RESUMEN DE FIRMAS DEL DOCUMENTO

COLEGIADO1

LANDA CASTILLEJO JAVIER - 52447148H

Firmado digitalmente por LANDA CASTILLEJO JAVIER - 52447148H
Nombre de reconocimiento (DN): c=ES, serialNumber=IDCES-52447148H, givenName=JAVIER, sn=LANDA CASTILLEJO, cn=LANDA CASTILLEJO JAVIER - 52447148H
Fecha: 2018.08.17 11:33:23 +02'00'

COLEGIADO2

COLEGIADO3

COLEGIO

Documento firmado digitalmente el: 20/08/18 a las 08:55
por Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

COLEGIO

OTROS

OTROS

Habilitación Profesional
Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

ANEJO 01 A PROYECTO DE EJECUCIÓN

MEMORIA DE CÁLCULO DE CIMENTACIÓN Y ESTRUCTURA
PASARELA PEATONAL SOBRE LAS VÍAS DEL FERROCARRIL EN VILLAFRANCA –NAVARRA-.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

ÍNDICE ANEJO 01 MEMORIA DE CÁLCULO DE CIMENTACIÓN Y ESTRUCTURA
PASARELA PEATONAL SOBRE LAS VÍAS DEL FERROCARRIL EN VILLAFRANCA –NAVARRA-.

1. MEMORIA DESCRIPTIVA
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y DEL SISTEMA ESTRUCTURAL
1.2. PRESTACIONES DEL EDIFICIO

2. MEMORIA CONSTRUCTIVA
2.1. SUSTENTACIÓN DEL EDIFICIO
2.2. SISTEMA ESTRUCTURAL

3. CUMPIMIENTO DEL CTE (CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN)

3.1. SEGURIDAD ESTRUCTURAL (DB SE)
3.2. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (IAP-98 Y DB SE-AE)
3.3. CIMIENTOS (DB SE-C)
3.4. ACERO (DB SE-A)
3.5. CUMPIMIENTO DE LA EHE-08 (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL)
3.8. CUMPLIMIENTO DE LA NCSE-02 (NORMA SISMORESISTENTE)

4. PLAN DE INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA

ANEXO 1: DESCRIPCIÓN DEL METODO DE CÁLCULO – ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

ANEXO 2: DESCRIPCIÓN DEL METODO DE CÁLCULO – ESTRUCTURAS DE METAL

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

1.1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

El proyecto se adapta a la topografía de la parcela, proyectando una pasarela peatonal de estructura metálica. La pasarela es sustentada por dos torres de estructura mixta (Acero/hormigón).

En el interior de ambas torres alojan dos ascensores de acceso a la pasarela y por el exterior de las mismas y rodeando a las torres se proyectan dos escaleras metálicas de acceso a la pasarela.

1.1.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL:

CIMENTACIÓN:

Para el diseño y dimensionado del sistema se han seguido las recomendaciones del estudio geotécnico realizado de forma específica para el proyecto. Se adopta para el proyecto la siguiente solución:

Losas de cimentación de hormigón armado para cimentación de pilares metálicos y pantallas de hormigón "in situ" que componen las torres y los núcleos de escaleras y ascensores.

El apoyo de las zapatas se llevará hasta la zona elegida mediante un relleno de hormigón en masa HM-20 de tal forma que se asegure que ninguna zapata descarga sobre terreno blando.

De forma previa y con el fin de absorber las posibles vibraciones se implementará una capa de arena, de 30 cm de espesor, sobre la que se implementará el relleno de hormigón en masa y la losa de cimentación propiamente dicha.

El asiento de la cimentación se llevará a cabo sobre el Nivel 2 – Gravas, identificado en el estudio geotécnico, como capa que aparece a 2.00 – 2.50 metros de profundidad formada por gravas heterométricas y arenas grisáceas de compacidad alta, de tal modo que quede empotrada al menos 30 cm en el citado nivel.

Una vez realizada la excavación de las zapatas se deberá proceder continuadamente y con celeridad a la cimentación no permitiendo la variación de las características geotécnicas de los materiales por fenómenos climáticos o de otra naturaleza.

ESTRUCTURA PORTANTE Y HORIZONTAL:

La estructura se resuelve mediante dos torres formados por 4 pilares metálicos ensamblados entre ellos formando una celosía, desde ambas torres se proyectan 4 vigas en ménsula sobre las que se apoya directamente la estructura prismática que conforma la pasarela. A su vez, la estructura prismática que integra la pasarela está formada por 4 vigas metálicas ensambladas entre ellas formando también una celosía.

Los muros que revisten ambas torres serán de hormigón armado ejecutados in situ. Las dimensiones y armaduras de estos elementos se indican en los planos de proyecto.

Los muros se encofrarán a dos caras y se ejecutarán en tres fases iguales.

Las escaleras serán metálicas y se anclarán directamente a los muros de hormigón.

Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

1.2. PRESTACIONES DEL EDIFICIO

El periodo de servicio previsto del edificio es de 50 años.

En el proyecto se ha tenido en cuenta lo establecido en los documentos básicos DB-SE Bases de Cálculo, DB-SE-AE Acciones en la Edificación, DB-SE-C Cimientos, DB-SE-A Acero, DB-SE-F Fabrica, DB-SE-M Madera, así como en las normas EHE-08 Hormigón Estructural y NCSE-02 construcción sismorresistente e IAP-11; para asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, de modo que no se produzcan en el mismo o en alguna de sus partes, daños que tengan su origen o afecten a la cimentación, vigas, pilares, forjados, muros u otros elementos estructurales que comprometan directamente la resistencia mecánica, la estabilidad del edificio o que se produzcan deformaciones inadmisibles. Su justificación se realiza en el apartado 3, cumplimiento del Código Técnico de la Edificación.

No se han acordado entre promotor y proyectista prestaciones que superen los umbrales establecidos en el CTE e IAP respecto a la seguridad estructural.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

2. MEMORIA CONSTRUCTIVA

2.1. SUSTENTACIÓN DE LA PASARELA

2.1.1. ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO Y TRABAJOS PREVIOS

Para proceder a la ejecución de los pozos de cimentación se excavará hasta las cotas indicadas en los planos de cimentación, de tal modo que la cimentación se ejecute sobre el nivel 2 identificado en el estudio geotécnico y de tal modo que quede empotrada al menos 30 cm en el citado nivel.

Los movimientos de tierras previstos quedarán acotados a las zonas de implantación de las losas de cimentación. Dada la excavabilidad del terreno, alta, podrán ser ejecutados mediante retroexcavadora convencional, debiendo prestarse atención a los taludes artificiales ejecutados para la excavación, contemplándose medidas de contención y/o ejecución tendida en prevención de su potencial inestabilidad.

2.1.2. JUSTIFICACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO:

Según los datos proporcionados por el estudio geotécnico, existen dos tipos de estrato:

- **Nivel 1 – Tierra vegetal y relleno**. De 0.00 a 2.50 m. Tierra vegetal de color negro formada por un relleno de gravas, de naturaleza silícea y subangulosas, englobadas en una matriz arenosa negra, de tamaño de grano grueso. Además, este nivel presenta raíces y restos de materia vegetal en el primer metro.
- **Nivel 2 – Gravas**. De 2.00-2.50 m y en profundidad hasta 6.00 m. Aparecen unas gravas con cantos de naturaleza silícea, heterométricos y subangulosos, que se encuentran englobados en una matriz arenosa, de color gris y tamaño fino. El tamaño máximo de los cantos es de 50 cm. A partir de 4.50 m los cantos son de menor tamaño y aparece mayor cantidad de matriz arenosa.

El estudio geotécnico recomienda una cimentación superficial mediante pozos de hormigón en masa empotrados en el NIVEL 2 GRAVAS, superando la primera capa de tierra vegetal y relleno. Sobre los pozos se colocarán zapatas de hormigón armado.

2.1.2. PARÁMETROS A CONSIDERAR EN EL CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN:

El tipo de cimentación proyectado se describe en el punto 1.1.2.

Para la determinación de las características del terreno se ha realizado un estudio geotécnico que se incorpora al proyecto como anejo, cuyas conclusiones se resumen a continuación:

Estudio geotécnico realizado por: CECTECO
Camino San Marcial, 32
31500 – Tudela (Navarra)
Tfno. 948116462

Para el reconocimiento del terreno se han realizado:

- 1 sondeo mecánico a rotación con extracción continua de muestra (ASTM D-2133) hasta 6 m de profundidad (S1) en el lado de la carretera de Villafranca
- 2 pruebas de penetración dinámica superpesada, según norma UNE 103801/94, uno en el lado de la Avda. Miguel de Cervantes (P1) y otro en el lado de la carretera de Villafranca (P2).

