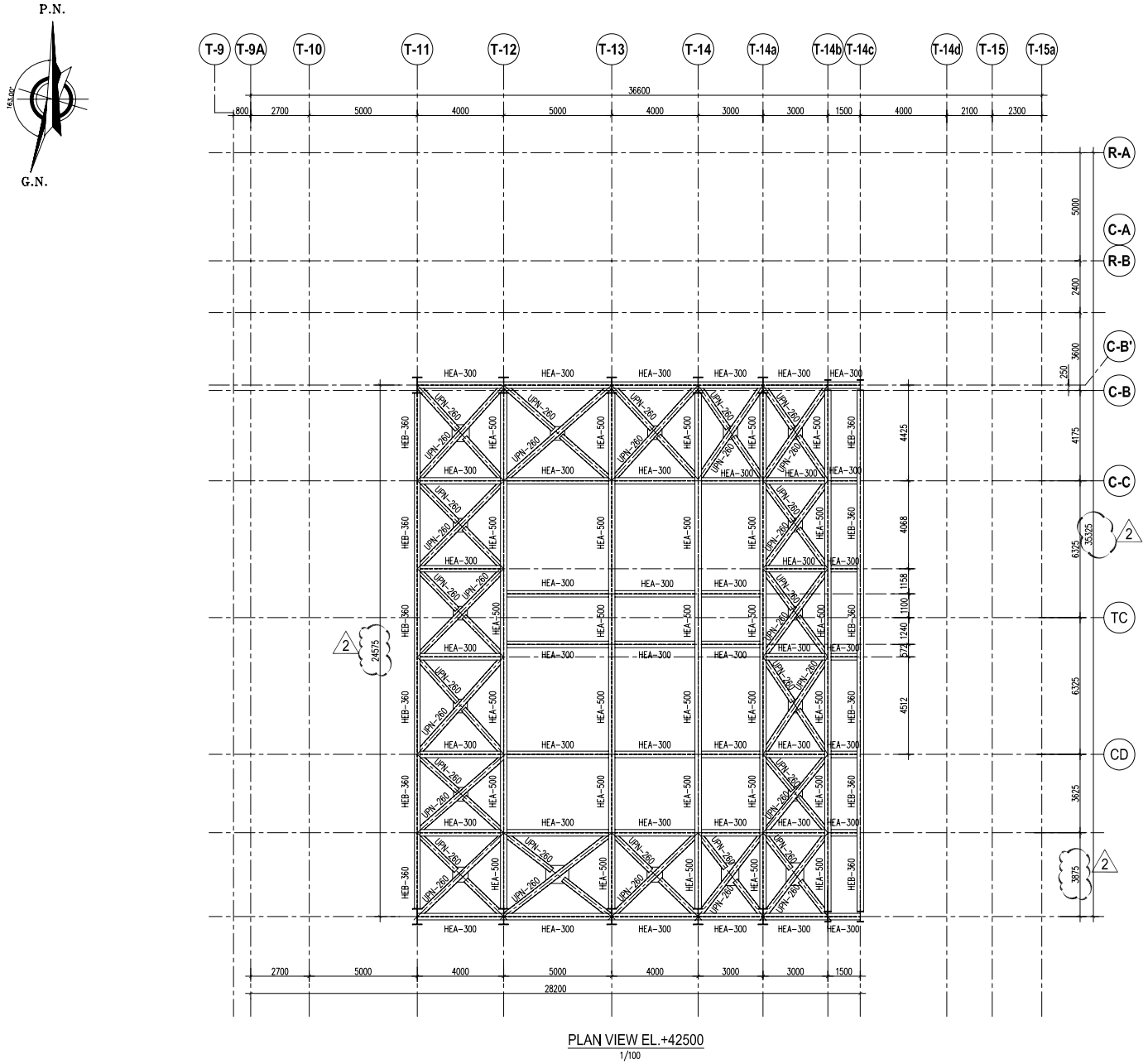


PLAN VIEW EL.+37500
1/100



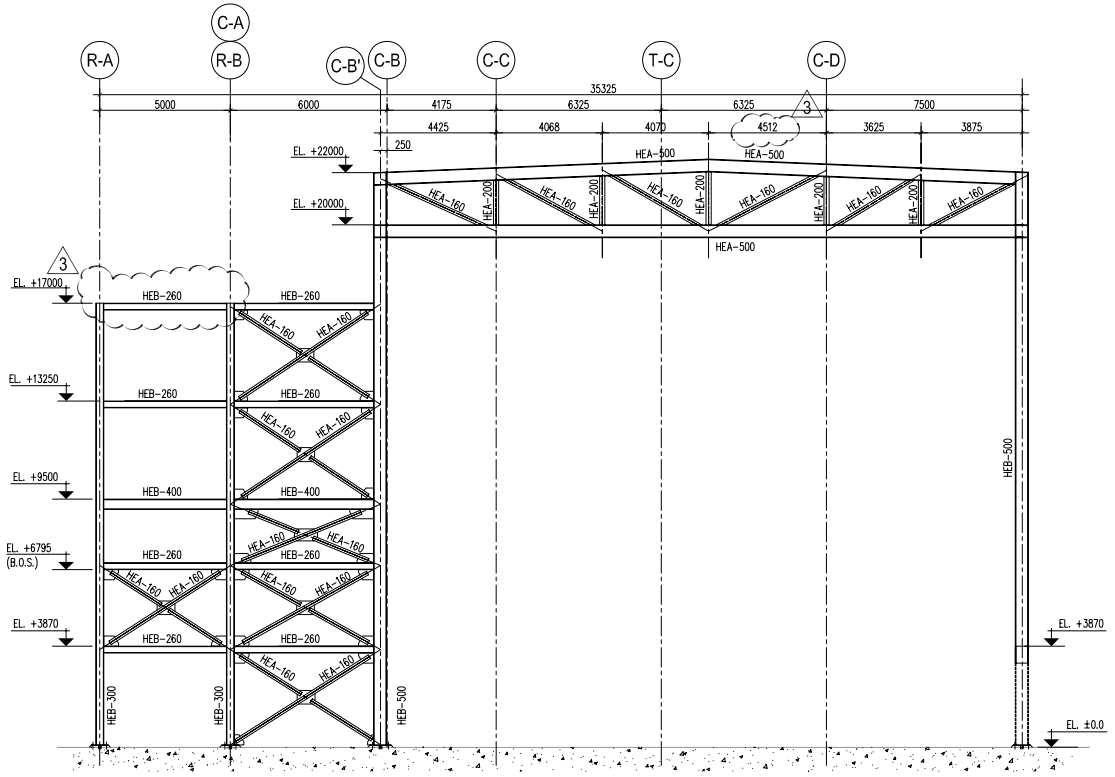
PLAN VIEW EL.+40745

1/100



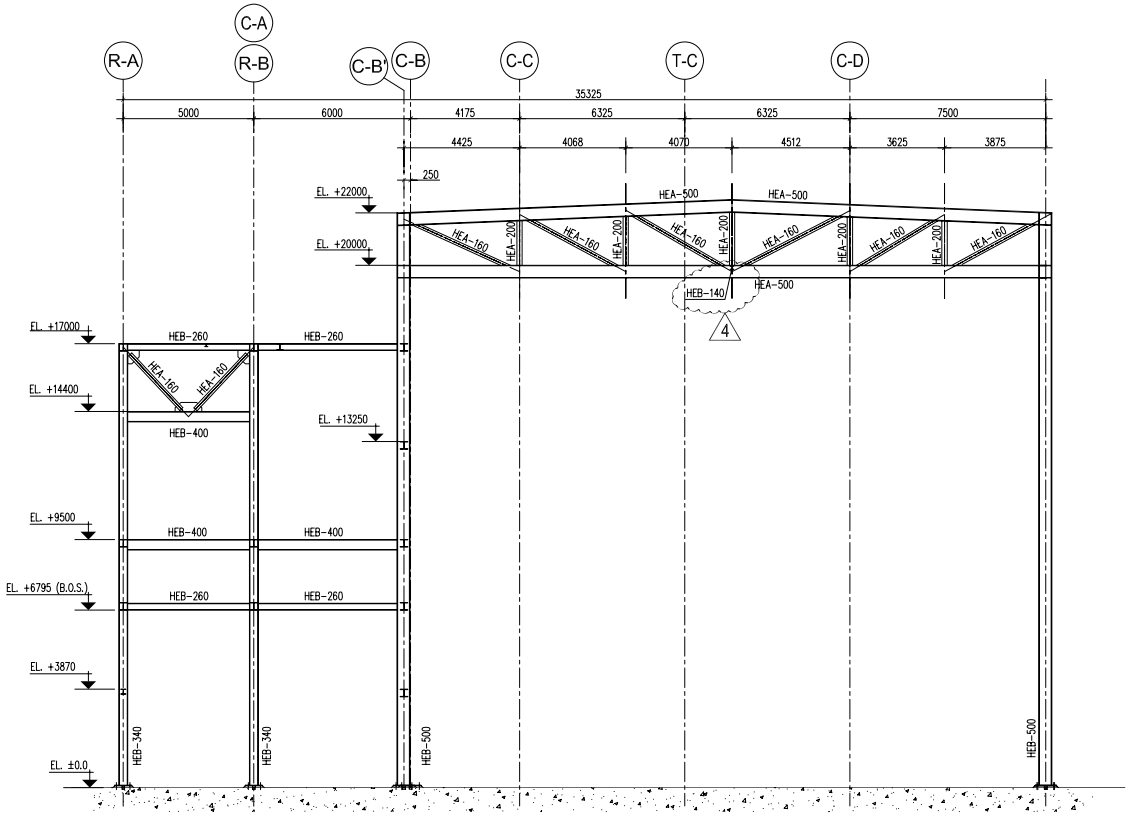
PLAN VIEW EL.+42500

1/100



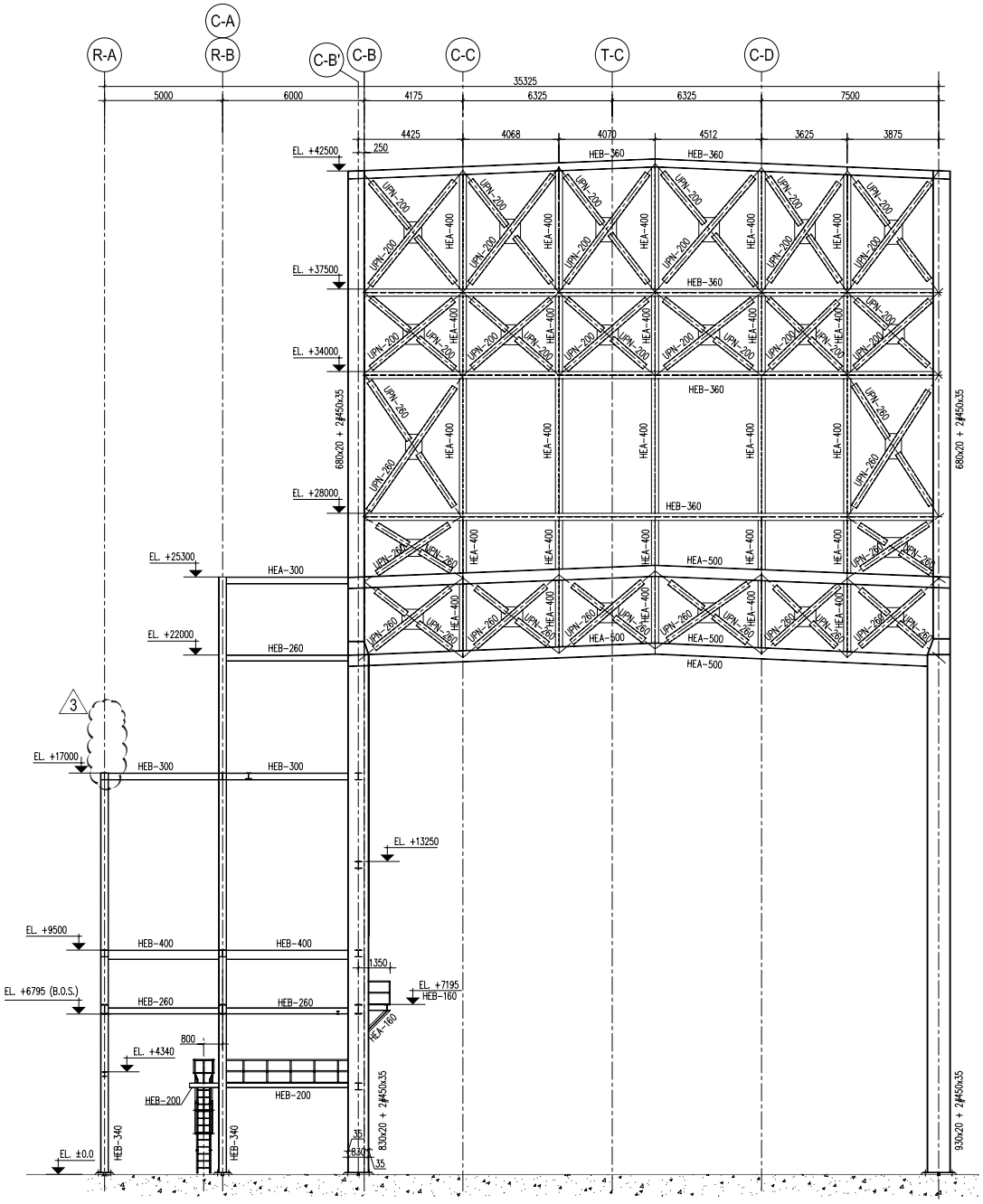
FRAME T-9A

