

ANEJO N.º 5:

DISEÑO DE NUEVAS ESTRUCTURAS

ANEXO 5: DISEÑO DE NUEVAS ESTRUCTURAS

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	4
1.1	NUEVA SALIDA DE EMERGENCIA	4
2	BASES DE CÁLCULO	6
2.1	NORMATIVAS GENERALES	6
2.2	VIDA ÚTIL NOMINAL DE LA ESTRUCTURA.....	6
2.3	EXIGENCIAS DE RESISTENCIA Y ESTABILIDAD.....	7
2.3.1	Exigencias de Aptitud al Servicio	7
2.4	MATERIALES	8
2.4.1	Hormigón.....	8
2.4.2	Acero de Refuerzo	8
2.5	ACCIONES DE CÁLCULO	9
2.5.1	Acciones Permanentes	9
2.5.1.1	De valor constante	9
2.5.2	Acciones Variables.....	9
2.5.2.1	Sobrecarga de uso.....	9
2.5.3	Acciones accidentales.....	9
	Acción sísmica	9
2.6	COMBINACIONES DE CARGAS	10
2.6.1	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU).....	11
2.6.1.1	Situaciones persistentes o transitorias:	11
2.6.1.2	Situaciones accidentales:	11
2.6.2	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	12
2.6.2.1	Combinación característica (poco probable o rara):	12
2.6.2.2	Combinación frecuente:	12

2.6.2.3	Combinación cuasipermanente:	12
2.7	CUANTÍAS.....	12
3	CUMPLIMIENTO DEL CÓDIGO TÉCNICO DE EDIFICACIÓN.....	13
3.1.1	CUMPLIMIENTO DEL DB-SE. BASES DE CÁLCULO.....	13
3.1.2	CUMPLIMIENTO DEL DB-SE-AE. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN.	14
3.1.3	CUMPLIMIENTO DEL DB-SE-C. CIMIENTOS.....	14
4	NUEVA SALIDA DE EMERGENCIA.....	17
4.1	ESCALERAS	17
4.1.1	Geometría	17
4.1.2	Acciones.....	17
4.1.3	Resultados	20
4.1.3.1	Estados Límites Últimos (ELU)	21
4.1.3.2	Estados Límite de Servicio (ELS) – Combinación característica.....	24
4.1.3.3	Estados Límite de Servicio (ELS) – Combinación cuasipermanente.....	26
4.1.3.4	Resumen.....	27
4.1.4	Dimensionamiento frente a los ELU.....	28
4.1.4.1	Flexión	28
4.1.4.2	Cortante	31
4.1.5	Verificación en ELS.....	33
4.1.6	Anclaje de la losa de escaleras.....	35
4.1.7	Cimentación arranque de escaleras	39
4.2	MURO	41
4.2.1	Definición geométrica.....	41
4.2.2	Efectos de segundo orden	41
4.2.3	Dimensionamiento del muro	41
4.2.4	Cimentación del muro	44
4.3	REFUERZOS DE FORJADOS	46
5	NUEVA CUBIERTA EN LA SALIDA DE EMERGENCIA	47
5.1	CUBIERTA EN NÚCLEO DE ESCALERAS.....	48

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

5.1.1	Geometría	48
5.1.2	Viga riostra	48
5.1.3	Muro	53
5.1.4	Losa superior	55

1 INTRODUCCIÓN

El *Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos* ha obligado a modificar accesos e itinerarios con el fin de cumplir con la normativa vigente del Código Técnico de Edificación.

Concretamente, para dar cumplimiento al Código Técnico de la Edificación en términos de evacuación, se ha tenido que diseñar una nueva salida de emergencia. Esta salida de emergencia obliga a ejecutar los huecos necesarios en el forjado de cada planta y a construir unas escaleras. Dadas las características de las obras, y que bajo ninguna hipótesis se plantea un aumento significativo de las cargas en el edificio -y por lo tanto de las cargas al terreno de cimentación- no se considera necesario ningún estudio geotécnico sobre la base del artículo 233.3 de la LCSP.

A continuación, se describe la solución de la nueva estructura y se presentan los cálculos que justifican las soluciones definidas en el proyecto.

1.1 NUEVA SALIDA DE EMERGENCIA

Desde un punto de vista de evacuación, actualmente el aparcamiento no cumple: únicamente hay un acceso accesible y las longitudes de los recorridos de evacuación son superiores a 50 metros. Para reducir las longitudes de estos recorridos y garantizar el cumplimiento de la norma, el proyecto propone la construcción de una nueva salida de emergencia.

La escalera diseñada es de hormigón armado y se plantea continua a lo largo de las 4 plantas sótano. Los huecos diseñados en el forjado de cubierta y en los forjados de la planta sótano 2 y 3 responden a criterios estrictamente estructurales. Se ha demolido el forjado definido por los casetones dejando así un espacio suficiente para la ejecución de la escalera y dejando los ábacos (sección maciza de hormigón) como punto de apoyo de los nuevos elementos. No se ha considerado conveniente reducir la superficie de estos huecos, dado que el contorno quedaría definido por los nervios de los casetones, que son vigas de canto y ancho muy reducidos. La losa maciza de los ábacos permite un mejor anclaje y una ejecución mucho menos dificultosa.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