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

Resumen parámetros geotécnicos de cálculo para cada formación:

NIVEL 1. TIERRA VEGETAL Y RELLENOS (No se recomienda como nivel de apoyo de la cimentación)

PARAMETROS GEOTÉCNICOS	
Compacidad/Consistencia	Floja
Ensayo D.P.S.H. N_{20}	Media de 3
Cohesión	C = 0.00 kg/cm^3
Rozamiento interno	(ϕ')= 25º*
Ripabilidad	Alta
Permeabilidad	$10^{-3} - 10^{-5}$ cm/s
PARAMETROS QUÍMICOS	
Sulfatos solubles	320 mgSO^{-2}_4/kg suelo. No agresivo al hormigón
Acidez Bauman Gully	<20

NIVEL 2. GRAVAS. A partir de 2.00 – 2.50 m aparece un nivel de gravas de compacidad media a alta y que servirá como nivel de cimentación.

PARAMETROS GEOTÉCNICOS	
Clasificación S.U.C.S	GM: Gravas limosas
Límites Atterberg	No plástico
Densidad aparente	2.00-2.20 gr/cm^3*
Ensayo D.P.S.H. N_{20}	Los primeros metros una media de 11, en profundidad cada vez más alto.
Ensayo S.P.T. N_{30}	De 25 a 36
Compacidad	Media a alta
Cohesión	C = 0.00 kg/cm^3
Rozamiento interno	(ϕ')= 32-38º º*
Módulo de deformación	E = 300-600 kg/cm^2
Coeficiente de balasto K_{30}	K_{30} = 10.00-15.00 kg/cm^3
Ripabilidad	Alta
Permeabilidad	$1 - 10^{-2}$ cm/s
PARAMETROS QUÍMICOS	
Sulfatos solubles	<200 mgSO^{-2}_4/kg suelo. No agresivo al hormigón
Acidez Bauman Gully	<20

*→ Valor estimado por experiencia en materiales similares analizados en zonas próximas y por correlación con fórmulas recogidas en bibliografía reconocida.

Se obtiene un valor medio de carga admisible de 1.70 kg/cm².
Como factor a tener en cuenta, a la hora de determinar la presión de diseño para el cálculo de la cimentación, se tendrán en cuenta los asientos, por lo que se tendrá en cuenta una presión admisible de 1.50 kg/cm² en el diseño.

En el momento de la realización de los ensayos, 28 de mayo de 2018, no se localizó el nivel freático durante la realización de los trabajos de campo.

La clase de exposición según el tipo de ambiente y la agresividad del terreno es IIa. Según queda indicado en el estudio geotécnico, no será necesaria la utilización de cemento resistente a sulfatos.

Durante la ejecución de la cimentación, se validarán por la Dirección Facultativa las conclusiones del informe geotécnico a fin de ajustar la cimentación proyectada en caso de no satisfacer el terreno las hipótesis de cálculo tomadas.

Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

2.2. SISTEMA ESTRUCTURAL:

2.2.1 DATOS E HIPÓTESIS DE PARTIDA:

Se consideran las acciones sobre la estructura que describe el CTE en el documento DB SE-AE, así como la IAP-11, instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

En acciones gravitatorias se diferencian el peso propio, las cargas muertas y la sobrecarga de uso. Dentro de las cargas muertas están los cerramientos, el solado y el falso techo. La sobrecarga de uso es la de pasarela peatonal.

También se tiene en cuenta la acción del viento según CTE e IAP-11.

No se consideran las acciones sísmicas puesto que Villafranca está situada en una zona con una aceleración sísmica básica inferior a 0,04g. (Según NCSE-02).

En el apartado de justificación del DB SE-AE se cuantifican las acciones consideradas en el cálculo.

2.2.2 PROGRAMA DE NECESIDADES:

El programa de necesidades es la construcción de una pasarela peatonal a base de estructura metálica que comunicará las calles Avda. Miguel de Cervantes con la Carretera de Villafranca, por encima de las vías del ferrocarril.

Se prevé la implantación de dos torres de hormigón armado en los extremos de la paserala. En el interior de estas torres quedarán alojados dos ascensores de acceso a la pasarela, uno por torre, y por el exterior de las mismas y en la envolvente de las torres se construirán escaleras metálicas de acceso a la pasarela.

2.2.3 BASES DE CALCULO Y MÉTODOS EMPLEADOS PARA TODO EL SISTEMA ESTRUCTURAL:

En el cálculo de la estructura se emplean métodos de cálculo aceptados por la normativa vigente. El procedimiento de cálculo consiste en establecer las acciones actuantes sobre la obra, definir los elementos estructurales (dimensiones transversales, alturas, luces, disposiciones, etc.) necesarios para soportar esas acciones, fijar las hipótesis de cálculo y elaborar uno o varios modelos de cálculo lo suficientemente ajustados al comportamiento real de la obra y finalmente, la obtención de los esfuerzos, tensiones y desplazamientos necesarios para la posterior comprobación de los correspondientes estados límites últimos y de servicio.

En la comprobación del estado límite último, que consiste en limitar que el efecto de las acciones exteriores ponderadas por unos coeficientes, sea inferior a la respuesta de la estructura, minorando las resistencias de los materiales.

Las hipótesis de cálculo contempladas en el análisis estructural se desarrollan en el punto 3.1.2 de este anejo correspondiente a la justificación del DB SE.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

2.2.4 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES QUE INTERVIENEN:

A) HORMIGÓN Y ACERO DE ARMAR:

CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN ARMADO			General	Elementos que varían	
				Cimentación y elementos en contacto con el terreno	Estructura hormigón visto
Hormigón:	Cemento RC-08	Tipo / Resistencia	**CEM I/ 42.5R N/mm2**		**CEM BL/ 42.5BL N/mm2**
	Agua Art. 27	Contenido máx. del ión cloruro	**3 gr./litro**		
	Áridos Art. 28	Clase	**Machacado**		
		Tamaño máx.	**20 mm**	**24 mm**	
	Consistencia Art. 31.5		**Blanda (asiento del cono 6-9 cm)**	**Plástica (asiento del cono 3-5 cm)**	
	Ambiente (clases de exposición) Tabla 8.2.2 y 8.2.3.a		**I en interior IIa en ext. Y cimentación**		
	Recubrimiento mínimo armaduras. Tablas 37.2.4.1.a/b/c		**I=15 mm**	**70 mm (sin hormigón de limpieza).**	**IIa=20 mm**
	Contenido mínimo cemento Tabla 37.3.2.a		**I=250 Kg**	**IIa=275 Kg**	**IIa=275 Kg**
	Relación máxima agua/cemento. Tabla 7.3.2.a		**I=0,65**	**IIa=0,60**	**IIa=0,60**
	Compactación		**Vibrado**		
Acero:	Tipo Acero Tabla 32.2.a Límite Elástico Tablas 32.2.a		**B 500 S 500 N/mm2**		
	Mallas electrosol. Tabla 32.3 Límite Elástico Tablas 32.3		**B 500T 500 N/mm2**		

Las características de los materiales de los forjados unidireccionales se describen en el punto 3.7.6 de este documento.

ESPECIFICACIONES DE CÁLCULO Y CONTROL DE CALIDAD

	Tipo	Coeficiente parcial de seguridad	Nivel Control de la ejecución	Forma elaboración
Hormigones	**HA-25/P/24/IIa HA-25/B/20/IIa HA-25/B/20/I**	**1,5**	**Normal**	**Central**
Acero	**B 500 S**	**1,15**	**Normal**	Instalación de ferralla
Coef. Mayorac. acciones		**C. Permanentes 1,35 C. Variables 1,5**		
control de calidad del acero	Armaduras en posesión de distintivo de calidad oficialmente reconocido según Anejo 19 (EHE-08) o Marcado CE.		Control de acero según Artículos 88.4.1 , 88.5.2 y 88.6 de la EHE-08	
Control de calidad del hormigón (cap.16 EHE-08) ESTÁDISTICO	Nº Lotes		según Tabla 86.5.4.1	
	Nº Amasadas		según Tabla 86.5.4.2	
	Nº Probetas		Dos por amasada	

La justificación de las cuantías mínimas exigibles a los elementos de hormigón armado y los recubrimientos elegidos en función de la clase de exposición se realiza en el apartado dedicado a la justificación de la EHE-08.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA VISADO: 180679
COIINA

B) ACERO DE ESTRUCTURAS METALICAS:

Los aceros empleados en este proyecto se corresponden con los indicados en la norma UNE-EN 10025: Productos laminados en caliente de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general.