1/100



FRAME T-10

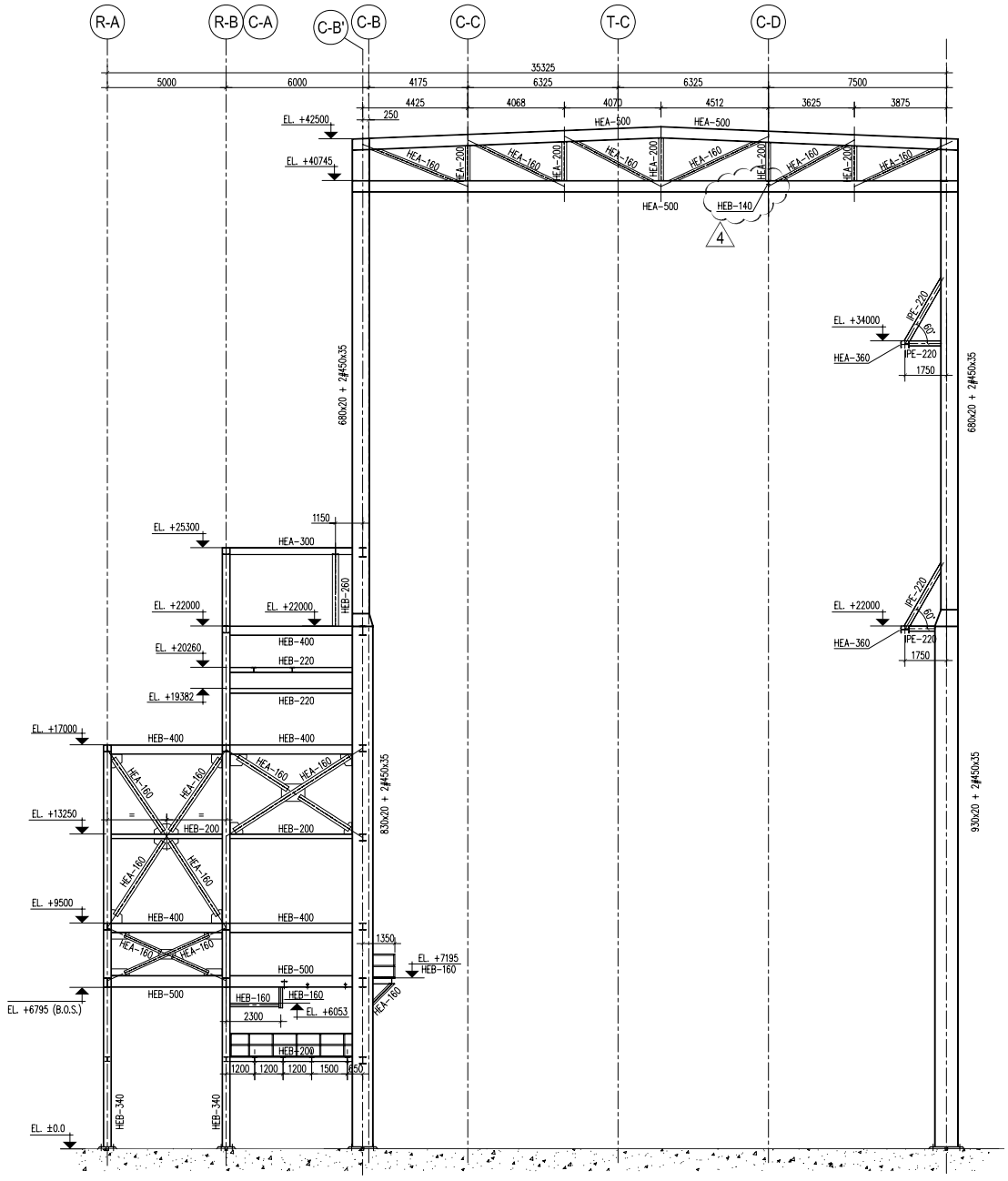
1/100



FRAME T-11

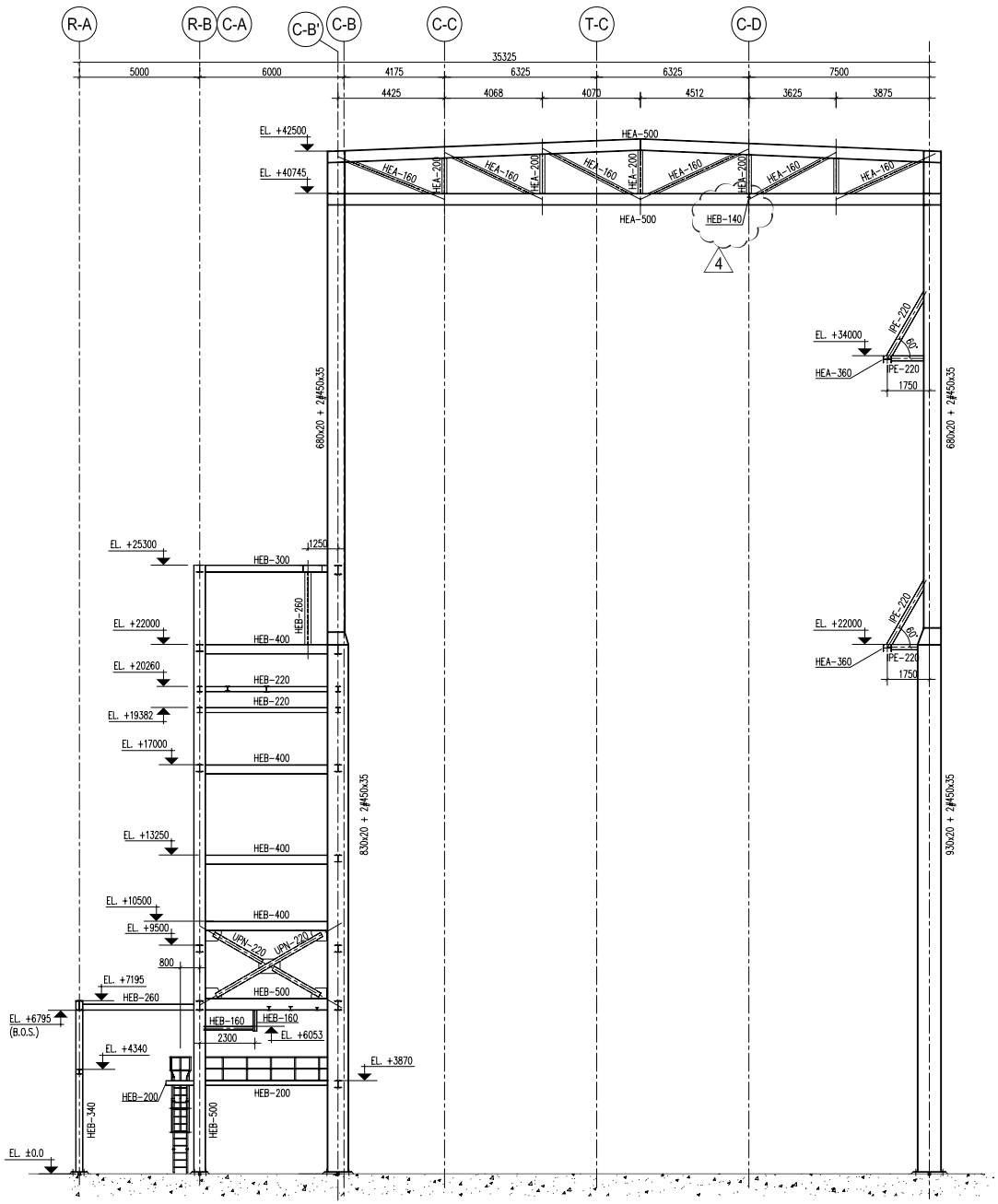
1/100

431-11-D-C-04300-015-03

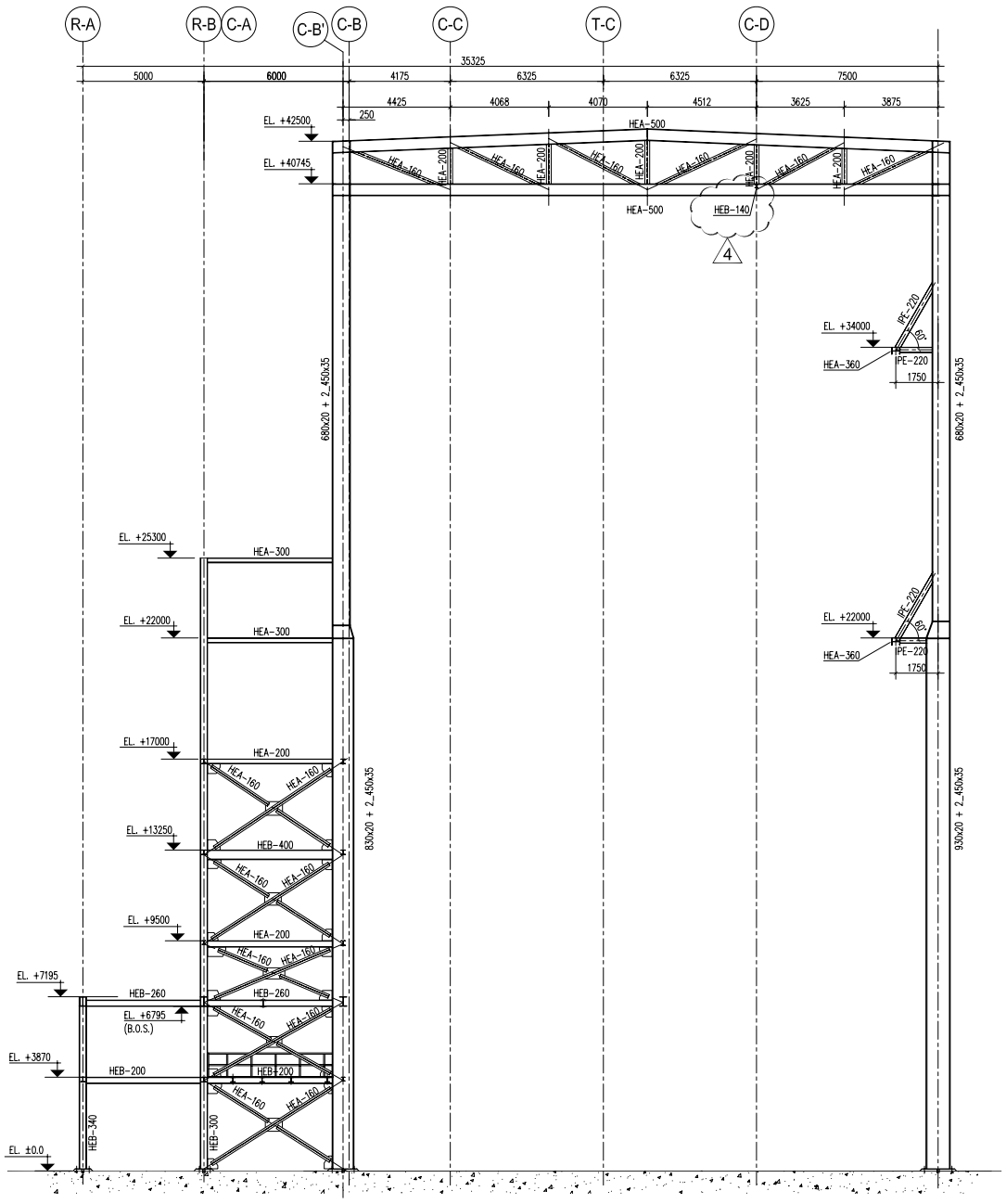


FRAME T-12

1/100

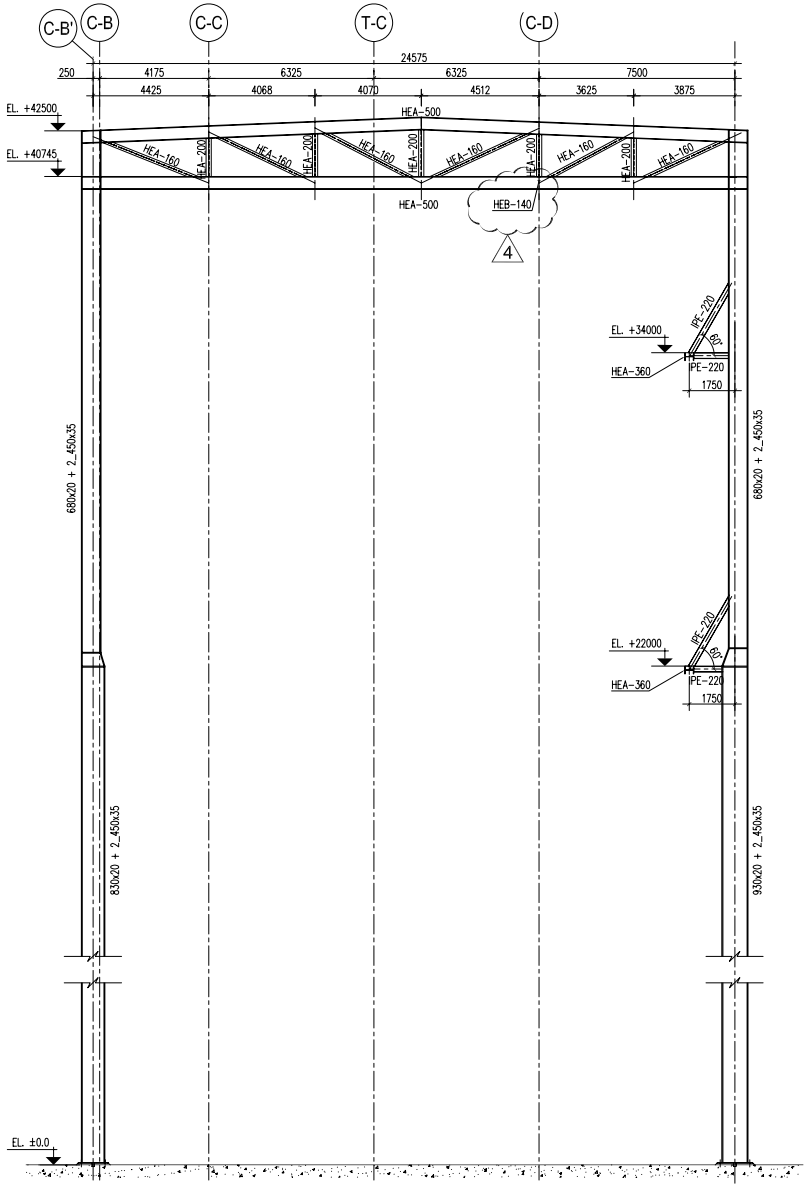