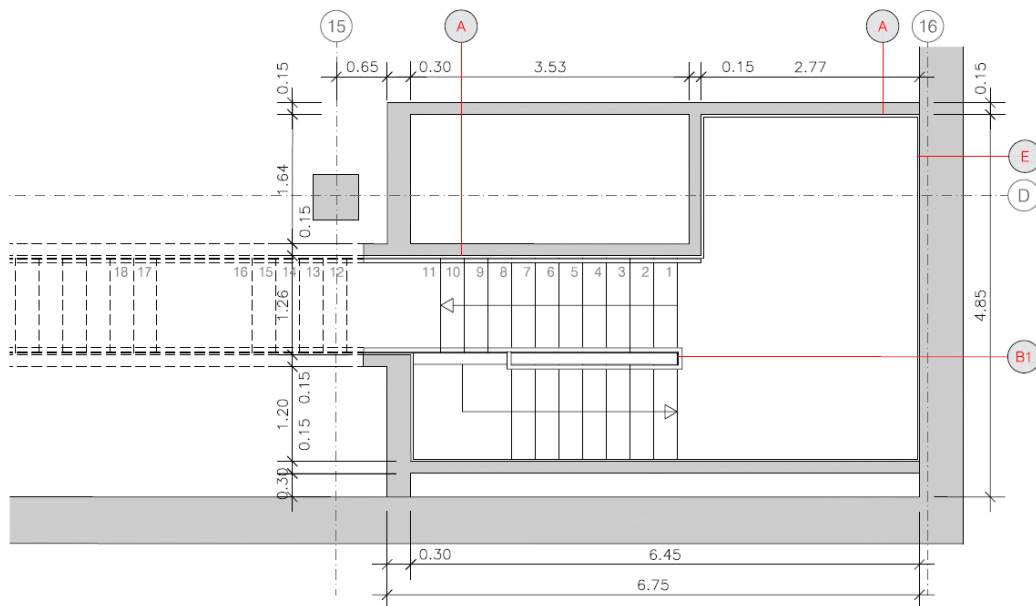


Figura 1. Diseño del nuevo acceso de peatones – Vista en planta

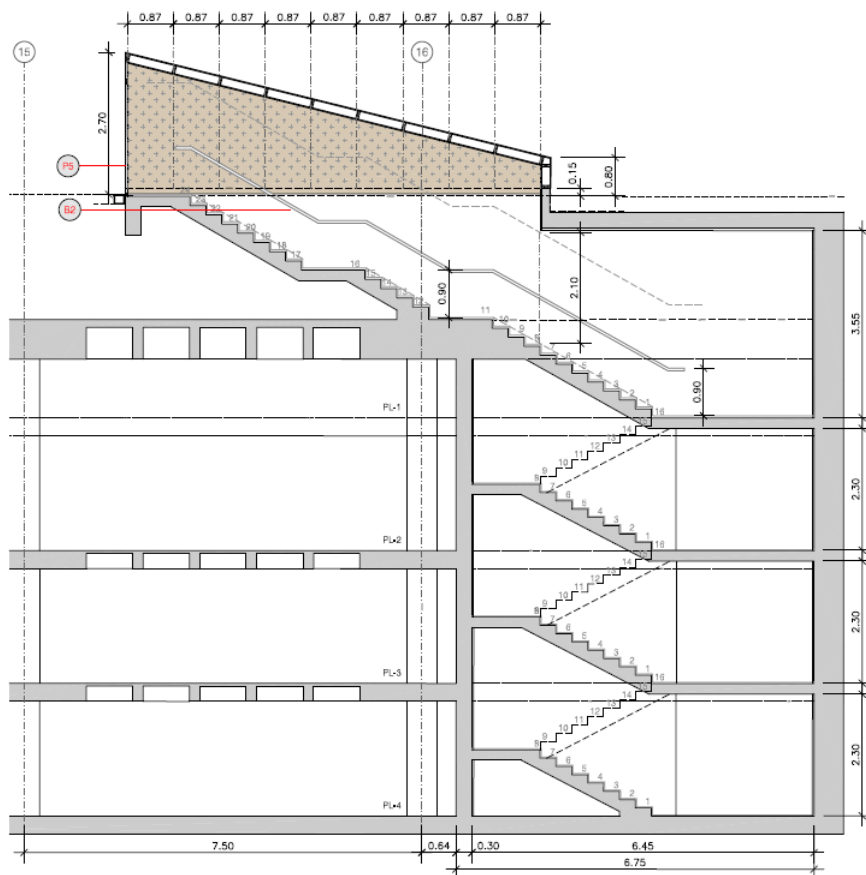


Figura 2. Sección longitudinal escaleras

2 BASES DE CÁLCULO

2.1 NORMATIVAS GENERALES

Las normas generales a emplear en el cálculo y dimensionamiento de las estructuras son las siguientes:

- Código Estructural
- EN 1990: Bases de cálculo de estructuras
- EN 1991-1-1: Acciones en estructuras. Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios
- EN 1997-1: Proyecto geotécnico. Reglas generales
- Código Técnico de la Edificación (CTE-SE) – Ministerio de Fomento
- Guía de Cimentaciones en obras de Carretera (2009) – Ministerio de Fomento
- NCSE-02 Normativa de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación. Ministerio de Fomento

2.2 VIDA ÚTIL NOMINAL DE LA ESTRUCTURA

Por la importancia de la estructura, y según el apartado 2.3 del eurocódigo de hormigón EN1990, se considera que las estructuras de este proyecto deberán proyectarse para una vida útil de 100 años.

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

Tabla nº 1. Vida útil de la estructura

2.3 EXIGENCIAS DE RESISTENCIA Y ESTABILIDAD

La resistencia y la estabilidad de la estructura serán las adecuadas para que no se generen riesgos inadmisibles como consecuencia de las acciones e influencias previsibles, tanto durante su fase de ejecución como durante su uso, manteniéndose durante su vida útil prevista.

Los procedimientos incluidos en la normativa mediante la comprobación de los **Estados Límites Últimos**, junto con el resto de criterios relativos a ejecución y control, permiten satisfacer esta exigencia.

2.3.1 Exigencias de Aptitud al Servicio

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto para la estructura, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles y no se produzcan degradaciones importantes.

Se entenderá que la estructura tiene deformaciones admisibles cuando cumpla las limitaciones de flecha establecidas por las reglamentaciones específicas que sean de aplicación. En el caso del proyecto se utilizarán las limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3 del Documento Básico “Seguridad Estructura” del Código Técnico de Edificación que requieren las siguientes limitaciones:

Flecha: $L/400$

- Desplazamientos horizontales:
 - Desplome total: $1/500$ de la altura del edificio
 - Desplome local: $1/250$ de la altura de la planta.

Además, en los elementos de hormigón y en ausencia de requisitos adicionales, las aberturas de fisura no serán superiores a las máximas aberturas de fisura que figuran en la table 7.1 del eurocódigo EN 1992-1-1. El ambiente de la estructura es clasificado según esta misma normativa, resultando para el proyecto actual en una **clase XC2**.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons	Prestressed members with bonded tendons
	Quasi-permanent load combination	Frequent load combination
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
<div>AC2</div> <div>XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3</div> <div>AC2</div>		Decompression
<p>Note 1: For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and <div>AC1</div> this limit is set to give generally acceptable appearance. In the absence <div>AC1</div> of appearance conditions this limit may be relaxed.</p> <p>Note 2: For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.</p>		

Tabla nº 2. Abertura de fisuras admisible según EN 1992-1-1

2.4 MATERIALES

2.4.1 Hormigón

A continuación, se detallan las propiedades de los hormigones que se utilizarán en el proyecto:

HORMIGÓN						
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CALIDAD	RESISTENCIA	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	RECUBRIMIENTO NOMINAL [mm]	MÁXIMA RELACIÓN a/c	CONTENIDO MIN. CEMENTO [Kg/m³]
Limpieza y Nivelación	C15/20	$f_{ck} \geq 15$ Mpa	$\gamma_c = 1.5$	-	-	150
Losas, zapatas y muros	C30/37	$f_{ck} \geq 30$ Mpa	$\gamma_c = 1.5$	35	0.6	275

Tabla nº 3. Características técnicas del hormigón

2.4.2 Acero de Refuerzo

Las barras de acero corrugado soldable a utilizar en el proyecto serán conformes con UNE-EN 10080. Los posibles diámetros nominales de las barras corrugadas serán los definidos en la serie siguiente, de acuerdo con la tabla 6 de la UNE-EN 10080:

6-8-10-12-14-16-20-25-32 y 40 mm

No será necesario el uso de acero con características especiales de ductilidad, con lo cual se utilizará en todos los elementos barras de acero **B500S**.

2.5 ACCIONES DE CÁLCULO

2.5.1 Acciones Permanentes

2.5.1.1 De valor constante

Las acciones permanentes de valor constante son el peso propio de la estructura y la carga muerta que se dispone encima de esta. El peso propio de la estructura se calculará considerando los pesos específicos siguientes:

Material	Peso específico
Hormigón	25 kN/m ³
Acero estructural	78.50 kN/m ³

Tabla nº 4. Cargas para peso propio

Asimismo, las cargas muertas corresponden a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales. Aquí se han considerado las cargas siguientes:

Elemento	Carga
Pavimento	20 kN/m ³
Barandilla anticaída	0.50 kN/m

Tabla nº 5. Cargas muertas

2.5.2 Acciones Variables

2.5.2.1 Sobrecarga de uso

Las cargas sobre las losas de escaleras se asimilarán a una sobrecarga vertical uniforme de $q_{fk}= 3 \text{ kN/m}^2$ y una carga puntual de valor $Q=3 \text{ kN}$.

2.5.3 Acciones accidentales

Acción sísmica

Según la Norma Sismorresistente NCSE-02, las obras que se incluyen en este proyecto se pueden clasificar como construcción de importancia *normal*, que son aquellas cuya

destrucción por el terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir daños económicos, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Según el artículo 1.2.3 de la NSCE-02, dichas obras deberán cumplir con todo lo especificado en la norma sismorresistente si se trata de edificaciones de importancia normal o especial y si la aceleración sísmica básica sea inferior a 0.04g.

Según el mapa de peligrosidad sísmica del apartado 2.1 de la norma, así como de los valores dados en su anejo 1, la Comunidad de Madrid tiene asignado una aceleración sísmica de cálculo inferior a 0.04g, motivo por el cual no requiere de ningún cálculo sismorresistente.