Las características comunes a todos los aceros son:

-Módulo de elasticidad longitudinal (E): 210.000 N/mm²
-Módulo de elasticidad transversal o módulo de rigidez (G): 81.000 N/mm²
-Coeficiente de Poisson (v): 0.30
-Coeficiente de dilatación térmica (α): $1{,}2 \cdot 10^{-5}(°C)^{-1}$
-Densidad (δ): 78.5 kN/m³

Características de los aceros empleados

LOCALIZACION	DESIGNACION	Tensión de limite elástico f_y(N/mm²)		Tensión de rotura f_u(N/mm²)
Chapas y perfiles		$t^{(1)} \leq 16$	$16 < t^{(1)} \leq 40$	$3 \leq t \leq 100$
	S275JR	275	265	360
	S355JR	355	345	470
Tornillos, tuercas y arandelas	Clase 4.6	240		400
	Clase 10.9	900		1000
Materiales de aportación	- Características mecánicas básicas superiores a las del metal base - -Calidades de los materiales de aportación ajustados a la norma UNE-EN ISO 14555:1999 se consideran aceptables			
(1)t es el espesor nominal en mm				

Los coeficientes parciales de seguridad utilizados para la minoración de la resistencia son:

γ_{M0} = 1,05 coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.
γ_{M1} = 1,05 coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.
γ_{M2} = 1,25 coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

3. CUMPLIMIENTO DEL CTE (CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN):

Prescripciones aplicables conjuntamente con DB-SE

El DB-SE constituye la base para los Documentos Básicos siguientes y se utilizará conjuntamente con ellos:

	apartado		Procede	No procede
DB-SE	3.1	Seguridad estructural:	☒	☐
DB-SE-AE	3.2	Acciones en la edificación	☒	☐
DB-SE-C	3.3	Cimentaciones	☒	☐
DB-SE-A	3.4	Estructuras de acero	☒	☐
DB-SE-F	3.5.	Estructuras de fábrica	☐	☒
DB-SE-M	3.6	Estructuras de madera	☐	☒

Las estructuras de hormigón están reguladas por la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 y se aplica conjuntamente con el DB-SE y con el DB SE-AE.

EHE-08	3.7	Instrucción de Hormigón Estructural	☒	☐

Deberá tenerse en cuenta, además las especificaciones de la normativa de construcción sismorresistente:

NCSR	3.8	Normativa Construcción Sismorresistente	☒	☐

Se ha considerado además en el presente documento la IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

REAL DECRETO 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación.(BOE núm. 74,Martes 28 marzo 2006)

Artículo 10. Exigencias básicas de seguridad estructural (SE).

1. *El objetivo del requisito básico «Seguridad estructural» consiste en asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto.*
2. *Para satisfacer este objetivo, los edificios se proyectarán, fabricarán, construirán y mantendrán de forma que cumplan con una fiabilidad adecuada las exigencias básicas que se establecen en los apartados siguientes.*
3. *Los Documentos Básicos «DB SE Seguridad Estructural», «DB-SE-AE Acciones en la edificación», «DBSE-C Cimientos», «DB-SE-A Acero», «DB-SE-F Fábrica» y «DB-SE-M Madera», especifican parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad estructural.*
4. *Las estructuras de hormigón están reguladas por la Instrucción de Hormigón Estructural vigente.*

10.1 Exigencia básica SE 1: Resistencia y estabilidad: *la resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto.*

10.2 Exigencia básica SE 2: Aptitud al servicio*: la aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisible y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles.*

La estructura se diseña y se calcula para que cumpla las exigencias básicas de seguridad estructural (resistencia, estabilidad y aptitud al servicio) y la exigencia básica de resistencia estructural al incendio, que consiste en comprobar que la estructura portante mantiene su resistencia al fuego durante el tiempo necesario para que puedan cumplirse el resto de las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio.

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

3.1. Seguridad estructural (DB SE)

3.1.1. Análisis estructural y dimensionado

La estructura se ha analizado y dimensionado frente a los estados límite, que son aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

Se ha verificado que para las diferentes situaciones de dimensionado (persistentes, transitorias y extraordinarias) no se han sobrepasado los estados límite.

SE 1. RESISTENCIA Y ESTABILIDAD (Estados límite últimos):

La estructura se ha calculado frente a los estados límite últimos, que son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo. En general se han considerado los siguientes:

a) pérdida del equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerado como un cuerpo rígido;

b) fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales (incluidos los apoyos y la cimentación) o de sus uniones, o inestabilidad de elementos estructurales incluyendo los originados por efectos dependientes del tiempo (corrosión, fatiga).

Las verificaciones de los estados límite últimos que aseguran la capacidad portante de la estructura, establecidas en el DB-SE 4.2, son las siguientes:

Se ha comprobado que hay suficiente *resistencia de la estructura portante*, de todos los elementos estructurales, secciones, puntos y uniones entre elementos, porque para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, se cumple la siguiente condición:

$E_d \leq R_d$ siendo:

E_d valor de cálculo del efecto de las acciones

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente

Se ha comprobado que hay suficiente *estabilidad del conjunto del edificio y de todas las partes independientes* del mismo, porque para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, se cumple la siguiente condición:

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

$E_{d,dst}$ valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

$E_{d,stb}$ valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

SE 2. APTITUD AL SERVICIO (Estados límite de servicio):

La estructura se ha calculado frente a los estados límite de servicio, que son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Los estados límite de servicio pueden ser reversibles e irreversibles. La reversibilidad se refiere a las consecuencias que excedan los límites especificados como admisibles, una vez desaparecidas las acciones que las han producido. En general se han considerado los siguientes:

a) las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones;

b) las vibraciones que causen una falta de confort de las personas, o que afecten a la funcionalidad de la obra;

c) los daños o el deterioro que pueden afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Se han verificado en la estructura las flechas de los distintos elementos de acuerdo con lo expuesto en punto 4.3.3.1 del DB SE y el desplome local y total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de dicho documento.

Para el cálculo de las flechas en los elementos flectados, vigas y forjados, se tienen en cuenta tanto las deformaciones instantáneas como las diferidas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma.

En la obtención de los valores de las flechas se considera el proceso constructivo, las condiciones ambientales y la edad de puesta en carga, de acuerdo a unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de flecha pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas más las diferidas producidas con posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

Se establecen los siguientes límites de deformación de la estructura:

Flechas relativas para los siguientes elementos				
Tipo de flecha	Combinación	Tabiques frágiles	Tabiques ordinarios	Resto de casos
Integridad de los elementos constructivos (flecha activa)	Característica G+Q	1 / 500	1 / 400	1 / 300
Confort de usuarios (flecha instantánea)	Característica de sobrecarga Q	1 / 350	1 / 350	1 / 350
Apariencia de la obra (flecha total)	Casi permanente $G + \psi_2 Q$	1 / 300	1 / 300	1 / 300

Desplazamientos horizontales	
Local	Total
Desplome relativo a la altura entre plantas: $\delta/h < 1/250$	Desplome relativo a la altura total del edificio: $\Delta/H < 1/500$

También se ha comprobado que la frecuencia de excitación se aparta suficientemente de las frecuencias propias de la estructura.

Para asegurar que la influencia de acciones químicas, físicas o biológicas a las que esta sometido el edificio no compromete su capacidad portante, se ha empleado el método implícito que utiliza medidas preventivas (detalles constructivos, características de materiales, sistemas de protección…).

3.1.2. Modelo para el análisis estructural:

Se realiza un cálculo espacial por métodos matriciales, considerando todos los elementos que definen la estructura: zapatas, vigas de cimentación, pilares, vigas, forjados unidireccionales y losas macizas.

Se establece la compatibilidad de desplazamientos en todos los nudos, considerando seis grados de libertad y utilizando la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta (diafragma rígido), para modelar el comportamiento del forjado.

A los efectos de obtención de las distintas respuestas estructurales (solicitaciones, desplazamientos, tensiones, etc.) se supone un comportamiento lineal de los materiales, realizando por tanto un cálculo estático para acciones no sísmicas. Para la consideración de la acción sísmica se realiza un análisis modal espectral.

En las estructuras de hormigón armado, para la comprobación de las secciones en Estado Límite Último se considera un diagrama tensión-deformación del tipo elástico-plástico para las armaduras, y del tipo parábola-rectángulo para el hormigón.

Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO EMPLEADO:

Se incluye en el anexo 01 dentro de este anejo la descripción del método de cálculo empleado.

3.1.3. Combinación de acciones y coeficientes parciales de seguridad para las acciones:

A) HORMIGÓN ARMADO:

De acuerdo con las acciones determinadas en función de su origen, y teniendo en cuenta tanto si el efecto de las mismas es favorable o desfavorable, así como los coeficientes de ponderación se realizará el cálculo de las combinaciones posibles del modo siguiente:

E.L.U. DE ROTURA. HORMIGÓN EN ESTRUCTURA: EHE-08/CTE

- **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_{Q1}\Psi_{p1}Q_{k1}+\sum_{i>1}\gamma_{Qi}\Psi_{ai}Q_{ki}$$

- **Situaciones sísmicas**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_{A}A_{E}+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}\Psi_{ai}Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.50	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

E.L.U. DE ROTURA. HORMIGÓN EN CIMENTACIONES: EHE-08/CTE

- **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_{Q1}\Psi_{p1}Q_{k1}+\sum_{i>1}\gamma_{Qi}\Psi_{ai}Q_{ki}$$

- **Situaciones sísmicas**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_{A}A_{E}+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}\Psi_{ai}Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.60	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

B) E.L.U. de rotura. Acero conformado y laminado: CTE DB-SE A

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_{Q1}\Psi_{p1}Q_{k1}+\sum_{i>1}\gamma_{Qi}\Psi_{ai}Q_{ki}$$

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

- **Situaciones sísmicas**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_A A_E+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}\Psi_{ai}Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento(ψ_a)
Carga permanente (G)	0.80	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.50	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p	Acompañamiento(ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

Situación 3: Accidental de incendio				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento(ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.50	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.50	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.20	0.00
Sismo (A)				

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

ACCIONES CARACTERISTICAS

Para comprobar **tensiones sobre el terreno** (tensiones en zapatas, vigas y losas de cimentación) y **desplazamientos**.