FRAME T-13
1/100



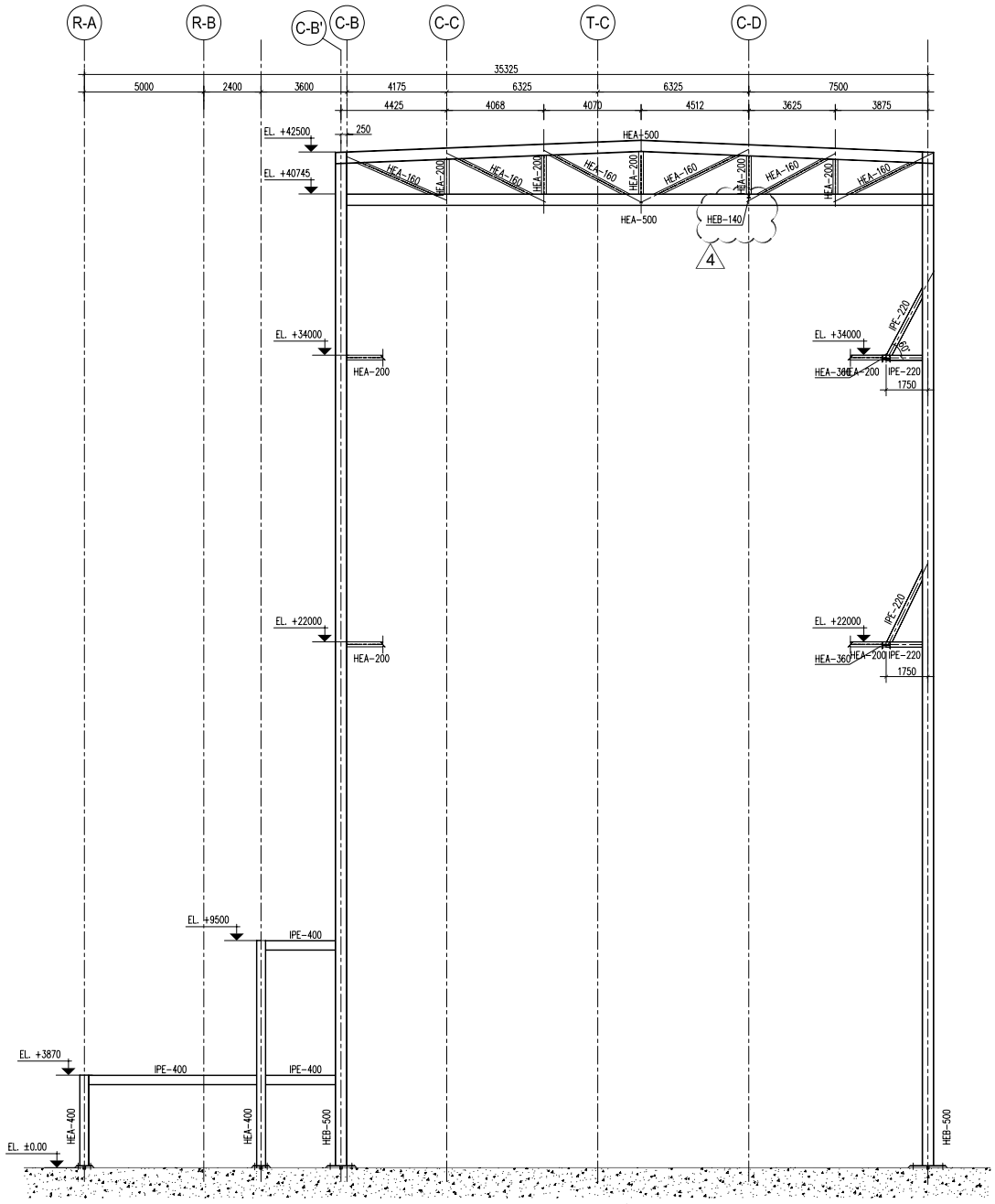
FRAME T-14

1/100



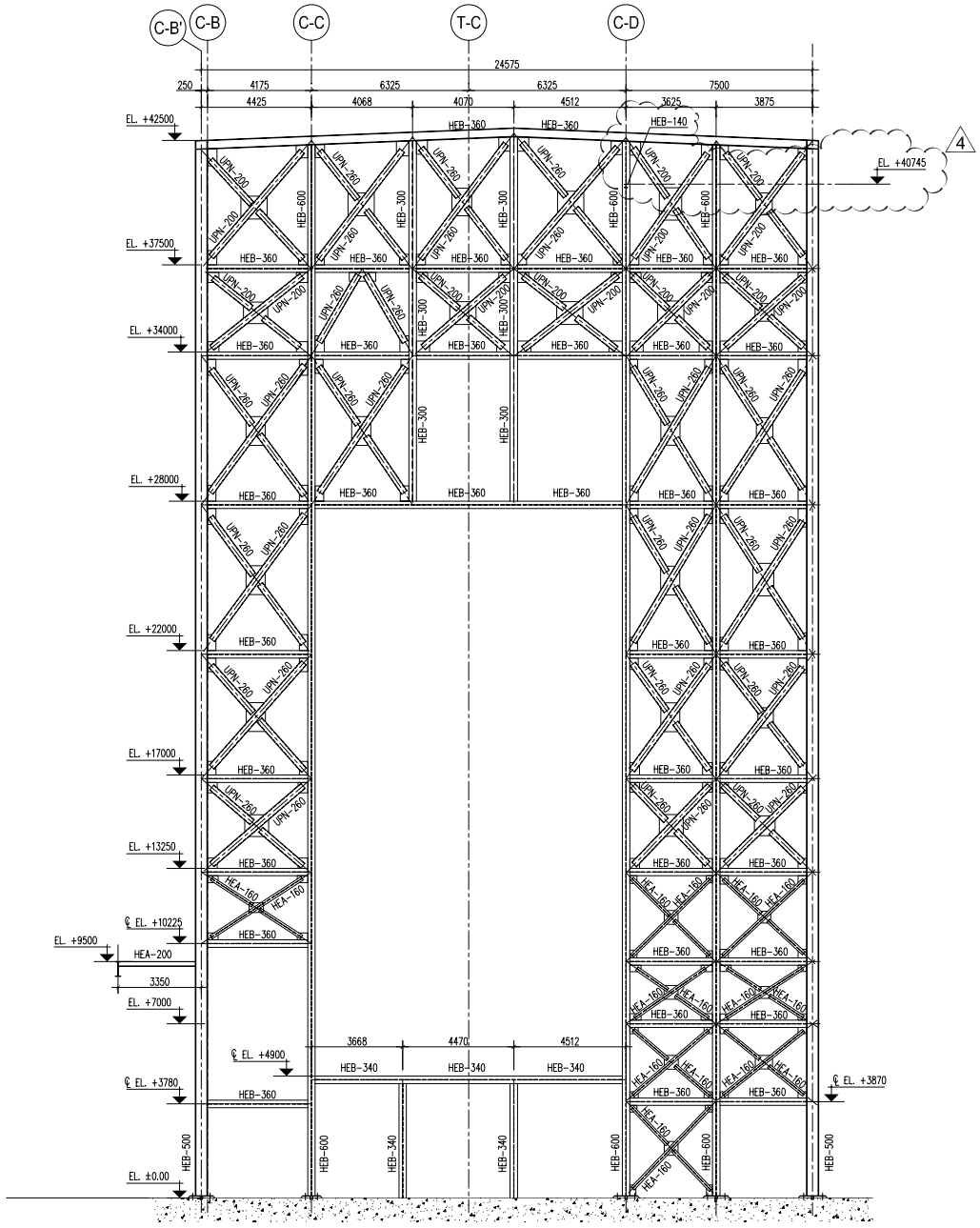
FRAME T-14a

1/100

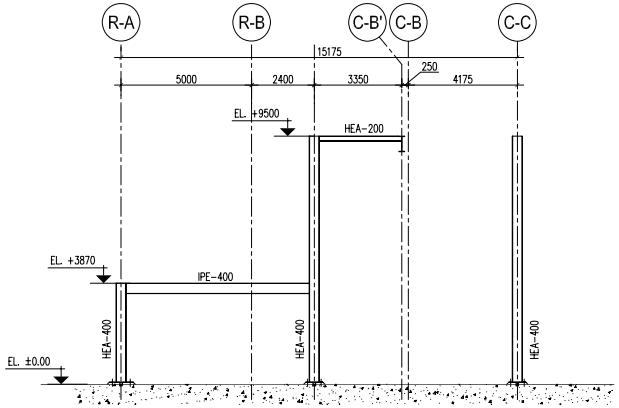


FRAME T-14b

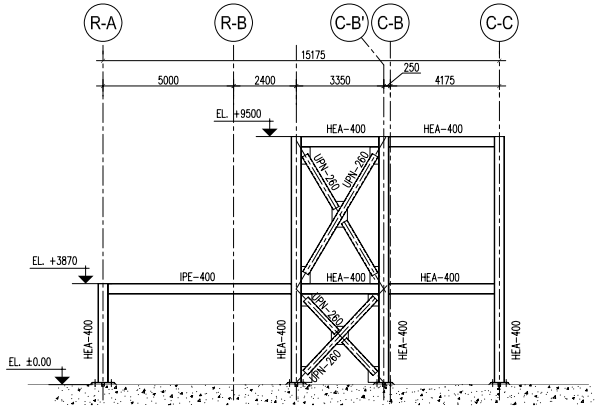
1/100