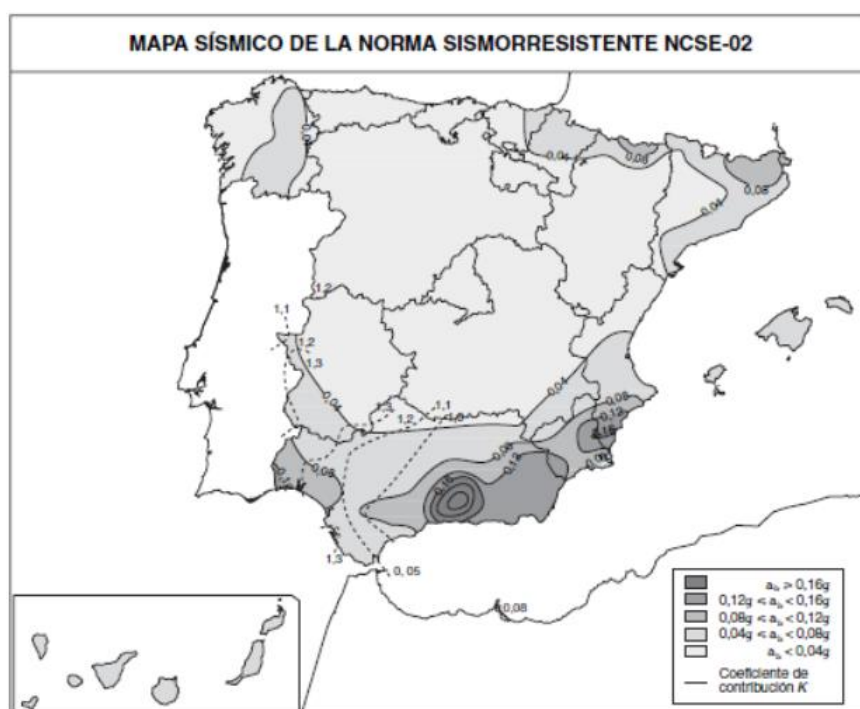


Figura 3. Mapa de peligrosidad sísmica según NSCE-02.

2.6 COMBINACIONES DE CARGAS

Las acciones anteriores se combinan teniendo en cuenta los coeficientes parciales de seguridad de acciones según lo especificado en el EN1990 para las comprobaciones del Estado Límite Último (ELU) y Estado Límite de Servicio (ELS).

Para el Estado Límite Último (ELU) las situaciones consideradas son las siguientes:

2.6.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)

2.6.1.1 Situaciones persistentes o transitorias:

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

2.6.1.2 Situaciones accidentales:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_A \cdot A_j$$

El valor de combinación $\psi_0 \cdot Q_k$ es el valor de la acción cuando actúa con alguna otra acción variable.

El valor frecuente $\psi_1 \cdot Q_k$ es el valor de la acción que es sobrepasada durante un periodo de corta duración frente a la vida útil de la estructura.

El valor cuasipermanente $\psi_2 \cdot Q_k$ es el valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura.

Los valores de estos coeficientes ψ_i son los que se adjuntan en la siguiente tabla:

ACCIONES	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carga de tráfico	0.80	0.60	0
Resto de acciones	0.60	0.50	0.2

Tabla nº 6. Valores de ψ_i

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F para los estados límites últimos son los siguientes:

ACCIÓN	SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		SITUACIÓN ACCIDENTAL	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente constante	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$

Permanente no constante	$\gamma_G^* = 1.00$	$\gamma_G^* = 1.50$	$\gamma_G^* = 1.00$	$\gamma_G^* = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 0.0$	$\gamma_Q = 1.00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

Tabla nº 7. Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F en ELU

2.6.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para el Estado Límite de Servicio (ELS) las combinaciones consideradas son:

2.6.2.1 Combinación característica (poco probable o rara):

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

2.6.2.2 Combinación frecuente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

2.6.2.3 Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Se adoptarán los coeficientes parciales de seguridad:

TIPO DE ACCIÓN	SITUACIÓN	PERSISTENTE O
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$
Permanente de valor no constante	$\gamma_G^* = 1.00$	$\gamma_G^* = 1.50$
Variable	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1.50$

Tabla nº 8. Valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_F en ELS

2.7 CUANTÍAS

Las cuantías mínimas de acero cumplen con las exigencias del capítulo 7.3.2 del Eurocódigo EN1992-1-1, así como todas las especificaciones de la sección 9 de la misma norma.

3 CUMPLIMIENTO DEL CÓDIGO TÉCNICO DE EDIFICACIÓN

Las nuevas estructuras -en adelante, *la estructura*- cumplen con los siguientes DBs:

- DB- SE : Bases de cálculo
- DB- SE-AE: Acciones en la edificación
- DB-SE-C: Cimientos

3.1.1 CUMPLIMIENTO DEL DB-SE. BASES DE CÁLCULO.

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 la estructura no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

SE 1. RESISTENCIA Y ESTABILIDAD.

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 de la estructura y de todas las partes independientes de la misma, porque para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, se cumple la siguiente condición:

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

$E_{d,dst}$ 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.

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

Las verificaciones de los estados límite de servicio, que aseguran la aptitud al servicio de la estructura, han comprobado su comportamiento adecuado en relación con las deformaciones, y el deterioro, porque se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto en el DBSE 4.3.

3.1.2 CUMPLIMIENTO DEL DB-SE-AE. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN.

Las acciones sobre la estructura para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural, capacidad portante (resistencia y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos en el DBSE se han determinado con los valores dados en el DB-SE-AE.

3.1.3 CUMPLIMIENTO DEL DB-SE-C. CIMIENTOS.

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:

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

$E_{d,dst}$ 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:

$$E_d \leq R_d, \text{ siendo}$$

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;

b) 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:

$E_{ser} \leq C_{lim}$, siendo

E_{ser} el efecto de las acciones;

C_{lim} 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; y d) capacidad estructural del cimientto; 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.

4 **NUEVA SALIDA DE EMERGENCIA**

4.1 **ESCALERAS**

4.1.1 **Geometría**

Para el dimensionamiento de las escaleras se ha realizado un modelo sencillo en 3D mediante el programa de cálculo SAP2000 de una losa con la geometría definida en los planos.

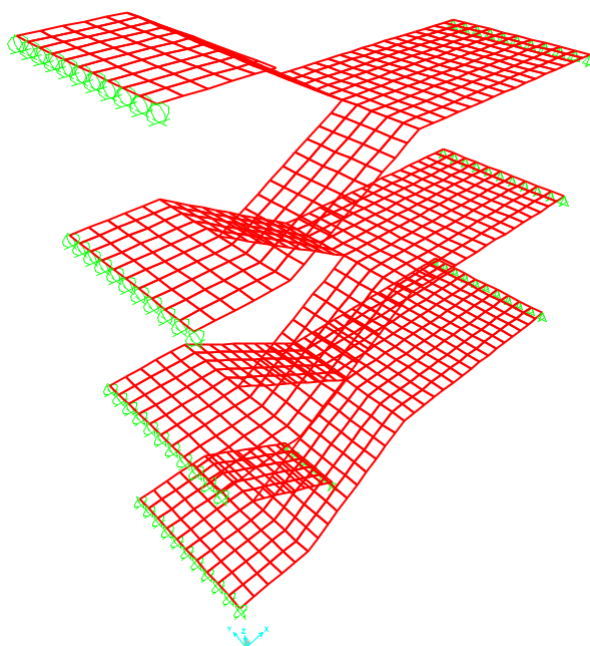


Figura 4. Modelo de las escaleras

4.1.2 **Acciones**

Tal y como se ha explicado en las bases de cálculo, las acciones son las siguientes:

- Peso propio
- Cargas muertas: peldaños y acabados de pavimento
- Sobrecarga
- Una sobrecarga sobre hastiales (simétrica y asimétrica para considerar los casos más desfavorables)

Las siguientes imágenes muestran las acciones aplicadas:

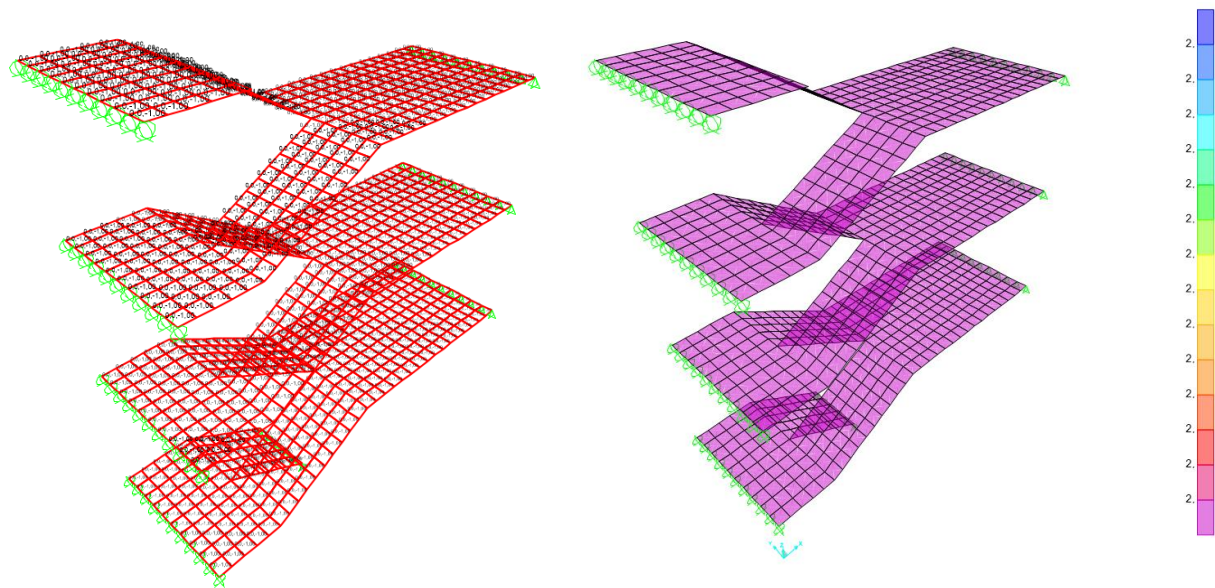
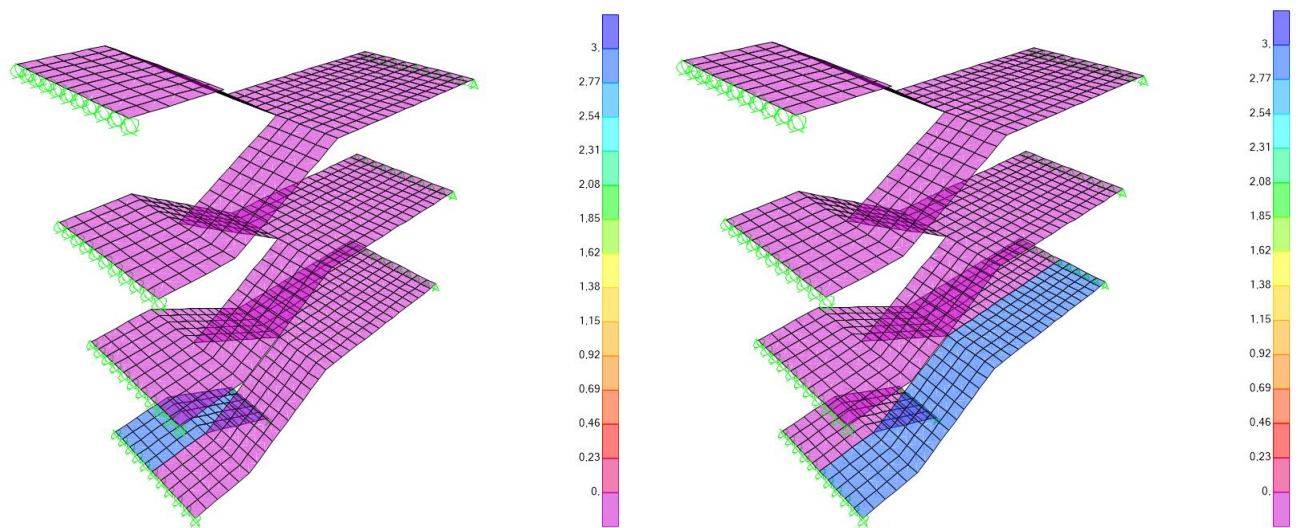


Figura 5. *Peso propio y cargas muertas ($c_m=2 \text{ kN/m}^2$)*



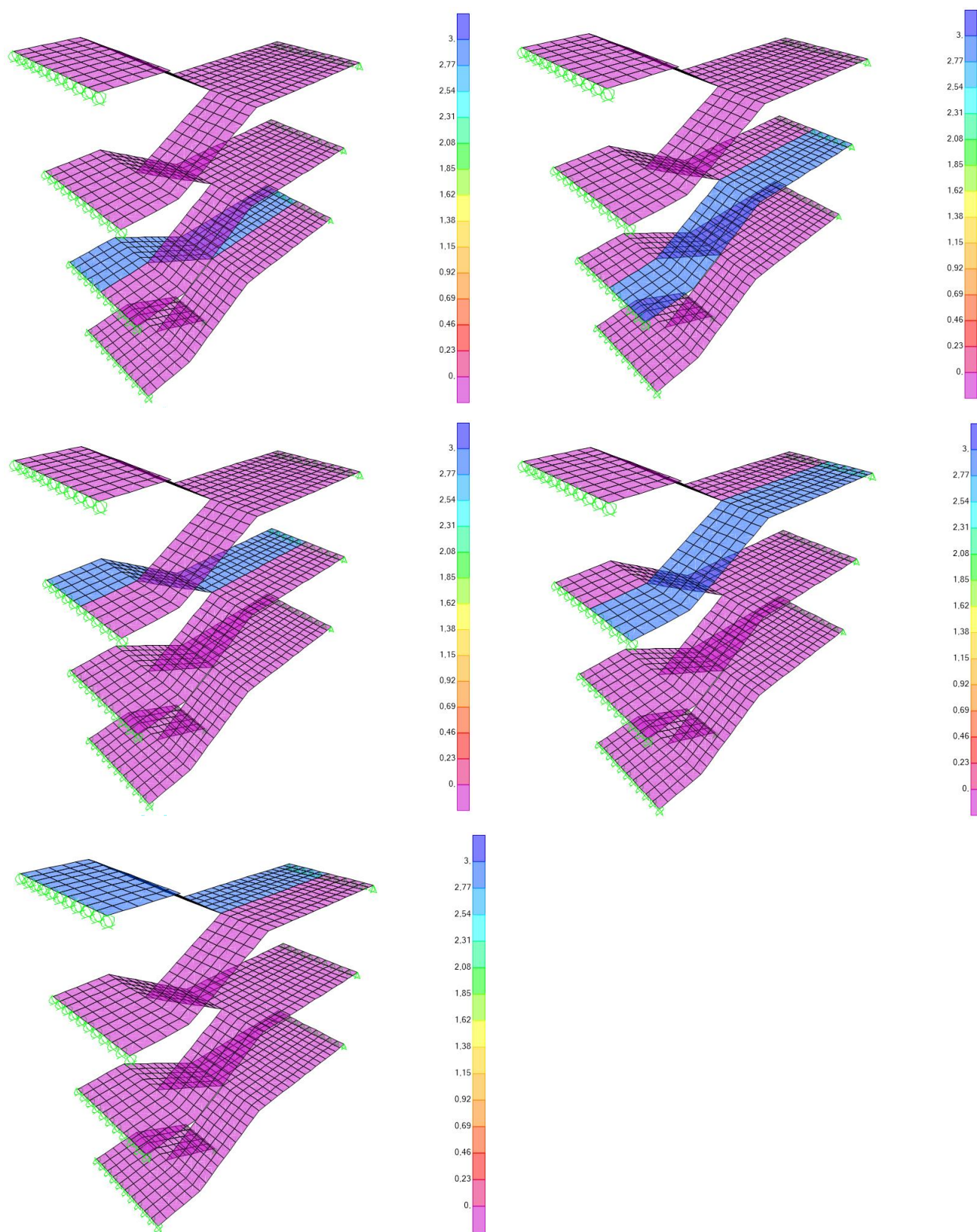


Figura 6. Sobrecarga uniforme, distribuida por tramos ($q=3 \text{ kN/m}^2$)