- **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- **Situaciones sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Situación 1: Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	1.00
Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)		

Situación 2: Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)	-1.00	1.00

3.2. Acciones en la edificación (DB SE-AE) e IAP-11

3.2.1 ACCIONES GRAVITATORIAS. SEGÚN CTE SE-AE e IAP-11

3.2.1.1.- PASARELA

Peso propio	7850 daN/m³
Pavimentación y forjado	400 daN/m²
Sobrecarga uso	500 daN/m²

3.2.1.2.- TORRES

Peso propio	7850 KN/m³
Pavimento	400 daN/m²
Sobrecarga uso	400 daN/m²

3.2.1.3.-ESCALERA

Peso propio	7850 daN/m³
Sobrecarga de uso	500 daN/m²

3.2.1.4.- BARANDILLAS

Empuje sobre barandilla	150 daN/m²

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

3.2.1.5.-SOBRECARGAS LOCALES

-Cargas horizontales en barandillas y antepechos en áreas accesibles para vehículos: 50.00 KN repartida sobre una longitud de 1 metro.

3.2.2.-ACCIÓN DEL VIENTO SEGÚN CTE SE-AE e IAP

La acción del viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto (presión estática q_e), se obtiene en función de la geometría del edificio, la zona eólica y grado de aspereza del entorno de proyecto, y la altura sobre el punto considerado.

Altura de coronación del edificio	12.18 m
Fondo del edificio en la dirección del viento:	X=30.50 m
	Y=7.00 m
Grado de aspereza del entorno	IV
Velocidad del viento	29 m/sg
Presión dinámica	52 daN/m^2

Presión y succión estática en las direcciones X e Y según artículo 3.3 del CTE SE-AE.

3.2.3.- ACCIONES TÉRMICAS SEGÚN CTE SE-AE e IAP-11

Para la evaluación de la acción térmica se ha tenido en cuenta el artículo art. 3.4 de CTE SE-AE y además los siguientes factores:

- La forma y tamaño del edificio.
- Las temperaturas de referencia de construcción del edificio.
- Las temperaturas máxima y mínima, de verano e invierno respectivamente.
- El efecto de la radiación solar.

En este caso se proyectan juntas de dilatación generando volúmenes de longitud inferior a 40 metros, con lo que no se considera necesario estimar el efecto de las dilataciones térmicas sobre la estructura.

Acción térmica considerada SEGÚN art. 3.4 de CTE SE-AE e IAP-11

3.2.4.- NIEVE

Se ha tomado la carga de nieve sobre cubierta de 60 daN/m^2.

3.2.4.-IMPACTO DE VEHÍCULOS SEGÚN CTE SE-AE e IAP-11

Se asimilará a una fuerza estática cuya resultante se encuentra situada a la altura más desfavorable entre 0.5 y 1.5 m sobre la superficie del pavimento. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque de 0.5 m de altura por 1.5 m de anchura (o la anchura del propio elemento si es menor). El valor de la fuerza horizontal equivalente será.

- En la dirección del tráfico. 1000 kN
- En la perpendicular a la dirección del tráfico. 500 kN

Se considerará que ambas acciones no actúan de forma simultánea.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

3.2.5.-INCENDIO:

No procede.

3.3. Cimentaciones (DB SE-C)

El comportamiento de la cimentación **en relación a la capacidad portante** (resistencia y estabilidad) se ha comprobado frente a los estados límite últimos asociados con el colapso total o parcial del terreno o con el fallo estructural de la cimentación.

En general se han considerado los siguientes:

a) pérdida de la capacidad portante del terreno de apoyo de la cimentación por hundimiento, deslizamiento o vuelco;
b) pérdida de la estabilidad global del terreno en el entorno próximo a la cimentación;
c) pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural; y
d) fallos originados por efectos que dependen del tiempo (durabilidad del material de la cimentación, fatiga del terreno sometido a cargas variables repetidas).

Las verificaciones de los estados límite últimos, que aseguran la capacidad portante de la cimentación, son las siguientes:

- En la comprobación de estabilidad, el equilibrio de la cimentación (estabilidad al vuelco o estabilidad frente a la subpresión) se ha verificado, para las situaciones de dimensionado pertinentes, cumpliendo la condición:

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

$E_{d,dst}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras;

$E_{d,stb}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

- En la comprobación de resistencia, la resistencia local y global del terreno se ha verificado, para las situaciones de dimensionado pertinentes, cumpliendo la condición:

$E_d \leq R_d$ siendo:

E_d el valor de cálculo del efecto de las acciones;
R_d el valor de cálculo de la resistencia del terreno.

- La comprobación de la resistencia de la cimentación como elemento estructural se ha verificado cumpliendo que el valor de cálculo del efecto de las acciones del edificio y del terreno sobre la cimentación no supera el valor de cálculo de la resistencia de la cimentación como elemento estructural.

El comportamiento de la cimentación **en relación a la aptitud al servicio** se ha comprobado frente a los estados límite de servicio asociados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio. En general se han considerado los siguientes:

a) los movimientos excesivos de la cimentación que puedan inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que se apoya en ellos, y que aunque no lleguen a romperla afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones; límites según artículo 2.4.3 del DB C.

b) las vibraciones que al transmitirse a la estructura pueden producir falta de confort en las personas o reducir su eficacia funcional;

c) los daños o el deterioro que pueden afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

La verificación de los diferentes estados límite de servicio que aseguran la aptitud al servicio de la cimentación, es la siguiente:

El comportamiento adecuado de la cimentación se ha verificado, para las situaciones de dimensionado pertinentes, cumpliendo la condición:

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Eser ≤ Clim siendo:
Eser el efecto de las acciones;
Clim el valor límite para el mismo efecto.

Los diferentes tipos de cimentación requieren, además, las siguientes comprobaciones y criterios de verificación, relacionados más específicamente con los materiales y procedimientos de construcción empleados:

CIMENTACIONES DIRECTAS.

En el comportamiento de las cimentaciones directas se ha comprobado que el coeficiente de seguridad disponible con relación a las cargas que producirían el agotamiento de la resistencia del terreno para cualquier mecanismo posible de rotura, es adecuado. Se han considerado los estados límite últimos siguientes: a) hundimiento; b) deslizamiento; c) vuelco; d) estabilidad global; y e) capacidad estructural del cimiento; verificando las comprobaciones generales expuestas.

En el comportamiento de las cimentaciones directas se ha comprobado que las tensiones transmitidas por las cimentaciones dan lugar a deformaciones del terreno que se traducen en asientos, desplazamientos horizontales y giros de la estructura que no resultan excesivos y que no podrán originar una pérdida de la funcionalidad, producir fisuraciones, agrietamientos, u otros daños. Se han considerado los estados límite de servicio siguientes: a) los movimientos del terreno son admisibles para el edificio a construir; y b) los movimientos inducidos en el entorno no afectan a los edificios colindantes; verificando las comprobaciones generales expuestas y las comprobaciones adicionales del DB-SE-C 4.2.2.3.

DIMENSIONES Y ARMADO: Las dimensiones y armados se indican en los planos de estructura. Se han dispuesto armaduras que cumplen con las cuantías mínimas indicadas en la tabla 42.3.5 de la EHE atendiendo al elemento estructural considerado.
CONDICIONES DE EJECUCION: Sobre la superficie de excavación del terreno se debe extender una capa de hormigón de regularización lla mas solera de asiento (hormigón de limpieza) que tiene un espesor mínimo de 10cm y sirve de base a la cimentación. Esta capa podrá no colocarse siempre y cuando se tomen 2 precauciones:

- Se aumentará el canto del elemento de cimentación (losa, zapata, viga, etc.) en 5cm, manteniendo la cota de rasante de la cara superior del elemento según queda definida en los planos de proyecto.
- Los separadores o calzos de las armaduras inferiores serán de 8cm., para garantizar impedir la agresión del elemento estructural por parte del terreno.

ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO.

En las excavaciones se han tenido en cuenta las consideraciones del DB-SE-C 7.2 y en los estados límite últimos de los taludes se han considerando las configuraciones de inestabilidad que pueden resultar relevantes; en relación a los estados límite de servicio se ha comprobado que no se alcanzan en las estructuras, viales y servicios del entorno de la excavación.

En el diseño de los rellenos, en relación a la selección del material y a los procedimientos de colocación y compactación, se han tenido en cuenta las consideraciones del DB-SE-C 7.3, que se deberán seguir también durante la ejecución.