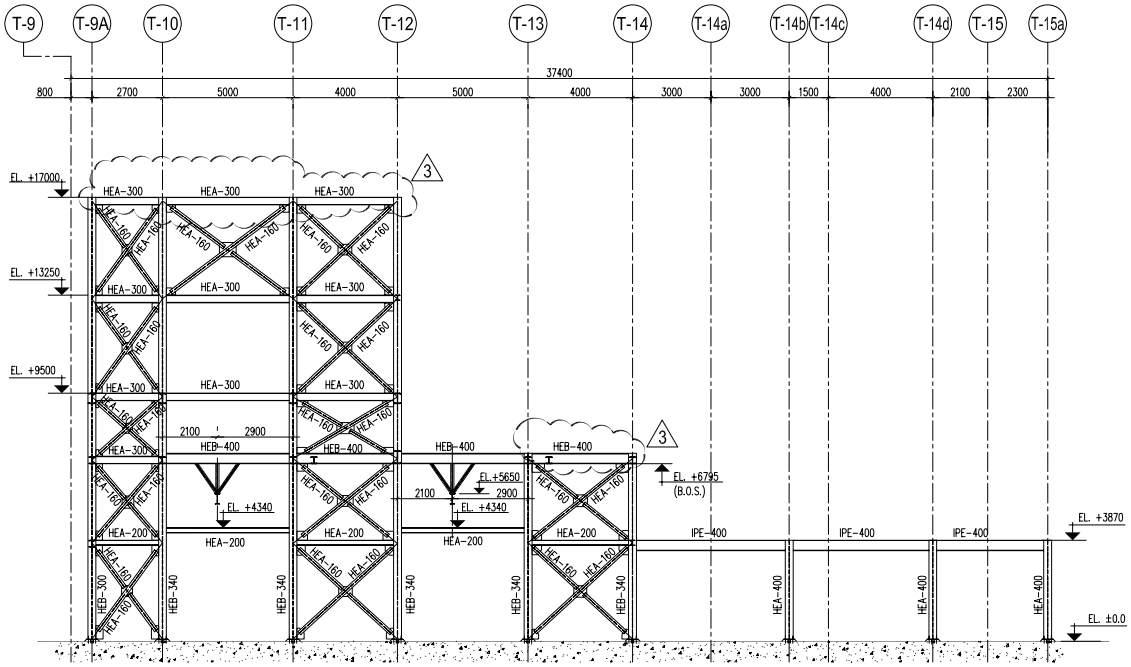
FRAME T-14c
1/100



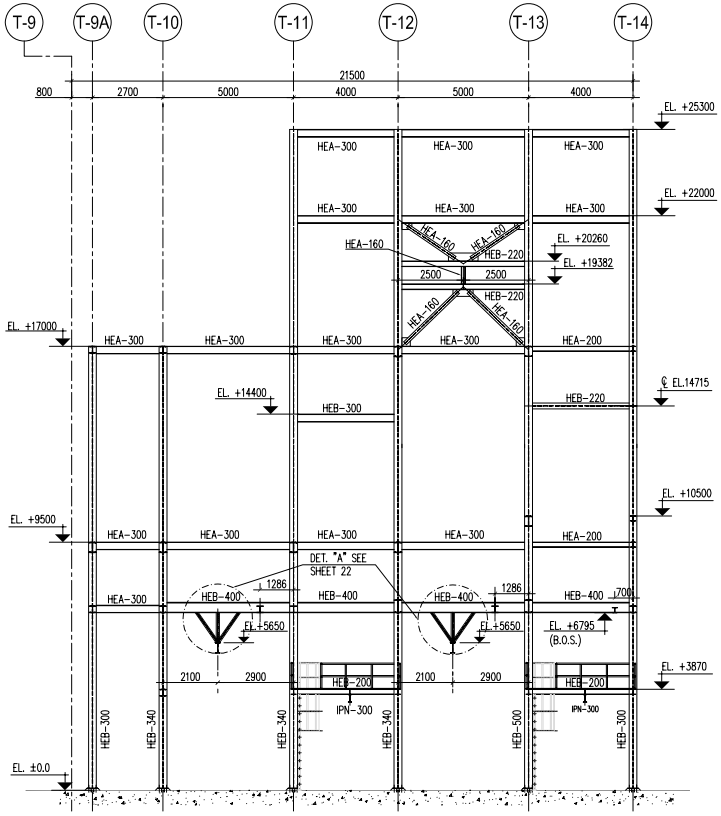
FRAME T-14d
1/100



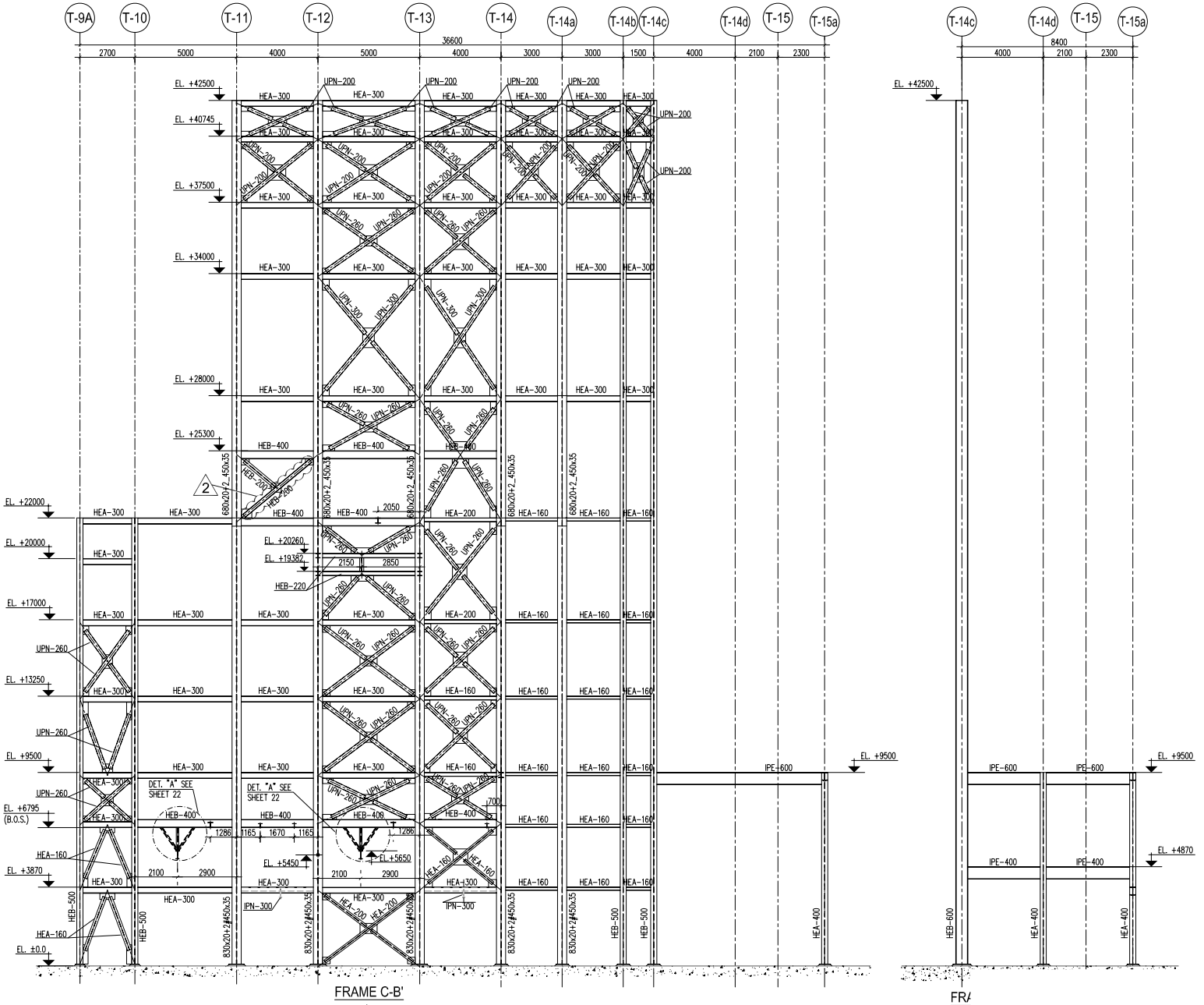
FRAME T-15a
1/100



FRAME R-A
1/100



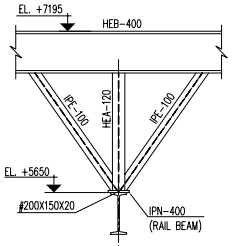
FRAME R-B/C-A
1/100



FRAME C-B'