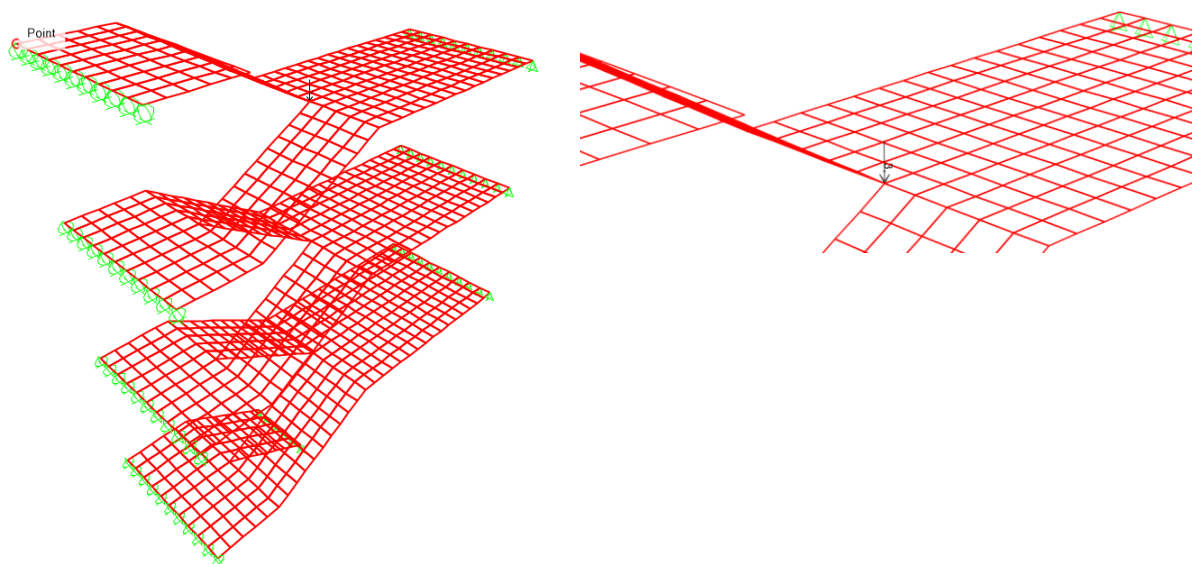


Figura 7. Sobrecarga puntual en centro luz de cada tramo ($Q=3\text{kN}$)

4.1.3 Resultados

En las siguientes figuras se muestran los diagramas de momentos flectores y esfuerzos cortantes derivados de la envolvente en Estados Límites Últimos y en Estados Límites de Servicio.

4.1.3.1 Estados Límites Últimos (ELU)

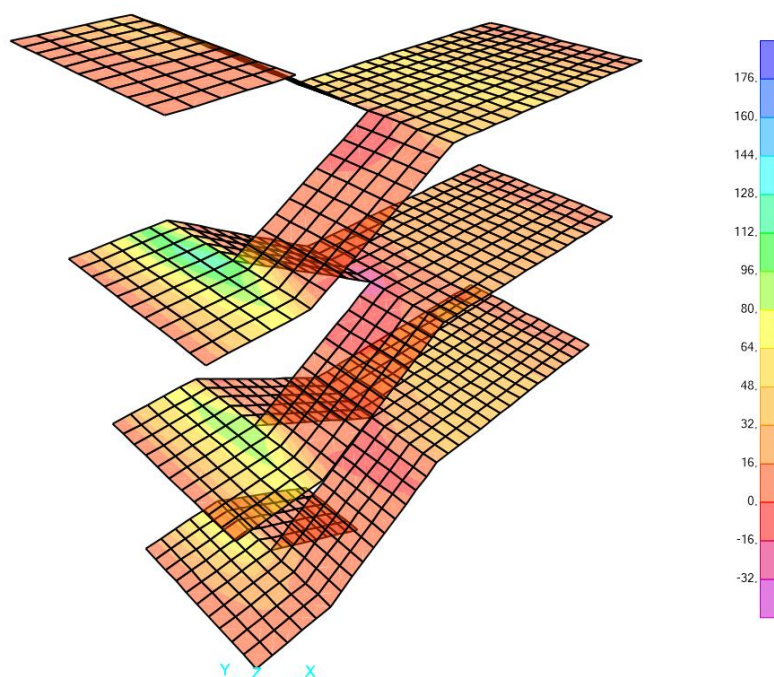


Figura 8. $M_{11,max}= 107 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

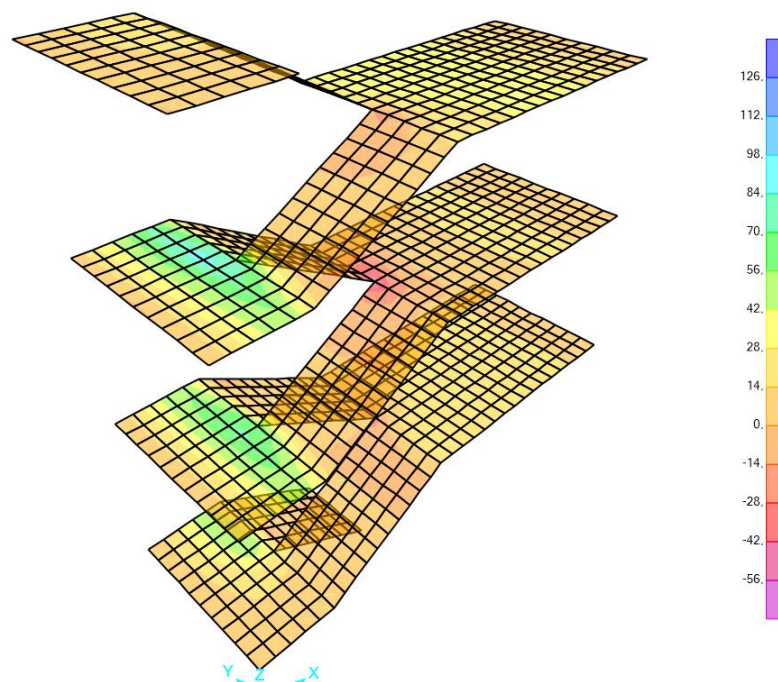


Figura 9. $M_{11,min}= -52 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

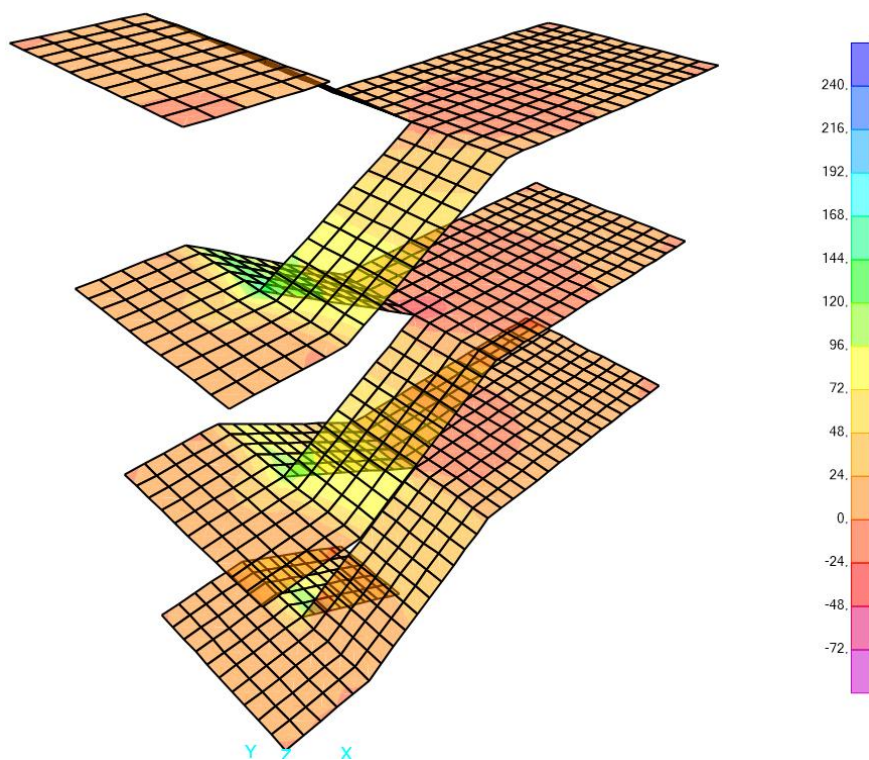


Figura 10. $M_{22,max}= 110 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