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra
Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

3.4. ACERO (DB SE-A)

3.4.1. Bases de cálculo

Para verificar el cumplimiento del apartado 3.2 del Documento Básico SE, se ha comprobado:
La estabilidad y la resistencia (estados límite últimos) y la aptitud para el servicio (estados límite de servicio):

Estados límite últimos
La determinación de la resistencia de las secciones se hace de acuerdo a lo especificado en el capítulo 6 del documento DB SE A, partiendo de las esbelteces, longitudes de pandeo y esfuerzos actuantes para todas las combinaciones definidas en la presente memoria, teniendo en cuenta la interacción de los mismos y comprobando que se cumplen los límites de resistencia establecidos para los materiales seleccionados.
Se ha comprobado además, la resistencia al fuego de los perfiles metálicos aplicando lo indicado en el Anejo D del documento DB SI.

Estados límite de servicio
Se comprueba que todas las barras cumplen, para las combinaciones de acciones establecidas en el apartado 4.3.2 del Documento Básico SE, con los límites de deformaciones, flechas y desplazamientos horizontales.

3.4.2. Durabilidad

Los perfiles de acero están protegidos de acuerdo a las condiciones de uso y ambientales y a su situación, de manera que se asegura su resistencia, estabilidad y durabilidad durante el periodo de vida útil, debiendo mantenerse de acuerdo a las instrucciones de uso y plan de mantenimiento correspondiente.
Se han considerado las estipulaciones del apartado 3 del DB-SE-A, y que se recogen en el presente proyecto en los planos de arquitectura y construcción, y en el apartado de pliego de condiciones técnicas. A tal efecto:

- Se prevé la corrosión del acero mediante una estrategia global que considere en forma jerárquica al edificio en su conjunto (situación, uso, etc.), la estructura (exposición, ventilación, etc.), los elementos (materiales, tipos de sección, etc.) y especialmente, los detalles, evitando:
- La existencia de sistemas de evacuación de aguas no accesibles para su conservación que puedan afectar a elementos estructurales.
- La formación de rincones, en nudos y en uniones a elementos no estructurales, que favorezcan el deposito de residuos o suciedad.
- El contacto directo con otros metales (el aluminio de las carpinterías de cerramiento, muros cortina, etc.)
- El contacto directo con yesos.
- En el proyecto de edificación se indicarán las protecciones adecuadas a los materiales para evitar su corrosión, de acuerdo con las condiciones ambientales internas y externas del edificio. A tal fin se utilizará la norma UNE-ENV 1090-1:1997, tanto para la definición de ambientes, como para la definición de las especificaciones a cumplir por las pinturas y barnices de protección, axial como por los correspondientes sistemas de aplicación.
- Los materiales protectores se almacenarán y utilizarán de acuerdo con las instrucciones del fabricante y su aplicación se realizará dentro del periodo de vida útil del producto y en el tiempo indicado para su aplicación, de modo que la protección quede terminada en dichos plazos.
- A los efectos de la preparación de las superficies a proteger y del uso de las herramientas adecuadas se utilizará la norma UNE-ENV 1090-1:1997
- Las superficies que no se pueden limpiar por chorreado, se someterán a un cepillado metálico que elimine la cascarilla de laminación y después se limpiarán para quitar el polvo, el aceite o grasa.

Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

- Todos los abrasivos utilizados en la limpieza y preparación de las superficies a proteger serán compatibles con los productos de protección a emplear.
- Los métodos de recubrimiento: metalización, galvanización y pintura se especificarán y ejecutarán de acuerdo con la normativa especifica al respecto y las instrucciones del fabricante. Se utilizará la norma UNE-ENV 1090-1:1997.
- Se definirán y cuidarán especialmente las superficies que deban transmitir esfuerzos por rozamiento, superficies de soldaduras y para el soldeo, superficies inaccesibles y expuestas exteriormente, superficies en contacto con el hormigón, la terminación de las superficies de aceros resistentes a la corrosión atmosférica, el sellado de los espacios en contacto con ambiente agresivo y el tratamiento de los elementos de fijación. Para todo ello se utilizará la norma UNE-ENV1090-1:1997.
- En aquellas estructuras que, como consecuencia de las consideraciones ambientales indicadas, sea necesario revisar la protección de las mismas, el proyecto prevé la inspección y mantenimiento de las protecciones, asegurando, de modo permanente los accesos y el resto de condiciones físicas necesarias para ello.

3.4.3. Análisis estructural

El análisis estructural se ha realizado con el modelo descrito en el Documento Básico SE, discretizándose las barras de acero con las propiedades geométricas obtenidas de las bibliotecas de perfiles de los fabricantes o calculadas de acuerdo a la forma y dimensiones de los perfiles.

Las secciones a efectos de dimensionamiento se clasifican de acuerdo a la tabla 5.1 del Documento Básico SE A, aplicando los métodos de cálculo descritos en la tabla 5.2 y los límites de esbeltez de las tablas 5.3, 5.4, y 5.5 del mencionado documento.

La traslacionalidad de la estructura se contempla aplicando los métodos descritos en el apartado 5.3.1.2 del Documento Básico SE A teniendo en consideración los correspondientes coeficientes de amplificación.

3.4.4. Resistencia al fuego de la estructura:

No procede

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

3.7. Cumplimiento de la instrucción de hormigón estructural EHE-08

3.7.1. Bases de cálculo:

La vida útil nominal considerada para la estructura proyectada es de 50 años.

Durante este periodo se debe satisfacer los requisitos siguientes:

- Seguridad y funcionalidad estructural: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que la estructura tenga un comportamiento mecánico inadecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, considerando la totalidad de su vida útil.

- Seguridad en caso de incendio: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de la estructura sufran daños derivados de un incendio de origen accidental.

- Higiene, salud y protección del medio ambiente: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que se provoquen impactos inadecuados sobre el medio ambiente como consecuencia de la ejecución de las obras.

Para asegurar la fiabilidad requerida a la estructura, Ésta se ha comprobado mediante cálculo frente a los estados límite últimos y de servicio que se consideran en el DB-SE y que se desarrollan en el punto 3.1 y frente al estado límite de durabilidad.

Además de las exigencias que establece el CTE en el documento DB-SE comentadas en el punto 3.1 de esta memoria, las estructuras de hormigón tienen que cumplir como exigencia de aptitud al servicio una limitación en las aberturas características de fisura según la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 y que se justifica en este apartado.

3.7.2. Bases de cálculo adicionales orientadas a la durabilidad:

La EHE-08, define un estado límite, de Durabilidad, que consiste en verificar que el tiempo necesario para que el agente agresivo produzca un ataque o degradación significativa es mayor que el valor de cálculo de la vida útil del edificio.

Para poder realizar la comprobación del estado límite de durabilidad, se define el tipo de ambiente al que está sometido cada elemento estructural, definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto. El tipo de ambiente se define según la tabla 8.2.2 (clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras) y la tabla 8.2.3.a (clases de exposición relativas a otros procesos del deterioro distintos de la corrosión).

Para que la estructura cumpla con el estado límite de durabilidad se ha seguido una estrategia que considera todos los posibles mecanismos de degradación, y se han adoptado medidas específicas en función de la agresividad a la que se encuentra sometido cada elemento.

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra
Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

3.7.2.1. Justificación de las clases de exposición consideradas para los elementos de la estructura:

Elemento estructural	Clase general de exposición	Clase específica de exposición	justificación
Cimentación y elementos estructurales en contacto con el terreno	**IIa**	**-**	Elementos enterrados o sumergidos
Estructura vista exterior	**IIa**	**-**	Exteriores en ausencia de cloruros y expuestos a lluvias (precipitación media anual superior a 600mm
Resto de estructura	**I**	**-**	Interiores de edificios no sometidos a condensaciones.

3.7.2.2. Estrategia para la durabilidad:

a) Se han seleccionado las **formas estructurales adecuadas**, de acuerdo con lo indicado en el artículo 37.2.2 de la EHE-08.

b) **Calidad** adecuada del **hormigón** de acuerdo con lo indicado en el artículo 37.2.3 de la EHE-08.

Requisitos generales:

Contenido mínimo de cemento, tabla 37.3.2.a:	-ambiente IIa = 275 kg/m3 -ambiente I = 250 kg/m3
Máxima relación a/c, tabla 37.3.2.a:	-ambiente IIa = 0,60 -ambiente I = 0,65

- Resistencia del hormigón frente a la helada para clases de exposición F según artículo 37.3.4. de la EHE-08.
- Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos según artículo 37.3.5. de la EHE-08.
- Resistencia del hormigón frente al agua de mar según artículo 37.3.6. de la EHE-08.
- Resistencia del hormigón frente a la erosión para clases de exposición E según artículo 37.3.7. de la EHE-08.
- Resistencia frente a la reactividad álcali-árido según artículo 37.3.8. de la EHE-08.

c) Espesor de **recubrimiento** adecuado para la protección de las armaduras, según art. 37.2.4.

Clase de exposición:	Tipo de cemento:	Resist. característica del hormigón:	Vida útil:	Recubrimiento mínimo:	Recubrimiento nominal:
I	CEM I	25Mpa	50	15	25
IIa	CEM I	25Mpa	50	15	25

d) Control de la **abertura máxima de fisura**, según art. 37.2.6.