1/100

FR

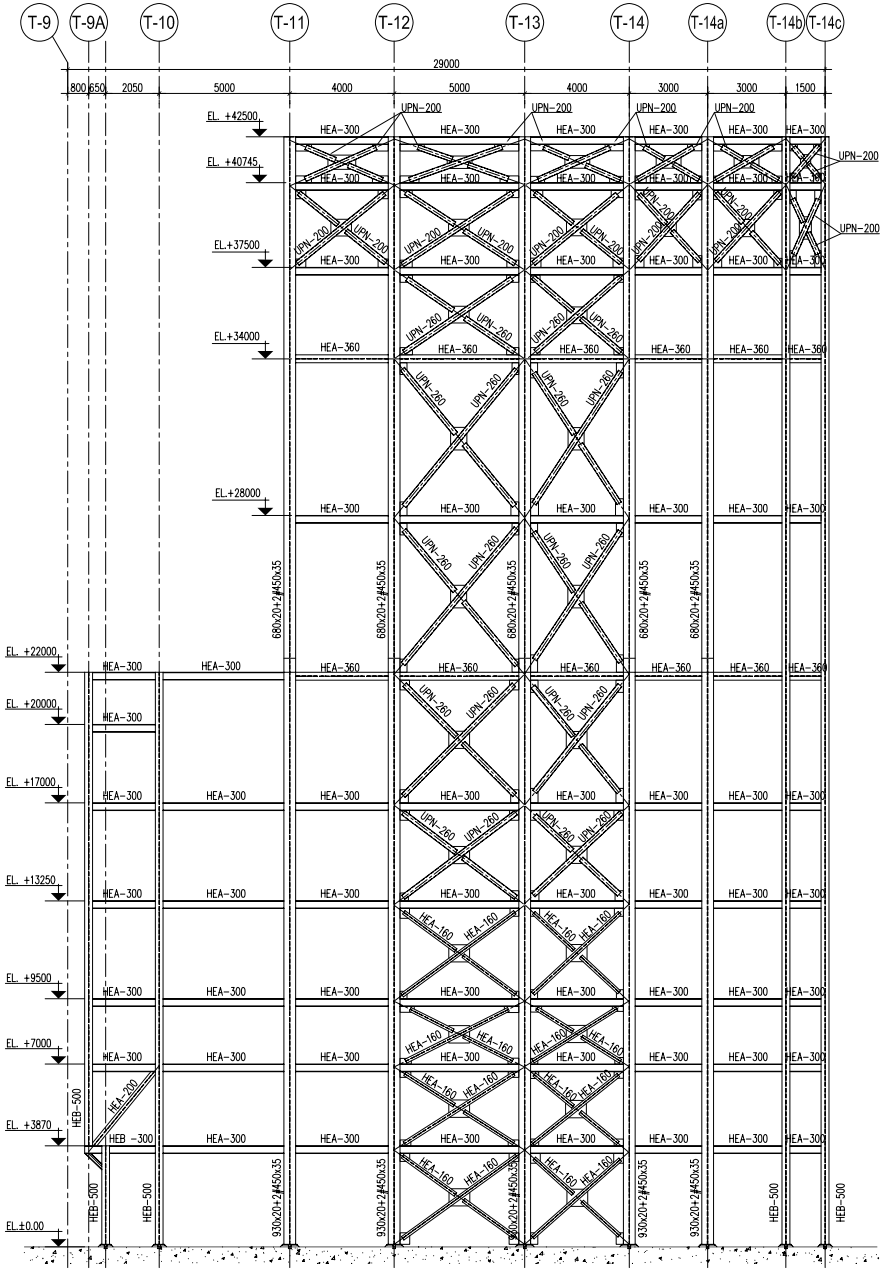


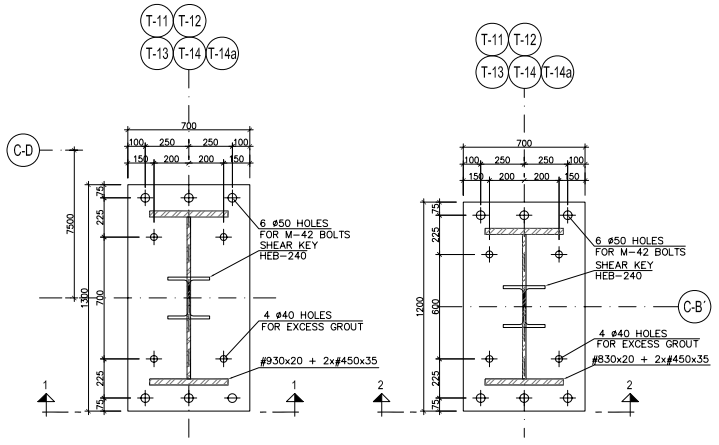
DETAIL "A"

(TYP AXIS RA, RB , CB')

N.T.S

431-11-D-C-04300-022-02


T-9
T-9A
T-10
T-11
T-12
T-13
T-14
T-14a
T-14b
T-14c
29000
800
650
2050
5000
4000
5000
4000
3000
3000
1500
EL. +42500
EL. +40745
EL.+37500
EL.+34000
EL.+28000
EL. +22000
EL. +20000
EL. +17000
EL. +13250
EL. +9500
EL. +7000
EL. +3870
EL.±0.00
HEA-300
HEA-360
HEB-300
HEB-500
HEA-200
HEA-160
UPN-200
UPN-260
680x20+2#450x35
930x20+2#450x35

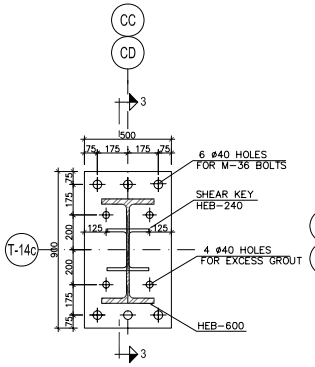


SEC.- 1

5 PLATES TYPE - I
1300x700x60

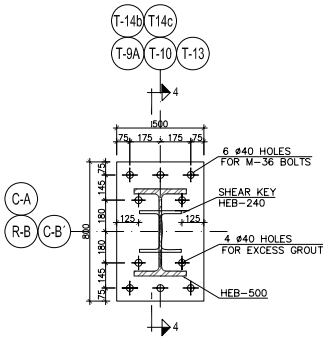
SEC.- 2

5 PLATES TYPE - II
1200x700x60



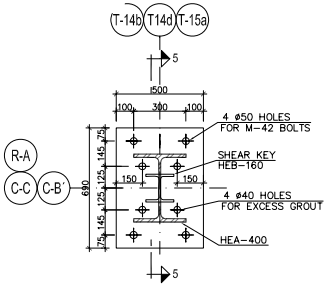
SEC.- 3

3 PLATES TYPE - III
900x500x55



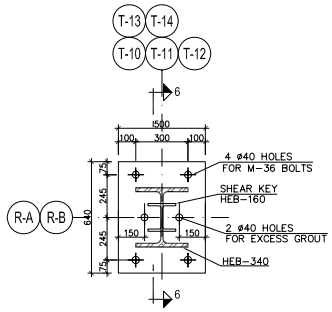
SEC.- 4

9 PLATES TYPE - IV
800x500x50



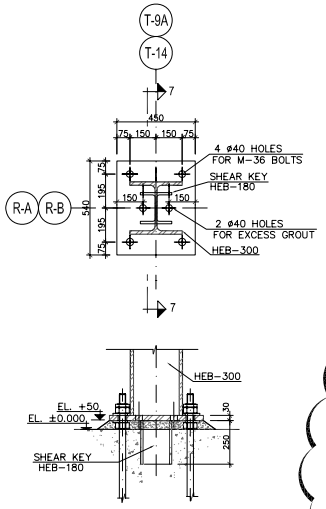
SEC.- 5

9 PLATES TYPE - V
690x500x50



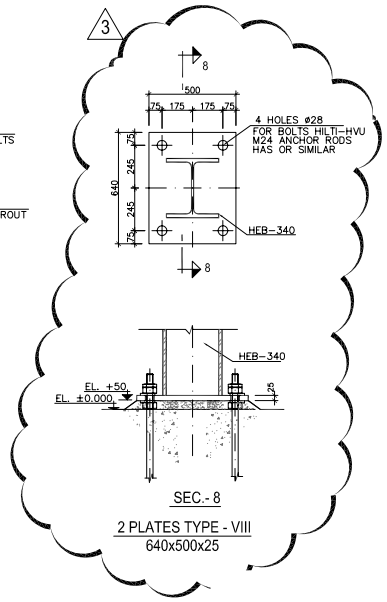
SEC.- 6

8 PLATES TYPE - VI
640x500x40



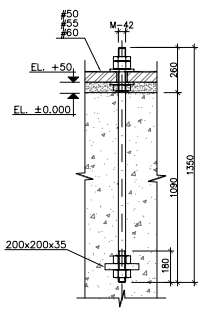
SEC.- 7

3 PLATES TYPE - VII
540x450x30

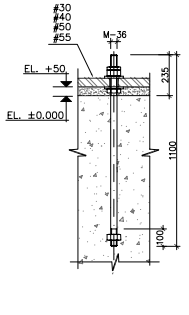


SEC.- 8

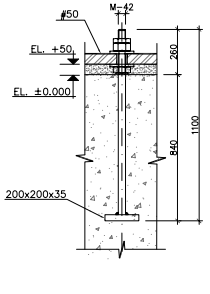
2 PLATES TYPE - VIII
640x500x25



ANCHOR BOLTS M-42
(72 UNITS) / (TYPE I, II AND
TYPE- V IN FRAMES CB AND CC)



ANCHOR BOLTS M-36
(116 UNITS) / (TYPE III - IV - VI AND VII)



ANCHOR BOLTS M-42
(24 UNITS) / (TYPE-V)
(EXCEPT THOSE IN CB AND CC)

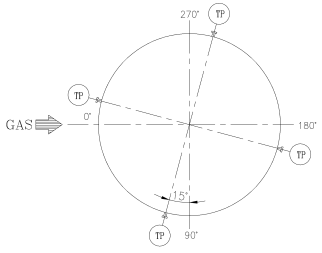
ANEXO D

PLANOS DE LA CALDERA DE RECUPERACIÓN

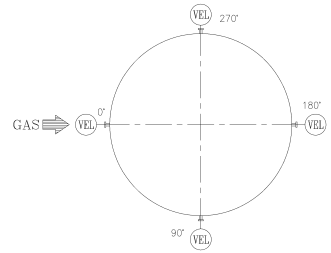
DWG. NO. T0731-HGA-A001	A	FIRST ISSUE	B	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	C	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	D	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	E	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	F	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	G	CHANGE OF KKS NUMBER	H	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION

EMISSION SAMPLING TEST PORT (EPA)
(4-6B ANSI #150 SO , RF FLANGE WITH BLIND FLANGE & CHAIN)

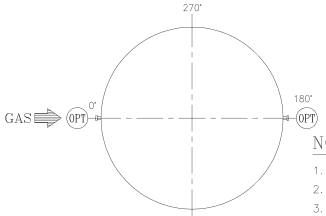
CONTINUOUS EMISSION MONITORING PORT (CEMS)
(2-4B ANSI #150 SO , RF FLANGE WITH BLIND FLANGE & CHAIN)



TEMPERATURE TEST PORT (TP)
(4-2B ANSI #150 SO , RF FLANGE WITH BLIND FLANGE & CHAIN)