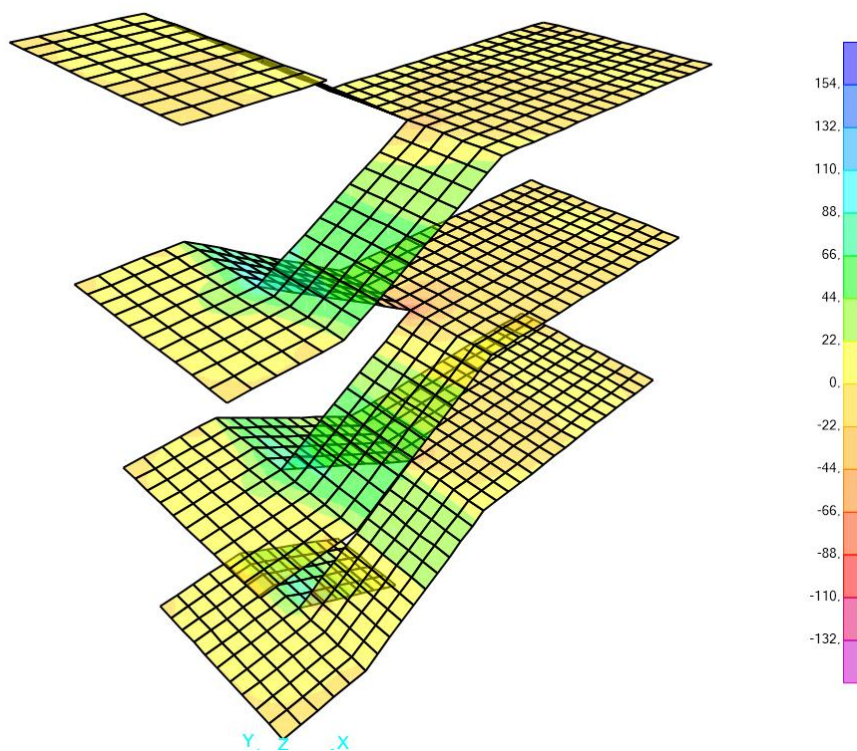


Figura 11. $M_{22,min}= -80 \text{ kN}\cdot\text{m/}$

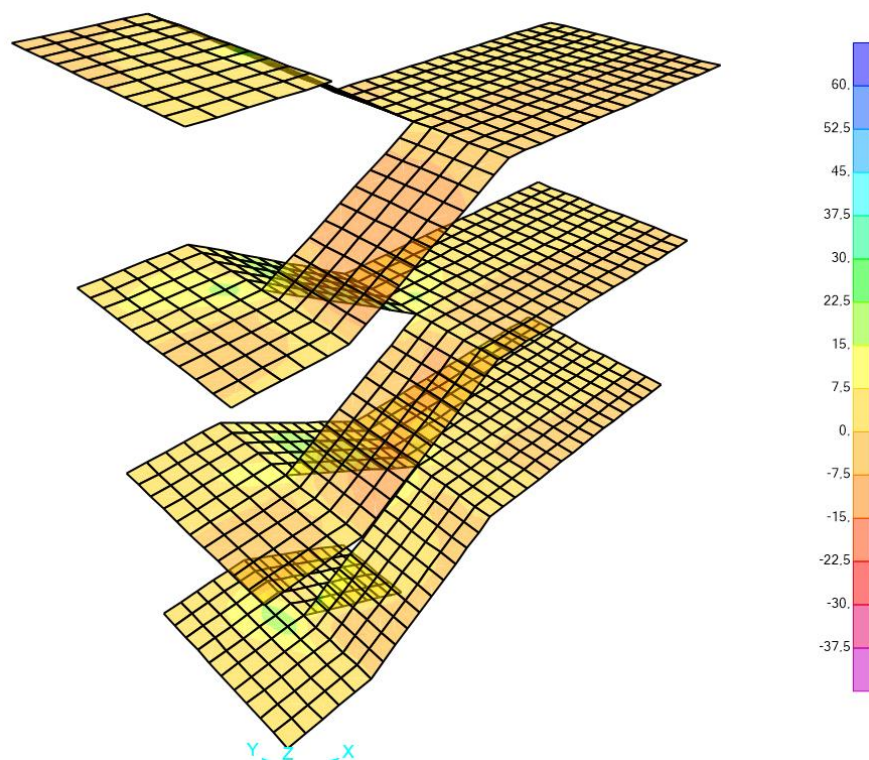


Figura 12. $M_{12,min} = 10 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