Clase de exposición:	Tipo de hormigón:	Ancho de fisura:
I	Hormigón armado	0,4
I	Hormigón pretensado	0,2
IIa	Hormigón armado	0,3

Habilitación Profesional
Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

e) Disposición de protectores superficiales en el caso de ambientes muy agresivos, según art. 37.2.7.

f) Adopción de medidas de protección de las armaduras frente a la corrosión, según art. 37.4.

3.7.3. Análisis estructural:

Los coeficientes de minoración de los materiales son los correspondientes a un *control de ejecución de la estructura normal* según la tabla 15.3 de la EHE-08.

El análisis global de la estructura se realiza mediante un análisis lineal con redistribución del 15% de momentos negativos en vigas, y con el método simplificado para la redistribución de esfuerzos en forjados, según el art.4 del anejo 12 de la EHE-08.
El análisis con redistribución limitada solamente se utiliza para comprobaciones en estado límite último.

3.7.4. Cuantías geométricas:

Serán como mínimo las fijadas por la EHE-08 en la tabla 42.3.5.

3.7.5. Límites de deformación en estructuras de hormigón armado:

3.7.5.1. Limitación de las flechas en elementos flectados:

Para el cálculo de las flechas en los elementos flectados, vigas y forjados, se tendrán en cuenta tanto las deformaciones instantáneas como las diferidas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma.

Para el cálculo de las flechas se ha tenido en cuenta tanto el proceso constructivo, como las condiciones ambientales, edad de puesta en carga, de acuerdo a unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de fluencia pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas más las diferidas producidas con posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

El dimensionado se ha realizado satisfaciendo las limitaciones de flecha máxima relativa admisible que vienen en el código técnico de la edificación (art. 4.3.3.1) y que se detallan en la tabla siguiente:

En general:

Elemento	Total diferida	Activa
Jácena de apeo de muros de carga de fábrica de ladrillo	L/1000	-
Jácena de apeo de estructuras de pilares y jácenas	L/750	-
Pisos con tabiques frágiles	-	L/500
Pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	Menor de L/250 y L/500+1cm	L/400
Resto de los casos	-	L/300

Siendo L la luz del vano.

Para forjados unidireccionales:

Elemento	Total diferida	Activa
Forjados que sustentan tabiques o muros de partición o de cerramiento	Menor de L/250 y L/500+1cm	Menor de L/500 y L/1000+0,5cm

Siendo L la luz del vano, y en el caso de voladizo, 1,6 veces el vuelo.

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

3.7.5.2. Limitación de los desplazamientos horizontales:

Desplome local (relativo a la altura entre plantas)	δ /h<1/250
Desplome total (relativo a la altura total del edificio)	δ /H<1/500

3.7.5.3. Exigencias en estructuras susceptibles de experimentar vibraciones:

Las estructuras y sus elementos, en especial los que trabajan a flexión, han sido diseñados con modos propios de oscilación mayores que los que se muestran en la tabla siguiente:

Uso Estructura	Frecuencia (Hz)
Gimnasios o palacios de deporte	>8,0
Salas de fiestas o conciertos sin asientos fijos	>7,0
Salas de fiestas o conciertos con asientos fijos	>3,4

3.7.7. Resistencia al fuego de la estructura:

No procede.

4.- PLAN DE INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA:

Según el artículo 103.3 de la EHE-08 en el proyecto de todo tipo de estructuras es obligado introducir un plan de inspección y mantenimiento para definir las actuaciones a desarrollar durante toda la vida útil.

Tanto la descripción de la estructura como la clase de exposición y vida útil de la estructura que son necesarios definir en este plan se han descrito en puntos anteriores de este anejo estructural.
Los puntos críticos de inspección, la periodicidad de las inspecciones, los medios auxiliares para el acceso a las distintas zonas de la estructura y las técnicas y criterios de inspección recomendadas se desarrollan en el pliego de condiciones del proyecto.

Habilitación Profesional
Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

ANEXO 01:
DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO – ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.

A: ESTRUCTURA:

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.
Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).
La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas y no forjados en la planta.
Cuando en una misma planta existan zonas independientes, se considerará cada una de éstas como una parte distinta de cara a la indeformabilidad de esa zona, y no se tendrá en cuenta en su conjunto. Por tanto, las plantas se comportarán como planos indeformables independientes. Un pilar no conectado se considera zona independiente.
Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático, (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral), y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

A.1: Discretización de la estructura

La estructura se discretiza en elementos tipo barra, emparrillados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares. Para el caso que ocupa, la estructura de hormigón armado comprende la cimentación y las dos torres, por lo que se procede a la siguiente discretización:

- **1. Losas de cimentación:** son losas macizas flotantes cuya discretización es idéntica a las losas normales de planta, con muelles cuya constante se define a partir del coeficiente de balasto. Cada paño puede tener coeficientes diferentes.

  2. Muros de hormigón armado y muros de sótano: Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado puede ser diferente en cada planta, pudiendo disminuirse su espesor en cada planta. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. Tanto vigas como forjados y pilares se unen a las paredes del muro a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección.

Todo nudo generado corresponde con algún nodo de los triángulos.
La discretización efectuada es por elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados con seis grados de libertad cada uno y su forma es triangular, realizándose un mallado del muro en función de las dimensiones, geometría, huecos, generándose un mallado con refinamiento en zonas críticas que reduce el tamaño de los elementos en las proximidades de ángulos, bordes y singularidades.

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra
Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

A.2: REDISTRIBUCIONES CONSIDERADAS:

Coeficientes de Redistribución de Negativos. Se acepta una redistribución de momentos negativos en vigas y viguetas de hasta un 30%. Este parámetro puede ser establecido opcionalmente por el usuario, si bien se recomienda un 15% en vigas y un 25% en viguetas (valor por defecto). Esta redistribución se realiza después del cálculo.

Coeficiente de Empotramiento en última planta. De forma opcional se pueden redistribuir los momentos negativos en la unión de la cabeza del último tramo de pilar con extremo de viga; dicho valor estará comprendido entre 0 (articulado) y 1 (empotramiento), aunque se aconseja 0.3 como valor intermedio.

Se realiza una interpolación lineal entre las matrices de rigidez de barras biempotradas y empotradas-articuladas, que afecta a los términos **E I/L** de las matrices:

$$K \text{ definitiva} = \alpha \cdot K \text{ biempotradas.} + (1 - \alpha) \cdot K \text{ empot - artic.}$$

siendo □ el valor del coeficiente introducido.

Coeficiente de Empotramiento en cabeza y pie de pilar, en bordes de forjados, vigas; articulaciones en extremos de vigas. Es posible también definir un coeficiente de empotramiento de cada tramo de pilar en su cabeza y/o su pie en la unión (0 = articulado; 1 = empotrado) (valor por defecto). Los coeficientes de cabeza del último tramo de pilar se multiplican por éstos. Esta rótula plástica se considera físicamente en el punto de unión de la cabeza o pie con la viga o forjado tipo losa/reticular que acomete al nudo.

A.3: RIGIDECES CONSIDERADAS:

Para la obtención de los términos de la matriz de rigidez se consideran todos los elementos de hormigón en su sección bruta.
Para el cálculo de los términos de la matriz de rigidez de los elementos se han distinguido los valores:

EI/L: rigidez a flexión

GJ/L: rigidez torsional

EA/L: rigidez axil

y se han aplicado los coeficientes indicados en la siguiente tabla:

ELEMENTO	(EI_y)	(EI_z)	(G J)	(EA)
Pilares	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B. coef.rigidez axil
Vigas inclinadas	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B.
Vigas de hormigón y metálicas	S.B.	□	S.B. · x	□
Viguetas	$S.B./_{36}$	□	S.B. · x	□
Zuncho de borde	S.B. · 10^{-15}	□	S.B. · x	□
Apoyo y empot. en muro	S.B. · 10^{2}	□	S.B. · x	□
Pantallas y muros	S.B.	S.B.	E.P.	SB · coef.rig.axil
Losas y reticulares	S.B.	□	S.B. · x	□
Placas Aligeradas	S.B.	□	S.B. · x	□

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

S.B.: sección bruta del hormigón
□□: no se considera por la indeformabilidad relativa en planta
X: coeficiente reductor de la rigidez a torsión
E.P.: elemento finito plano

Coeficientes de Rigidez a Torsión. Existe una opción que permite definir un coeficiente reductor de la rigidez a torsión (**x**), ver tabla anterior, de los diferentes elementos. Esta opción no es aplicable a perfiles metálicos. Cuando la dimensión del elemento sea menor o igual que el valor definido para barras cortas se tomará el coeficiente definido en las opciones. Se considerará la sección bruta (S.B.) para el término de torsión **GJ**, y también cuando sea necesaria para el equilibrio de la estructura.

Coeficiente de Rigidez Axil. Se considera el acortamiento por esfuerzo axil en pilares, muros y pantallas H.A. afectado por un coeficiente de rigidez axil variable entre 1 y 99.99 para poder simular el efecto del proceso constructivo de la estructura y su influencia en los esfuerzos y desplazamiento finales. El valor aconsejable es entre 2 y 3.