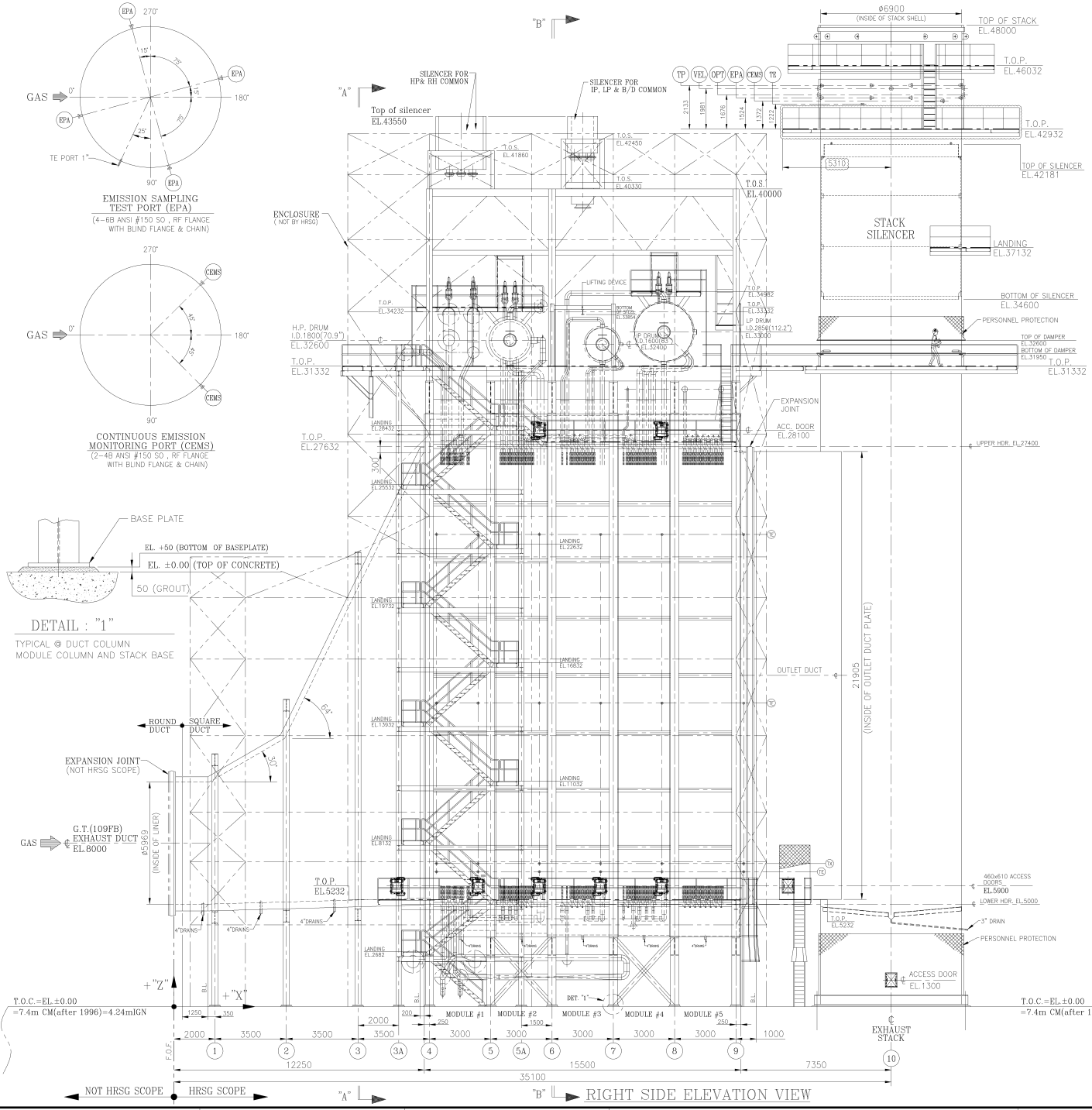


VELOCITY TEST PORT (VEL)
(4-6B ANSI #150 SO , RF FLANGE WITH BLIND FLANGE & CHAIN)



OPACITY TEST PORT (OPT)
2-3B SCH 10 304 SS PIPEX240mm Long

DETAIL : "1"
TYPICAL @ DUCT COLUMN MODULE COLUMN AND STACK BASE



RIGHT SIDE ELEVATION VIEW

NOTES :

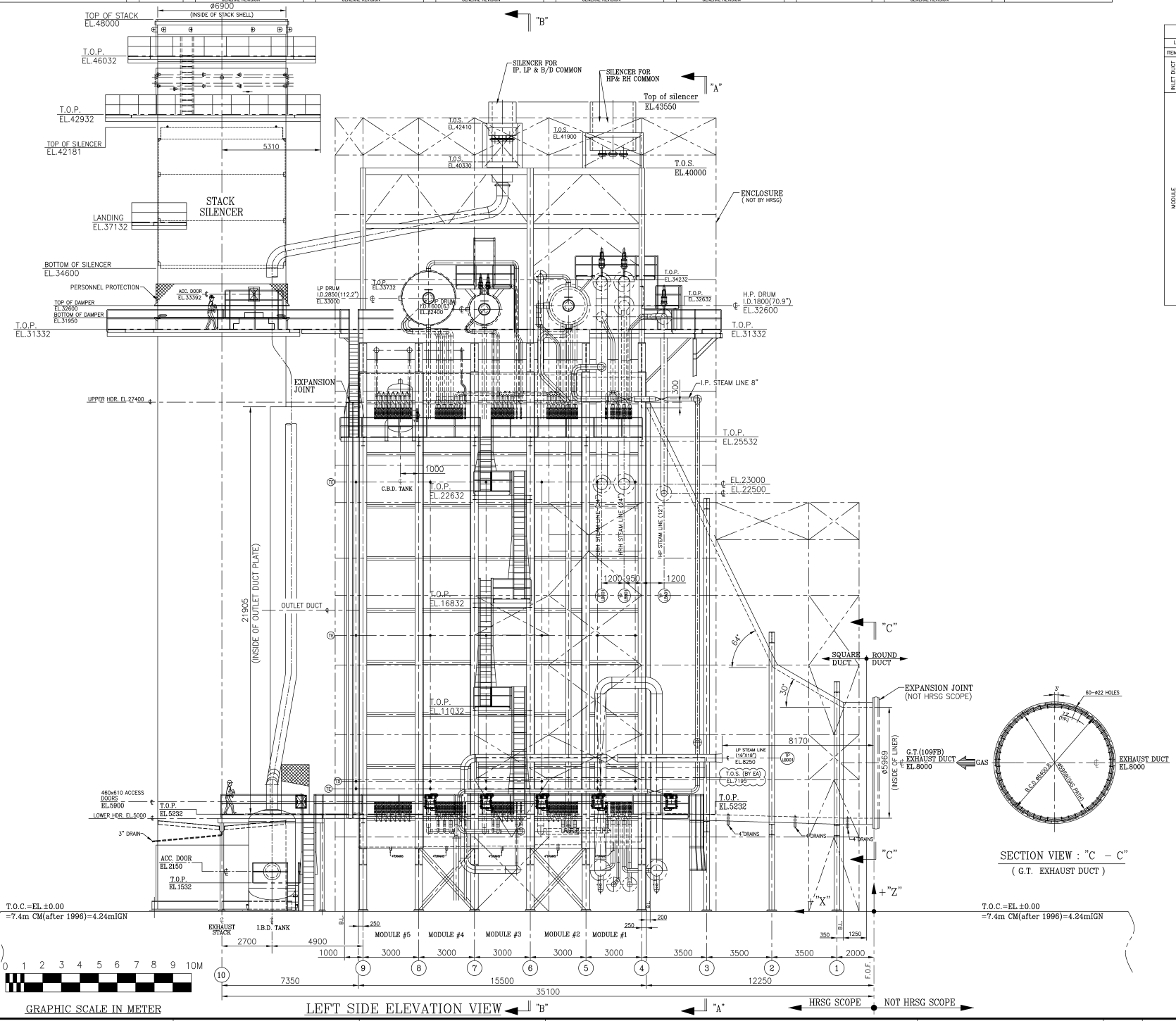
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS & ALL COORDINATES ARE
2. THIS ARRANGEMENT IS FOR INDOOR INSTALLATION.
3. EL.(±)0.0mm CORRESPOND TO TOP CONCRETE LEVEL OF HRSG.
4. T.O.P. = TOP OF PLATFORM
5. T.O.S. = TOP OF STEEL
6. F.O.F. = FACE OF FLANGE
7. B.L. = BENDING LINE
8. N.S. (R.S.) = NEAR SIDE (RIGHT SIDE)
9. F.S. (L.S.) = FAR SIDE (LEFT SIDE)
10. T.O.C. = TOP OF CONCRETE
11. T.O.G. = TOP OF GROUT
12. B.S. = BOTH SIDE

GRAPHIC SCALE IN METER
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10M

A1 (594x841mm)

KKS. NO. 7380-11-HB-MDA-D00-2170

DWG. NO. 70713I-HGA-A002	A	FIRST ISSUE	B	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	C	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	D	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	E	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	F	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	G	CHANGE OF KKS NUMBER	H	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	I	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS.



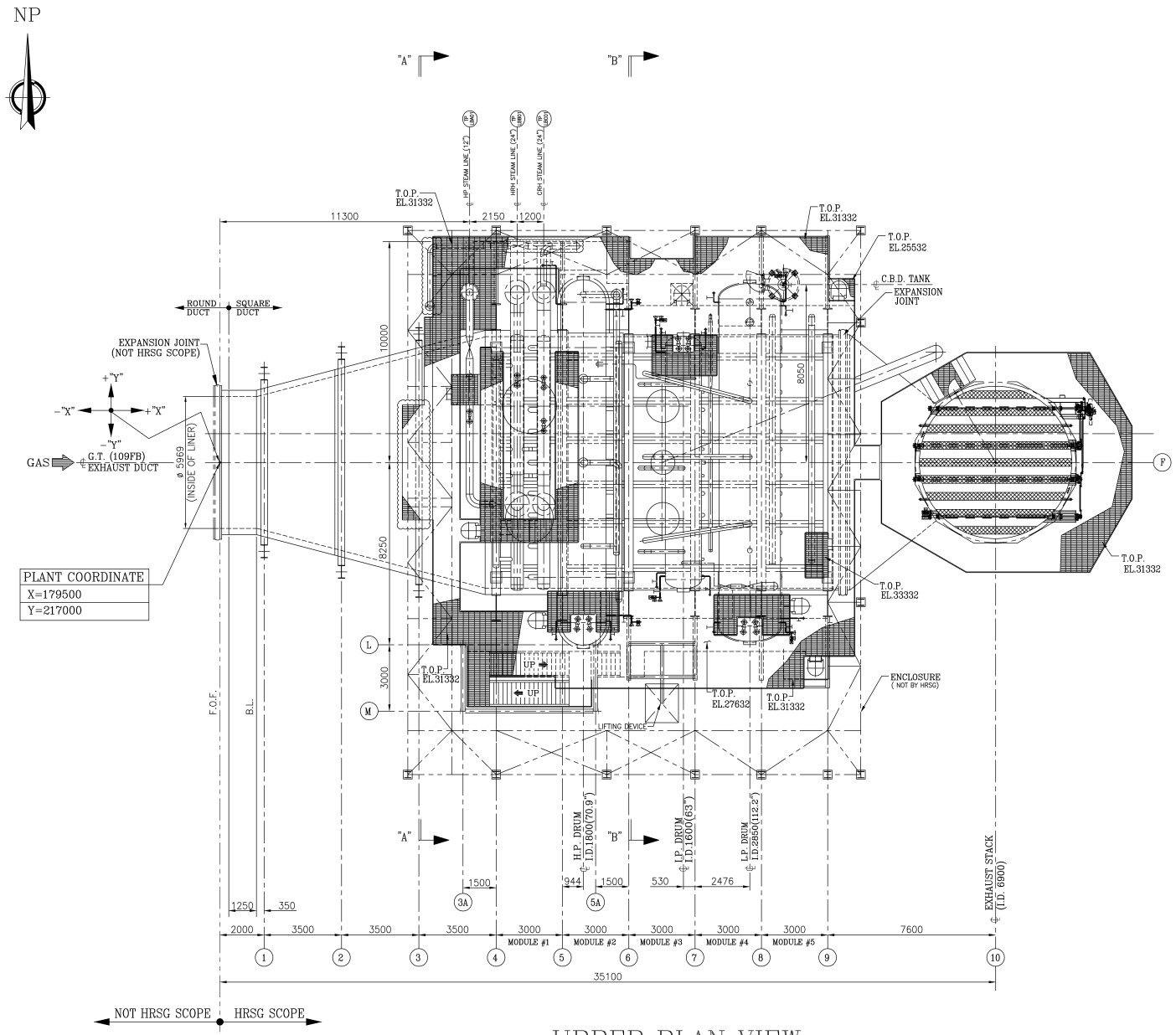
MEMBER SIZE — UNIT : mm

LOCATION ITEM	LOCATION COL. ROW	DESCRIPTION	MEMBER SIZE	REMARKS
INLET DUCT	1, 2, 3	TOP GIRDER	H588X300X12X20	
		BOTTOM GIRDER		
		COLUMN		
MODULE	4	TOP GIRDER	BH1600X400X25X35	
		BOTTOM GIRDER	BH900X400X18X30	
		COLUMN	BH1200X400X20X35	
	5	TOP GIRDER	BH1600X400X35X55	
		BOTTOM GIRDER	BH900X400X18X30	
		COLUMN	BH1200X400X20X35	
	6	TOP GIRDER	BH1600X400X35X50	
		BOTTOM GIRDER	BH900X400X18X30	
		COLUMN	BH1200X400X20X35	
	7	TOP GIRDER	BH1600X400X35X50	
		BOTTOM GIRDER	BH900X400X18X30	
		COLUMN	BH1200X400X20X35	
	8	TOP GIRDER	BH1600X400X35X55	
		BOTTOM GIRDER	BH900X400X18X30	
		COLUMN	BH1200X400X20X35	
	9	TOP GIRDER	BH1600X400X25X35	
		BOTTOM GIRDER	BH900X400X18X30	
		COLUMN	BH1200X400X20X35	