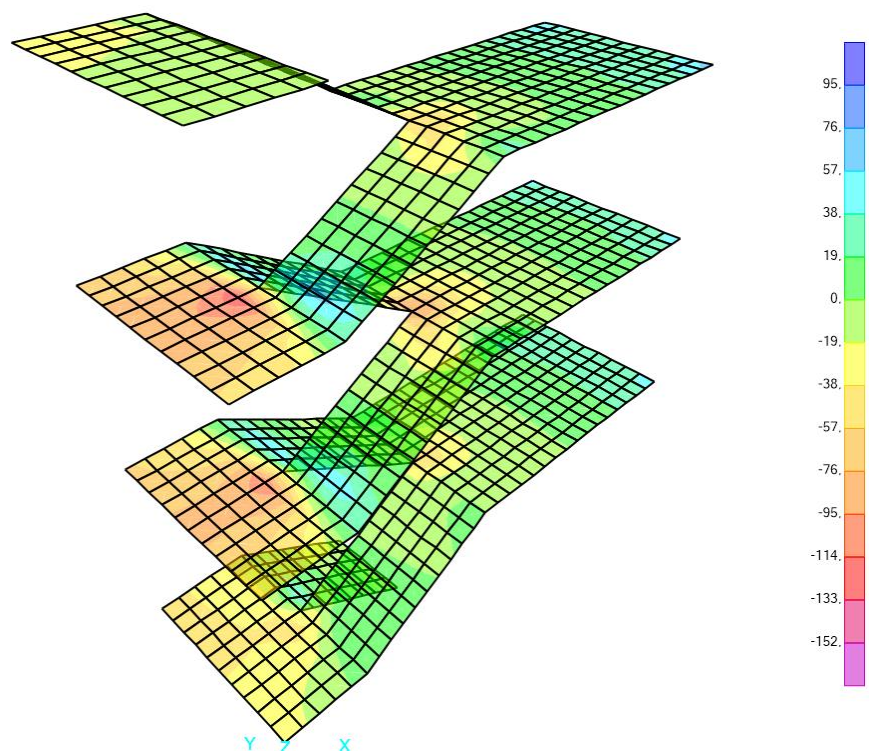


Figura 13. $V_{23,max} = -134 \text{ kN}$

4.1.3.2 Estados Límite de Servicio (ELS) – Combinación característica

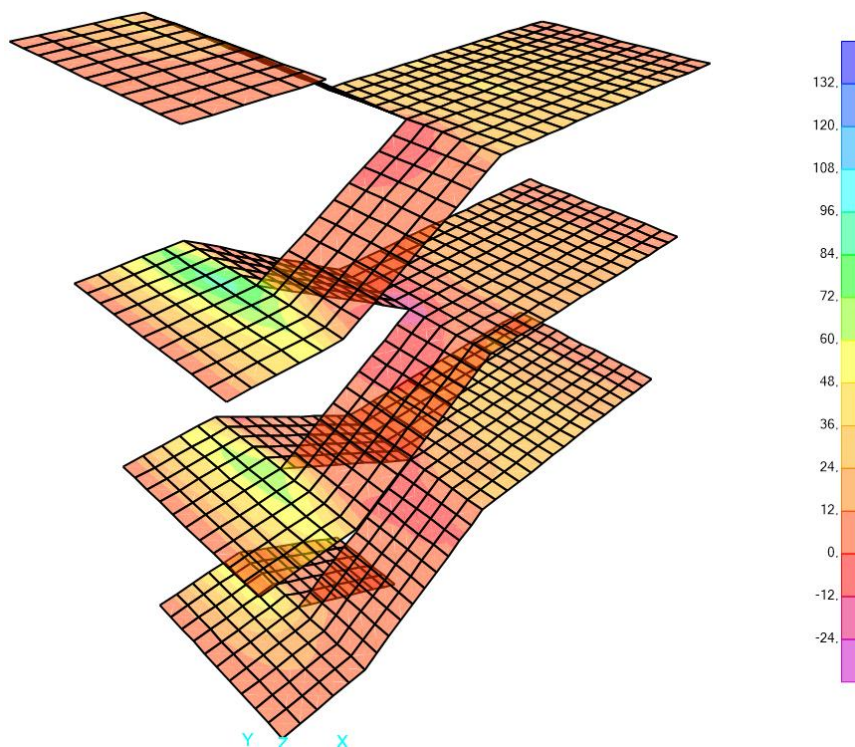


Figura 14. $M_{11,max}= 91 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

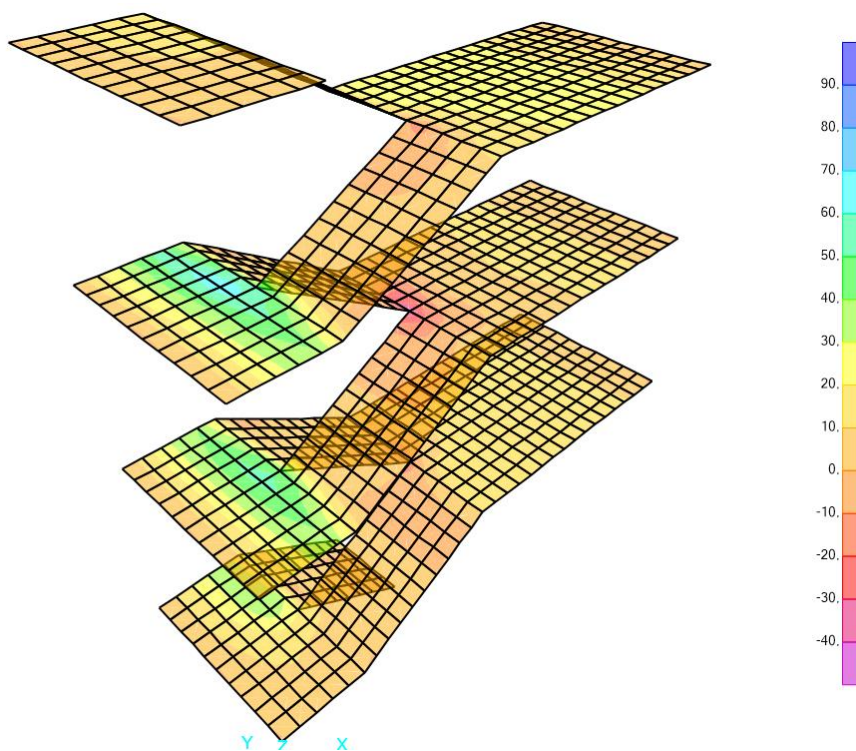


Figura 15. $M_{11,min}= -19 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