A.3: MOMENTOS MINIMOS:

En las vigas también es posible cubrir un momento mínimo que sea una fracción del supuesto isostático **pl²/8**. Este momento mínimo se puede definir tanto para momentos negativos como para positivos con la forma **pl²/x**, siendo **x** un número entero mayor que 8. El valor por defecto es 0, es decir, no se aplican.

Se recomienda colocar, al menos, una armadura capaz de resistir un momento **pl²/32** en negativos, y un momento **pl²/20** en positivos. Es posible hacer estas consideraciones de momentos mínimos para toda la estructura o sólo para parte de ella, y pueden ser diferentes para cada viga. Cada norma suele indicar unos valores mínimos.
Análogamente se pueden definir unos momentos mínimos en forjados unidireccionales por paños de viguetas y para placas aligeradas. Se pueden definir para toda la obra o para paños individuales y/o valores diferentes. Un valor de 1/2 del momento isostático (**= pl²/16** para carga uniforme) es razonable para positivos y negativos.
Las envolventes de momentos quedarán desplazadas, de forma que cumplan con dichos momentos mínimos, aplicándose posteriormente la redistribución de negativos considerada.

A.3: COMPROBACIÓN Y DIMENSIONADO DE ELEMENTOS:

Para el dimensionado de las secciones de hormigón armado en estados límites últimos se emplean el **método de la parábola-rectángulo y el diagrama rectangular**, con los diagramas tensión-deformación del hormigón y para cada tipo de acero, de acuerdo con la normativa vigente.
Se utilizan los límites exigidos por las cuantías mínimas y máximas indicadas por las normas, tanto geométricas como mecánicas, así como las disposiciones indicadas referentes a número mínimo de redondos, diámetros mínimos y separaciones mínimas y máximas.

Pilares, Pantallas y muros de hormigón armado

Pilares. El dimensionado de pilares de hormigón se realiza en flexión-compresión esviada. A partir de la tabla de armado seleccionada para la obra, se comprueban de forma secuencial creciente de cuantía los armados definidos, que pueden ser simétricos a dos caras, a cuatro o en un porcentaje de diferencia, se comprueba si todas las combinaciones posibles cumplen dicho armado en función de los esfuerzos. Se establece la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones y se comprueba que con dicho armado no se superan las tensiones del hormigón y del acero ni sus límites de deformación, ya que la posición de las armaduras es conocida por la tabla.
Se considera la excentricidad mínima o accidental, así como la excentricidad adicional de pandeo según la norma, limitando el valor de la esbeltez mecánica λ, de acuerdo a lo indicado en la norma

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Pantallas y muros de hormigón armado. Conocido el estado tensional, una vez calculados los esfuerzos y para cada combinación, se comprueban en cada cara de armado tanto en vertical como en horizontal las tensiones y deformaciones del hormigón y del acero para la armadura dispuesta en las tablas, aumentándose de forma secuencial hasta que algún armado cumpla para todas las combinaciones. Asimismo se comprueba en el sentido transversal, calculándose el refuerzo si es necesario. Este proceso se repite para cada uno de los lados de la pantalla o muro.
De acuerdo con la norma de aplicación se realizan las comprobaciones de cuantías mínimas y máximas, separaciones mínimas y máximas, así como las comprobaciones dimensionales de los lados (el ancho de un lado es superior a cinco veces su espesor.
Se comprueban los límites de esbeltez en pantallas para cada lado, no verificándose para muros.

Muros de Fábrica. Se comprueban los límites de tensión en compresión y en tracción (10% de la compresión) con un factor de cumplimiento del 80%.
Recuerde que la hipótesis de diafragma rígido a nivel de planta coarta deformaciones y produce esfuerzos de pico, que a veces son poco representativos, conduciendo a un armado elevado, de ahí la utilidad del factor de cumplimiento, para permitir que unas zonas no penalicen el armado del resto del muro, supuesto un armado común por planta.

Forjados de Losa Maciza

Armadura Base. De forma opcional se puede definir una armadura base superior e inferior, longitudinal y transversal, que pueden ser diferentes, definibles y modificables según una tabla de armado. Esta armadura será colaborante siempre si se define. Es posible aumentarla, si por el cálculo es preciso, a flexión, ya sea por trabajo como armadura comprimida o por el cumplimiento de unos mínimos de cuantías especificadas en **Opciones**.
Armadura Longitudinal de Refuerzo. En cada nudo de la malla se conocen los momentos flectores en dos direcciones y el momento torsor. En general, las direcciones principales de la losa no coinciden con las direcciones de armado impuestas para la misma. Aplicando el método de **Wood**, internacionalmente conocido, que considera el efecto de la torsión para obtener el momento de armado en cada dirección especificada, efectuándose un reparto transversal en cada nudo con sus adyacentes a izquierda y a derecha en una banda de un metro, sumándose en cada nudo los esfuerzos del nudo más los del reparto, a partir de los cuales se obtiene el área necesaria superior e inferior en cada dirección, que se especifica por metro de ancho al dividir por el tamaño de la malla o distancia entre nudos, para obtener un valor homogéneo y comparable en todos los nudos.
Se comprueba el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas, tanto superior, como inferior y total, así como las cuantías geométricas y mecánicas de la cara de tracción. También se comprueba que la armadura en una dirección sea un porcentaje de la otra, todo ello de acuerdo a las opciones activas.
Con todo ello se obtienen unas envolventes de cuantías y el área necesaria en cada dirección por metro de ancho y se calculan unos refuerzos longitudinales de acuerdo a las tablas de armado definidas. El punto de corte de las barras se realiza aumentando a dicha longitud la longitud neta reducida de anclaje según su posición (I ó II) y el decalaje de la ley en función del canto útil y según la normativa.
El cumplimiento de los diámetros máximos y separaciones se realiza por medio de las tablas de armado, en las que se especifican los diámetros y separaciones en función de un campo de variación de los cantos. La consideración de la torsión es opcional, aunque se aconseja que se considere siempre.

Armadura Transversal

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra
Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

A.-Punzonamiento. En superficies paralelas a los bordes de apoyo, considerando como tales a los pilares, pantallas, muros, vigas y apoyos en muros, y situada a una distancia de medio canto útil (0.5 d), se verifica el cumplimiento de la tensión límite de punzonamiento, de acuerdo a la norma. No debe olvidarse que la comprobación de punzonamiento es una comprobación de tensiones tangenciales, obteniendo el valor de las tensiones tangenciales a partir de los cortantes en los nudos próximos, interpolando linealmente en los puntos de corte del perímetro de punzonamiento.

B.-Cortante. A partir de la sección de comprobación a punzonamiento (0.5 d) y en superficies paralelas a una distancia de 0.75 d, se realiza la comprobación a cortante en toda la superficie de la losa, hasta encontrarse todas las superficies radiadas a partir de los bordes de apoyo. Si es necesario reforzar, se indica el número y el diámetro de los refuerzos a colocar con la misma tipología que lo indicado para el punzonamiento.

B: CIMENTACIONES:

En el presente apartado se indican las consideraciones generales tenidas en cuenta para la comprobación y dimensionado de los elementos de cimentación definibles bajo soportes verticales del edificio definidos 'con vinculación exterior'.

B.1: CIMENTACIONES FLOTANTES:

LOSAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN

Discretización.

- **losas:** malla de elementos tipo barra de tamaño 0.25 x 0.25 m (emparrillado con muelles en los nudos).
- **vigas:** elementos lineales tipo barra, definiendo nudos en las intersecciones con otros elementos, dividida en 14 tramos con nudos, si no intersecta con otros elementos. En los nudos, muelles.

Se considera la cimentación apoyada sobre un suelo elástico (método del coeficiente de balasto), de acuerdo al modelo de WINKLER, basado en una constante de proporcionalidad entre fuerzas y desplazamientos, cuyo valor es el coeficiente de balasto. Se recuerda que este método no puede estudiar la interacción entre cimientos próximos.

$$P = K \cdot y$$

p: tensión (T/m^2) **K:** coeficiente de balasto (T/m^3)

y: desplazamiento (m) vertical

Opciones de cálculo. Todas las opciones de cálculo, parámetros definibles, redistribución, momentos mínimos, cuantías, tablas de armado, etc., definibles para vigas y losas son de aplicación en cimentaciones flotantes.
Acciones a considerar. Sobre las vigas y losas de cimentación hay que decir que forman parte de la globalidad de la estructura, luego interaccionan entre sí con el resto de la estructura, ya que forman parte de la matriz global de rigidez de la estructura. Por tanto se pueden aplicar cargas sobre dichos elementos, al igual que cualquier viga o losa de la estructura de la que forma parte.
Materiales a emplear. Se definen de forma específica los materiales a utilizar, hormigón y acero, como un elemento más de la estructura, solamente distinguidos porque son elementos que descansan en el terreno.
Combinaciones. Los estados límites a comprobar son los correspondientes al dimensionado de elementos de hormigón armado (estados límites últimos), y a la comprobación de tensiones, equilibrio y despegue (estados límite de servicio).

Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

- **Despegue:** cuando el desplazamiento vertical en algún nudo de losa o viga de cimentación es hacia arriba se indica que existe despegue, lo cual puede suceder en una o varias combinaciones de desplazamientos. Puede suceder y a veces sucede en obras con acciones horizontales fuertes. Si esto ocurre, debe revisar la estructura, rigidizando más la base, si es posible, y aumentando las dimensiones de la cimentación en planta y/o espesor. (Se incluye un fichero de texto con valores).
- **Equilibrio:** se comprueba en vigas de cimentación. Si en la sección transversal se calcula la resultante de tensiones y queda fuera de ancho de la viga, no hay equilibrio y se emite un mensaje de error, que se incluye en los errores de vigas.
- **Tensiones:** conocidos los desplazamientos en los nudos para cada combinación, se calculan las tensiones multiplicando por el coeficiente de balasto:

$$p = K \cdot y$$

En el caso de viga de cimentación, se calcula la tensión en los bordes a partir del desplazamiento vertical, más el producto del giro de la sección por la distancia del eje introducido a cada borde. Se incluyen en un fichero de texto los puntos y la tensión de todos aquellos nudos que superan la tensión admisible definida para el terreno, y en los bordes, los que superan en un 25% la tensión admisible.

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra
Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra

ANEXO 02:
DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO – ESTRUCTURAS DE METAL

Se considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales. Las barras definidas son elementos lineales. Las cargas aplicadas en las barras se pueden establecer en cualquier dirección. Pueden ser: uniformes, triangulares, trapezoidales, puntuales, momentos e incremento de temperatura diferente en caras opuestas.
En los nudos se pueden colocar cargas puntuales, también en cualquier dirección. El tipo de nudo que se emplea es totalmente genérico, y se admiten uniones empotradas, articuladas, empotradas elásticamente, definidas mediante coeficientes de empotramiento en extremos de barra. Se puede utilizar cualquier tipo de apoyo, empotrado o articulado, o vinculando alguno de sus grados de libertad. En los apoyos en los que incide una única barra vertical (según el eje Z) permite definir una zapata aislada o un encepado de hormigón armado. Si dicha barra es metálica, permite definir una placa de anclaje metálica. Las hipótesis de carga que se pueden establecer no tienen límite en cuanto a su número. Según su origen, se podrán asignar a Peso Propio, Sobrecarga, Viento, Sismo y Nieve.

A partir de las hipótesis básicas se puede definir y calcular cualquier tipo de combinación con diferentes coeficientes de combinación. Es posible establecer varios estados límite y combinaciones diferentes:
• Hipótesis simples
• E.L.U. rotura. Hormigón
• E.L.U. rotura. Hormigón en cimentaciones
• Tensiones sobre el Terreno (Tensiones admisibles)
• Desplazamientos
• E.L.U. rotura. Acero (Laminado y armado)
• E.L.U. rotura. Acero (Conformado)
• E.L.U. rotura. Madera

Para cada estado se generan todas las combinaciones, indicando su nombre y coeficientes, según el material, uso y norma de aplicación.
A partir de la geometría y cargas que se introduzcan, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura, así como las matrices de cargas por hipótesis simples. Se obtendrá la matriz de desplazamientos de los nudos de la estructura, invirtiendo la matriz de rigidez por métodos frontales. Después de hallar los desplazamientos por hipótesis, se calculan todas las combinaciones para todos los estados, y los esfuerzos en cualquier sección a partir de los esfuerzos en los extremos de las barras y las cargas aplicadas en las mismas.

OBTENCION DE ESFUERZOS

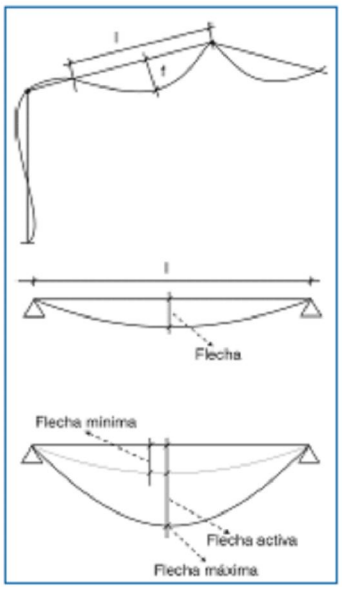
Para cada combinación empleada se obtienen los esfuerzos mayorados o ponderados, que, en general, serán:
• Axiles (en la dirección del eje x local)
• Cortantes (en la dirección de los ejes y y z locales)
• Momentos (en la dirección de los ejes y y z locales)
• Torsor (en la dirección del eje x local)
Estos esfuerzos se obtienen por hipótesis simples o por combinaciones de todos los estados considerados. Todo ello servirá para el estudio y comprobación de deformaciones y tensiones de las piezas.

COMPROBACION DE FLECHAS

Se entiende por 'flecha' la distancia máxima entre la recta de unión de los nudos extremos de una barra, y la deformada de la barra, sin tener en cuenta que los nudos extremos de la barra pueden haberse desplazado. Esta distancia se mide perpendicularmente a la barra. La 'flecha absoluta' es el valor en milímetros de la flecha, en la dirección considerada. La 'flecha relativa' se establece

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

como un cociente de la luz entre puntos de intersección de la deformada con la barra dividido por un valor a definir por el usuario, y pueden haber, además de los nudos extremos de la barra con flecha nula, algún punto o puntos intermedios, en función de la deformada. La 'flecha activa' es la máxima diferencia en valor absoluto entre la flecha máxima y la flecha mínima de todas las combinaciones definidas en el estado de desplazamientos.



Es posible establecer un límite, ya sea por un valor de la flecha máxima, de la flecha activa o de la flecha relativa respecto a cada uno de los planos xy o xz locales de la barra.

COMPROBACIONES REALIZADAS

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, se comprueban y dimensionan las barras de la estructura según criterios límite:
• Tensión o coeficiente de aprovechamiento
• Esbeltez
• Flecha
• Otras comprobaciones
Además realiza otras comprobaciones (abolladura, pandeo lateral) que hacen que el perfil sea incorrecto. Si se superan estos límites Nuevo Metal 3D permitirá que se realice un dimensionamiento, buscando en la tabla de perfiles aquella sección que cumpla todas las condiciones, en caso de que exista. Siempre que se modifique un perfil o barra, habrá cambiado la matriz de rigidez y teóricamente debe volver a calcular y comprobar las barras.

CIMENTACIONES

A efectos de cálculo se considerarán losas de hormigón armado de canto constante. De los muros de hormigón armado saldrán dos ménsulas por torre para el soporte de la pasarela metálica. Durante la ejecución de los trabajos y de forma previa a la implantación de la estructura se verificará que estos elementos cumplen las solicitaciones, debiendo ser autorizados y/o modificados en su caso por la Dirección Facultativa.
Las cargas transmitidas por los soportes, se transportan al centro de la zapata obteniendo su resultante. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

N: axil
Mx: momento x
My: momento y
Qx: cortante x
Qy: cortante y

Habilitación Profesional Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

T: torsor

Las hipótesis consideradas pueden ser: Peso propio, Sobrecarga, Viento, Nieve y Sismo.

Los estados a comprobar son:
- Tensiones sobre el terreno
- Equilibrio

PLACAS DE ANCLAJE

En la comprobación de una placa de anclaje, la hipótesis básica asumida es la de placa rígida o hipótesis de Bernouilli. Esto implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica y suficientemente rígida (espesor mínimo en función del lado).
Las comprobaciones que se deben efectuar para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos, según el elemento comprobado: hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa propiamente dicha, con sus rigidizadores, si los hubiera.
1. Comprobación sobre el hormigón. Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.
2. Comprobaciones sobre los pernos. Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axil y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. Se considera que en placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción. En caso de que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación,
los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos (se toma el modelo de viga biempotrada, con posibilidad de corrimiento relativo de los apoyos normal a la directriz: b = 1) y la traslación de esfuerzos a la cimentación (aparece flexión debida a los cortantes sobre el perfil). Se hacen tres grupos de comprobaciones en cada perno:

Tensión sobre el vástago. Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.

Comprobación del hormigón circundante. A parte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:
- Deslizamiento por pérdida de adherencia.
- Arrancamiento por el cono de rotura.
- Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).
- Pernos muy cercanos al borde de la cimentación.
- Espesor reducido de la cimentación.
- No se contempla la posibilidad de emplear pernos pasantes, ya que no se han efectuado las comprobaciones necesarias en este caso (tensiones en la otra cara del hormigón).

Aplastamiento de la placa. Se comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Navarra
Habilitación Colegiado: 1119 JAVIER LANDA CASTILLEJO Profesional
20/08 2018
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE NAVARRA
VISADO: 180679
COIINA

En Villafranca, a 14 de agosto de 2018.

JAVIER LANDA CASTILLEJO
Ingeniero Industrial
Colegiado nº 1.119 del COIIN