A1 (594x841mm)

KKS. NO. 7380-11-HB-MDA-D00-2180

DWG. NO. T0713I-HGA-A003	A	FIRST ISSUE	B	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	C	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	D	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	E	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	F	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	G	CHANGE OF KKS NUMBER



UPPER PLAN VIEW

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10M

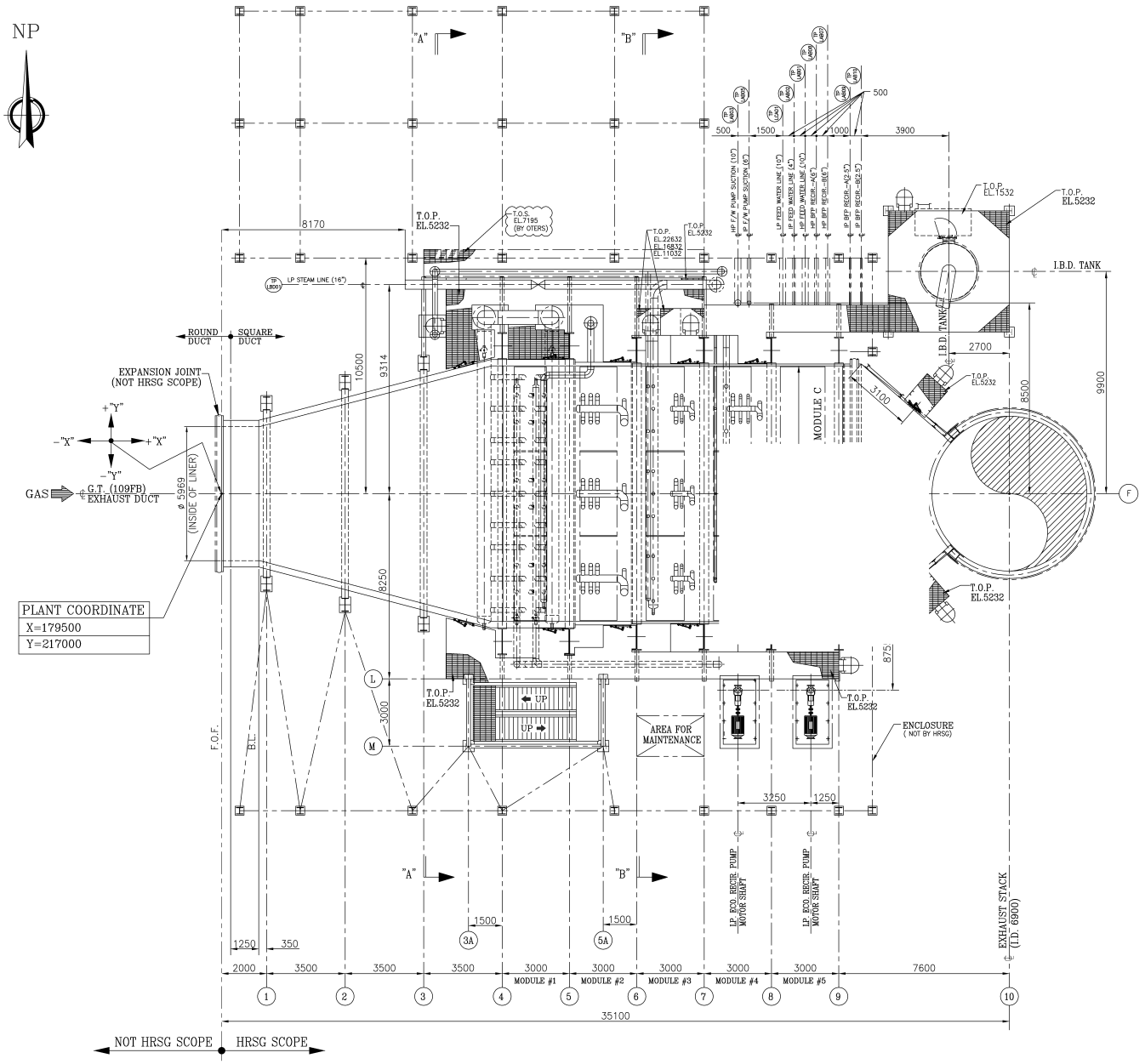
GRAPHIC SCALE IN METER

A1 (594x841mm)

KKS. NO. 7380-11-HB-MDA-D00-2190

431-11-HA-0004-0001-G

DWG. NO. T0713I-HGA-A004	A	FIRST ISSUE	B	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	C	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	D	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	E	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	F	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	G	CHANGE OF KKS NUMBER	H	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS.



LOWER PLAN VIEW

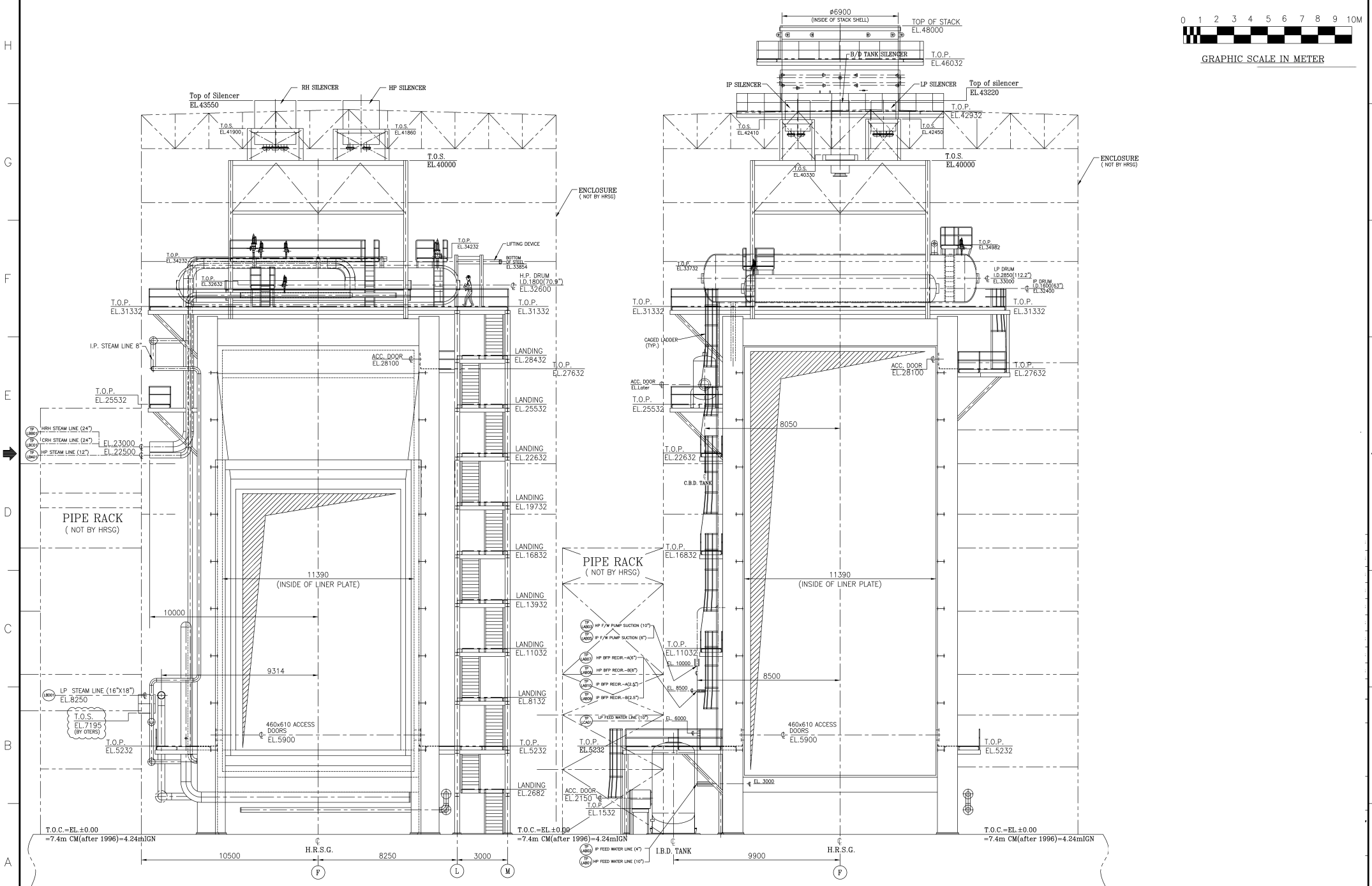
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10M

GRAPHIC SCALE IN METER

A1 (594x841mm)

KKS. NO. 7380-11-HB-MDA-D00-2200

DWG. NO. T0713I-HGA-A005	A	FIRST ISSUE	B	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	C	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	D	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	E	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	F	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	G	CHANGE OF KKS NUMBER	H	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS. GENERAL REVISION	I	REVISED BY GE COMMENTS IN THE CLOUDED AREAS.



FRONT SECTION VIEW :"A – A"

FRONT SECTION VIEW :"B – B"

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10M

GRAPHIC SCALE IN METER

A1 (594x841mm)

KKS. NO.	7	3	8	0	–	1	1	–	H	B	–	M	D	A	–	D	0	0	–	2	2	1	0

431-11-HA-0006-0001-I

LOAD TABLE FOR HRSG & STAIR TOWER

(UNIT : KN, M)

SUPPORT LOCATION	DEAD LOAD – EMPTY						DEAD LOAD – OPERA						DEAD LOAD – HYDRO						LIVE LOAD						PRESS LOAD						THERMAL LOAD						SNOW LOAD
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fz
1-G	-10.0	-10.0	-270.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-270.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-280.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	80.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	80.0	0.0	0.0	0.0	-30.0
1-E	-10.0	10.0	-270.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-270.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-280.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	80.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	80.0	0.0	0.0	0.0	-30.0
2-H	-10.0	-10.0	-300.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-300.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-320.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	50.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	30.0	0.0	0.0	0.0	-20.0
2-D	-10.0	10.0	-300.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-300.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-320.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	50.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	30.0	0.0	0.0	0.0	-20.0
3-I	-10.0	-10.0	-360.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-360.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-380.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-60.0	0.0	0.0	0.0	10.0	30.0	30.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-30.0	0.0	0.0	0.0	-20.0
3-C	-10.0	10.0	-360.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-360.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-380.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-60.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-30.0	30.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-30.0	0.0	0.0	0.0	-20.0
4-K	10.0	-20.0	-3210.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-20.0	-3360.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-20.0	-3560.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-160.0	0.0	0.0	0.0	10.0	220.0	-280.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-40.0	-120.0	0.0	0.0	0.0	-60.0
4-A	10.0	20.0	-3210.0	0.0	0.0	0.0	10.0	20.0	-3360.0	0.0	0.0	0.0	10.0	20.0	-3560.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-160.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-220.0	-280.0	0.0	0.0	0.0	10.0	40.0	-120.0	0.0	0.0	0.0	-60.0
5-K	-90.0	40.0	-3420.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	40.0	-3630.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	40.0	-3830.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-160.0	0.0	0.0	0.0	10.0	240.0	30.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-30.0	-110.0	0.0	0.0	0.0	-40.0
5-A	-90.0	-40.0	-3420.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	-40.0	-3630.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	-40.0	-3830.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-160.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-240.0	30.0	0.0	0.0	0.0	10.0	30.0	-110.0	0.0	0.0	0.0	-40.0
6-J	80.0	70.0	-3640.0	0.0	0.0	0.0	90.0	80.0	-3910.0	0.0	0.0	0.0	90.0	80.0	-4110.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-170.0	0.0	0.0	0.0	10.0	260.0	30.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-40.0	20.0	0.0	0.0	0.0	-40.0
6-B	80.0	-70.0	-3640.0	0.0	0.0	0.0	80.0	-80.0	-3910.0	0.0	0.0	0.0	90.0	-80.0	-4110.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-170.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-260.0	30.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	40.0	20.0	0.0	0.0	0.0	-40.0
7-J	-90.0	90.0	-3890.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	90.0	-4200.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	100.0	-4420.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-170.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	270.0	20.0	0.0	0.0	0.0	20.0	-40.0	100.0	0.0	0.0	0.0	-30.0
7-B	-90.0	-80.0	-3890.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	-90.0	-4200.0	0.0	0.0	0.0	-100.0	-100.0	-4420.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-170.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-270.0	20.0	0.0	0.0	0.0	20.0	40.0	100.0	0.0	0.0	0.0	-30.0
8-J	100.0	90.0	-4030.0	0.0	0.0	0.0	110.0	100.0	-4400.0	0.0	0.0	0.0	110.0	100.0	-4600.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-180.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	280.0	60.0	0.0	0.0	0.0	20.0	-50.0	90.0	0.0	0.0	0.0	-30.0
8-B	100.0	-90.0	-4030.0	0.0	0.0	0.0	110.0	-100.0	-4400.0	0.0	0.0	0.0	110.0	-100.0	-4600.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-180.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-280.0	60.0	0.0	0.0	0.0	20.0	50.0	90.0	0.0	0.0	0.0	-30.0
9-J	10.0	130.0	-3940.0	0.0	0.0	0.0	10.0	150.0	-4350.0	0.0	0.0	0.0	10.0	150.0	-4410.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-180.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	280.0	-20.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-130.0	-60.0	0.0	0.0	0.0	-20.0
9-B	10.0	-130.0	-3940.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-150.0	-4350.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-150.0	-4410.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-180.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-280.0	-20.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	130.0	-60.0	0.0	0.0	0.0	-20.0
3A-M	-10.0	-10.0	-130.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-130.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-130.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-10.0	-200.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-160.0
3A-L	-10.0	10.0	-130.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-130.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-130.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	10.0	-200.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-160.0
5A-M	10.0	-10.0	-140.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-140.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-140.0	0.0	0.0	0.0	20.0	-10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-160.0
5A-L	10.0	10.0	-140.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-140.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-140.0	0.0	0.0	0.0	20.0	10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-160.0

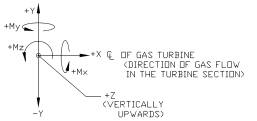
SUPPORT LOCATION	WIND LOAD IN +X DIRECTION						WIND LOAD IN –X DIRECTION						WIND LOAD IN +Y DIRECTION						WIND LOAD IN –Y DIRECTION					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1-G	20.0	-10.0	110.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	10.0	-110.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	30.0	200.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-30.0	-200.0	0.0	0.0	0.0
1-E	20.0	10.0	110.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-10.0	-110.0	0.0	0.0	0.0	10.0	30.0	-200.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-30.0	200.0	0.0	0.0	0.0
2-H	20.0	-10.0	90.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	10.0	-90.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	20.0	200.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-20.0	-200.0	0.0	0.0	0.0
2-D	20.0	10.0	90.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-10.0	-90.0	0.0	0.0	0.0	10.0	20.0	-200.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-20.0	200.0	0.0	0.0	0.0
3-I	20.0	10.0	60.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-10.0	-60.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	30.0	80.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-30.0	-80.0	0.0	0.0	0.0
3-C	20.0	-10.0	60.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	10.0	-60.0	0.0	0.0	0.0	10.0	30.0	-80.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-30.0	80.0	0.0	0.0	0.0
4-K	20.0	20.0	400.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-20.0	-400.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	250.0	1400.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-250.0	-1400.0	0.0	0.0	0.0
4-A	20.0	-20.0	400.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	20.0	-400.0	0.0	0.0	0.0	10.0	250.0	-1400.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-250.0	1400.0	0.0	0.0	0.0
5-K	200.0	-10.0	640.0	0.0	0.0	0.0	-200.0	10.0	-640.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	270.0	670.0	0.0	0.0	0.0	20.0	-270.0	-670.0	0.0	0.0	0.0
5-A	200.0	10.0	640.0	0.0	0.0	0.0	-200.0	-10.0	-640.0	0.0	0.0	0.0	20.0	270.0	-670.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-270.0	670.0	0.0	0.0	0.0
6-J	200.0	10.0	-410.0	0.0	0.0	0.0	-200.0	-10.0	410.0	0.0	0.0	0.0	-70.0	220.0	580.0	0.0	0.0	0.0	70.0	-220.0	-580.0	0.0	0.0	0.0
6-B	200.0	-10.0	-410.0	0.0	0.0	0.0	-200.0	10.0	410.0	0.0	0.0	0.0	70.0	220.0	-580.0	0.0	0.0	0.0	-70.0	-220.0	580.0	0.0	0.0	0.0
7-J	190.0	-10.0	340.0	0.0	0.0	0.0	-190.0	10.0	-340.0	0.0	0.0	0.0	10.0	200.0	310.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-200.0	-310.0	0.0	0.0	0.0
7-B	190.0	10.0	340.0	0.0	0.0	0.0	-190.0	-10.0	-340.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	200.0	-310.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-200.0	310.0	0.0	0.0	0.0
8-J	200.0	-10.0	-710.0	0.0	0.0	0.0	-200.0	10.0	710.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	180.0	130.0	0.0	0.0	0.0	20.0	-180.0	-130.0	0.0	0.0	0.0
8-B	200.0	10.0	-710.0	0.0	0.0	0.0	-200.0	-10.0	710.0	0.0	0.0	0.0	20.0	180.0	-130.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-180.0	130.0	0.0	0.0	0.0
9-J	20.0	-20.0	-520.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	20.0	520.0	0.0	0.0	0.0	10.0	100.0	-50.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-100.0	50.0	0.0	0.0	0.0
9-B	20.0	20.0	-520.0	0.0	0.0	0.0	-20.0	-20.0	520.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	100.0	50.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-100.0	-50.0	0.0	0.0	0.0
3A-M	60.0	10.0	250.0	0.0	0.0	0.0	-60.0	-10.0	-250.0	0.0	0.0	0.0	10.0	70.0	-760.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-70.0	760.0	0.0	0.0	0.0
3A-L	60.0	-10.0	250.0	0.0	0.0	0.0	-60.0	10.0	-250.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	70.0	760.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-70.0	-760.0	0.0	0.0	0.0
5A-M	60.0	-10.0	-250.0	0.0	0.0	0.0	-60.0	10.0	250.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	70.0	-760.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-70.0	760.0	0.0	0.0	0.0
5A-L	60.0	10.0	-250.0	0.0	0.0	0.0	-60.0	-10.0	250.0	0.0	0.0	0.0	10.0	70.0	760.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-70.0	-760.0	0.0	0.0	0.0

SUPPORT LOCATION	SEISMIC LOAD IN +X DIRECTION						SEISMIC LOAD IN –X DIRECTION						SEISMIC LOAD IN +Y DIRECTION						SEISMIC LOAD IN –Y DIRECTION						SEISMIC LOAD IN +Z DIRECTION						SEISMIC LOAD IN –Z DIRECTION					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1-G	10.0	10.0	370.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-370.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	430.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-430.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0
1-E	10.0	-10.0	370.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-370.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-430.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	430.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0
2-H	10.0	-10.0	310.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-310.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	390.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-390.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0
2-D	10.0	10.0	310.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-310.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-390.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	390.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0
3-I	10.0	10.0	180.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-180.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	20.0	190.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-20.0	-190.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-30.0	0.0	0.0	0.0
3-C	10.0	-10.0	180.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-180.0	0.0	0.0	0.0	10.0	20.0	-190.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-20.0	190.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-30.0	0.0	0.0	0.0
4-K	40.0	30.0	1560.0	0.0	0.0	0.0	-40.0	-30.0	-1560.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	430.0	2800.0	0.0	0.0	0.0	20.0	-430.0	-2800.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	190.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-190.0	0.0	0.0	0.0
4-A	40.0	-30.0	1560.0	0.0	0.0	0.0	-40.0	30.0	-1560.0	0.0	0.0	0.0	20.0	430.0	-2800.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-430.0	2800.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	190.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-190.0	0.0	0.0	0.0
5-K	690.0	-10.0	2190.0	0.0	0.0	0.0	-690.0	10.0	-2190.0	0.0	0.0	0.0	90.0	510.0	1750.0	0.0	0.0	0.0	-90.0	-510.0	-1750.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	200.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-200.0	0.0	0.0	0.0
5-A	690.0	10.0	2190.0	0.0	0.0	0.0	-690.0	-10.0	-2190.0	0.0	0.0	0.0	-90.0	510.0	-1750.0	0.0	0.0	0.0	90.0	-510.0	1750.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	200.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-200.0	0.0	0.0	0.0
6-J	680.0	20.0	-1400.0	0.0	0.0	0.0	-680.0	-20.0	1400.0	0.0	0.0	0.0	-30.0	490.0	1020.0	0.0	0.0	0.0	30.0	-480.0	-1020.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	220.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-220.0	0.0	0.0	0.0
6-B	680.0	-20.0	-1400.0	0.0	0.0	0.0	-680.0	20.0	1400.0	0.0	0.0	0.0	30.0	490.0	-1020.0	0.0	0.0	0.0	-30.0	-480.0	1020.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	220.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-220.0	0.0	0.0	0.0
7-J	660.0	-20.0	1170.0	0.0	0.0	0.0	-660.0	20.0	-1170.0	0.0	0.0	0.0	120.0	480.0	870.0	0.0	0.0	0.0	-120.0	-470.0	-870.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0
7-B	660.0	20.0	1170.0	0.0	0.0	0.0	-660.0	-20.0	-1170.0	0.0	0.0	0.0	-120.0	480.0	-870.0	0.0	0.0	0.0	120.0	-470.0	870.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0
8-J	690.0	-10.0	-2460.0	0.0	0.0	0.0	-690.0	10.0	2460.0	0.0	0.0	0.0	70.0	480.0	-80.0	0.0	0.0	0.0	-80.0	-480.0	80.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0
8-B	690.0	10.0	-2460.0	0.0	0.0	0.0	-690.0	-10.0	2460.0	0.0	0.0	0.0	-80.0	480.0	80.0	0.0	0.0	0.0	70.0	-480.0	-80.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0
9-J	40.0	-40.0	-1920.0	0.0	0.0	0.0	-40.0	40.0	1920.0	0.0	0.0	0.0	10.0	320.0	-440.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-320.0	440.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0
9-B	40.0	50.0	-1920.0	0.0	0.0	0.0	-40.0	-50.0	1920.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	320.0	440.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-320.0	-440.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0
3A-M	50.0	10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	-50.0	-10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0	10.0	50.0	490.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-50.0	-490.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0
3A-L	50.0	-10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	-50.0	10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	50.0	-490.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-50.0	490.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0
5A-M	50.0	-10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0	-50.0	10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	50.0	490.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-50.0	-490.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	10.0	-10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0
5A-L	50.0	10.0	-230.0	0.0	0.0	0.0	-50.0	-10.0	230.0	0.0	0.0	0.0	10.0	50.0	-490.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-50.0	490.0	0.0	0.0	0.0	-10.0	-10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	-20.0	0.0	0.0	0.0

LOAD TABLE FOR MAIN STACK

DEAD LOAD	2900 KN
LIVE LOAD	290 KN
SNOW LOAD	30 KN
WIND SHEAR LOAD	780 KN
WIND MOMENT	16410 KN-M
SEISMIC SHEAR LOAD	750 KN
SIESMIC MOMENT	25600 KN-M

STANDARD SIGN CONVENTION



2008-11-12 10:02/발전/HRSG설계팀/H113135/0설계

Copyright by DOOSAN Heavy Industries and Construction. Co.,Ltd. 두산중공업 All Rights Reserved.

431-11-HA-0037-0001