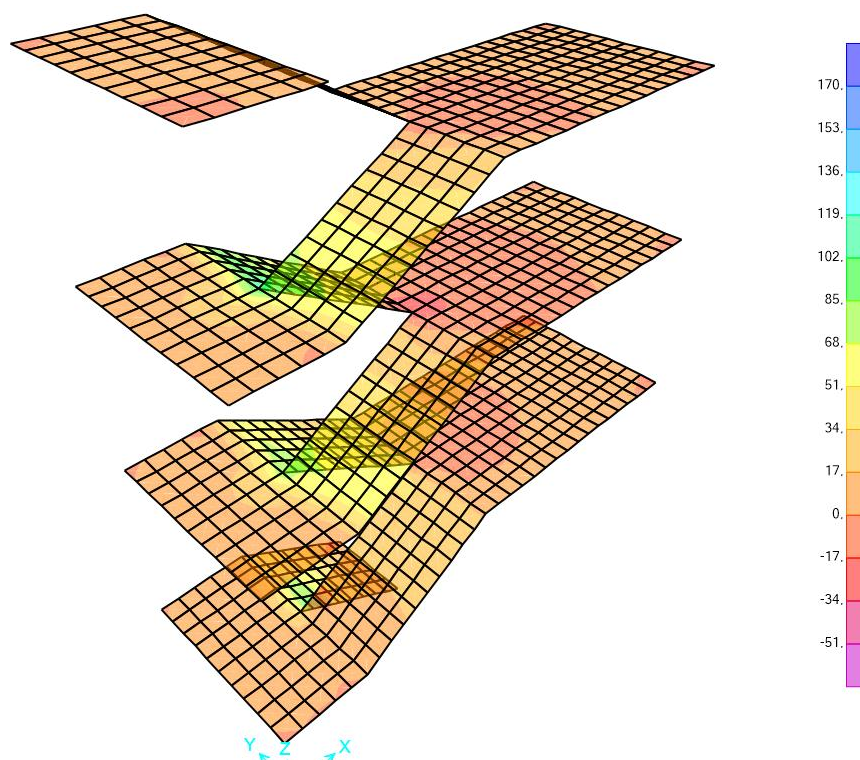


Figura 16. $M_{22,max}= 91 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

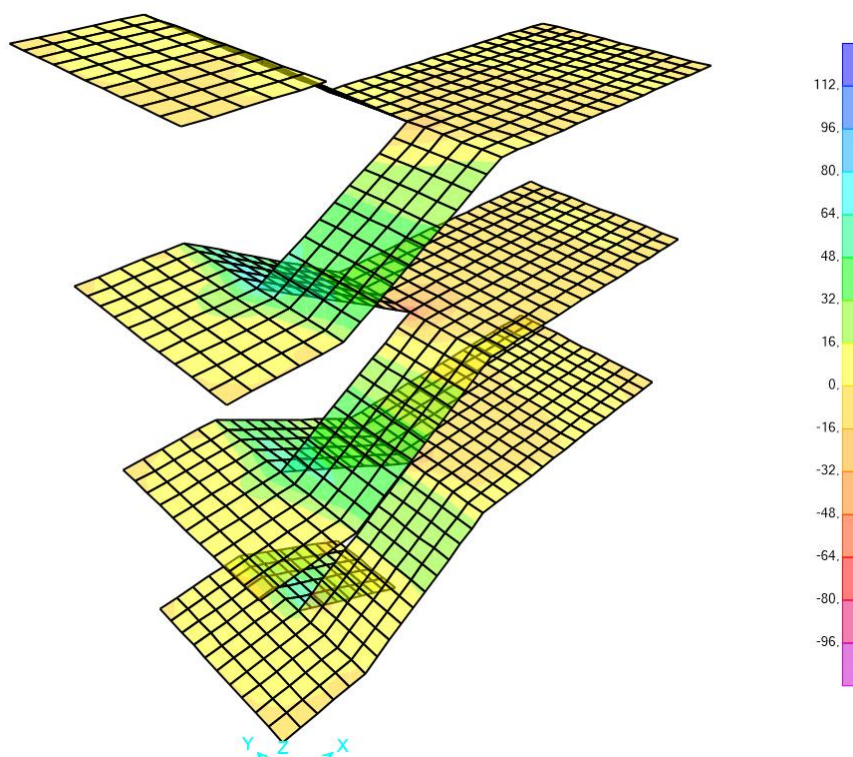


Figura 17. $M_{22,min}= -35 \text{ kN}\cdot\text{m/}$

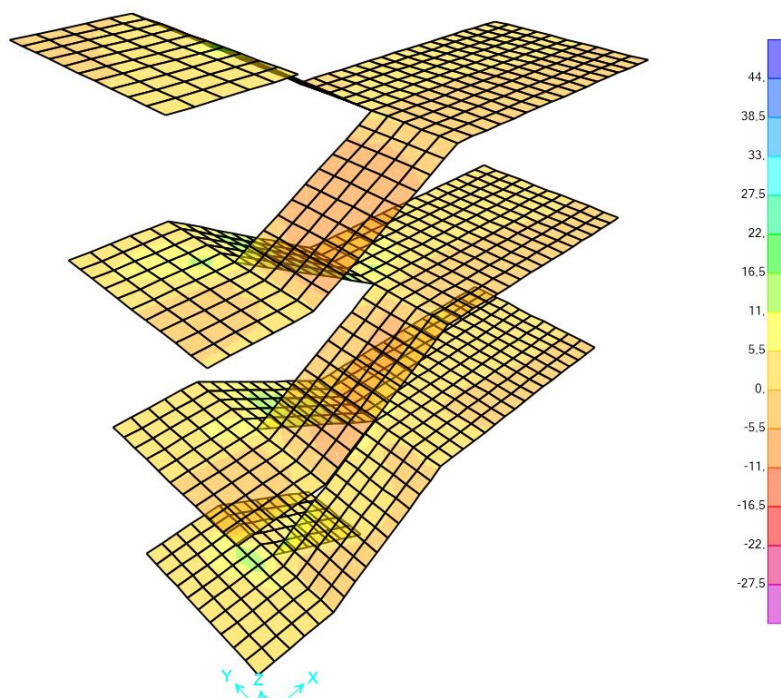


Figura 18. $M_{12,min} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

4.1.3.3 Estados Límite de Servicio (ELS) – Combinación cuasipermanente

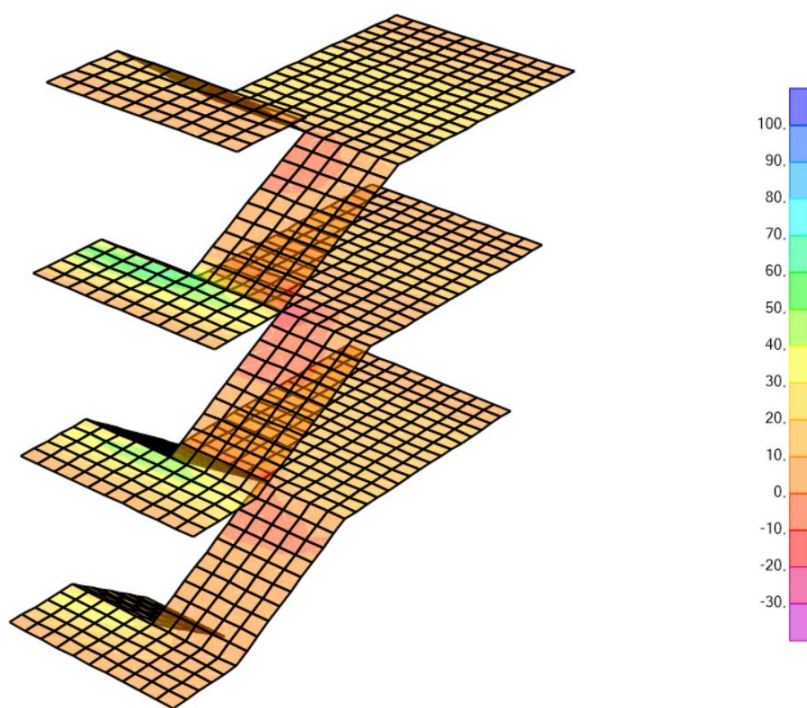


Figura 19. $M_{11,max}$. Combinación cuasi-permanente $M_{11} = 63 \text{ kN}\cdot\text{m}$

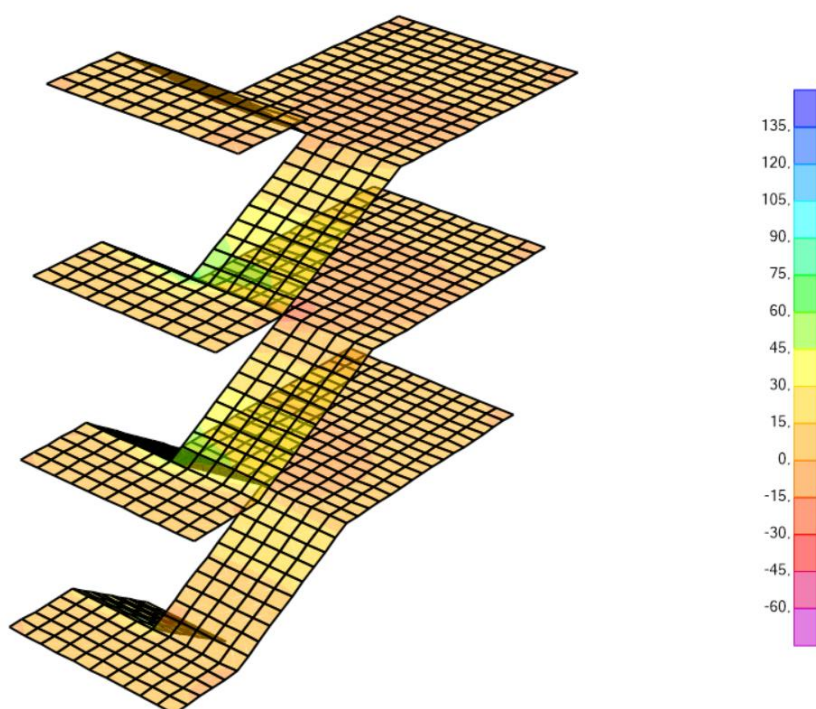


Figura 20. $M_{22,max}$. Combinación cuasi-permanente $M_{11}=49 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4.1.3.4 Resumen

La siguiente tabla resume los esfuerzos de cálculo máximos:

ELU	$M_{d,max} \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$	$M_{d,min} \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$	$V_{d,max} \text{ (kN/m)}$
Armadura x	107	64	110
Armadura y	120	95	

ELS	$M_{k,max} \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$	$M_{k,min} \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
Armadura x	77	45.5
Armadura y	86	68

4.1.4 Dimensionamiento frente a los ELU

4.1.4.1 Flexión

Las hojas de cálculo siguientes justifican los armados en las zonas de momentos más elevados, definidos por $\phi 16/100$.

En el resto de la losa, se dispondrá un armado base de $\phi 16/200$ (ver imágenes siguientes, donde se indica las zonas cuyos momentos superan $M_{Rd}=70 \text{ kN}\cdot\text{m}$, asociados a la armadura base).

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU - VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO:	SALIDA DE EMERGENCIA		
OBJETO:	ESCALERAS	FECHA:	jun-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 9.3.1	ARMADURA INFERIOR	
VERIFICACIÓN ARMADURA DE FLEXIÓN			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
Canto	h =	0.2 [m]	
Ancho	bw =	1 [m]	
Ancho traccionado	bt =	1 [m]	
Area de hormigón	Ac =	0.2 [m2]	
Recubrimiento mecánico	c nom =	0.04 [m]	
Canto mecánico	d =	0.16 [m]	
Acero pretensado	Ap =	0 [cm2]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m2]	
	f ctm =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m2]	
	yc =	1.50	
Armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
	ys =	1.15	
ESFUERZOS			
Axil	Ned =	0 [KN] >0 compresion	
Momento de cálculo	Med =	120 [KNm]	
Esfuerzo cortante de cálculo	Ved =	38 [KN]	
CUANTÍAS MÍNIMAS			
$A_{s,min} = \max \{0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \times d; 0.0013 \times b_t \times d\}$			
Armadura mínima	As, min =	2.410 [cm2]	
Separación máxima entre barras	s max =	40.00 [cm]	
Separación máxima en zona traccionada	s max =	25.00 [cm]	
CUANTÍA MÁXIMA			
Cuantía máxima armadura longitudinal	As, max =	80 [cm] 0,04 A _c	
ARMADO LONGITUDINAL NECESARIA			
	As, req =	19.167 [cm2]	Armado mecánico necesario
Diámetro mínimo necesario			
Ancho sección	bw =	1 [m]	
Separación máxima	s max =	25 [cm]	
Número mínimo de barras	n min =	4.00	
	n enter =	4.00	
	Ø min =	24.70 [mm]	
CUANTÍA DE ARMADURA PROPUESTA			
	As =	19.167 [cm2]	
	Ø prop =	16 [mm]	OK.
	s prop =	10 [cm]	
	n =	10.00	
	n entero =	10.00	
	As real =	20.11	OK. Asl > Asl req

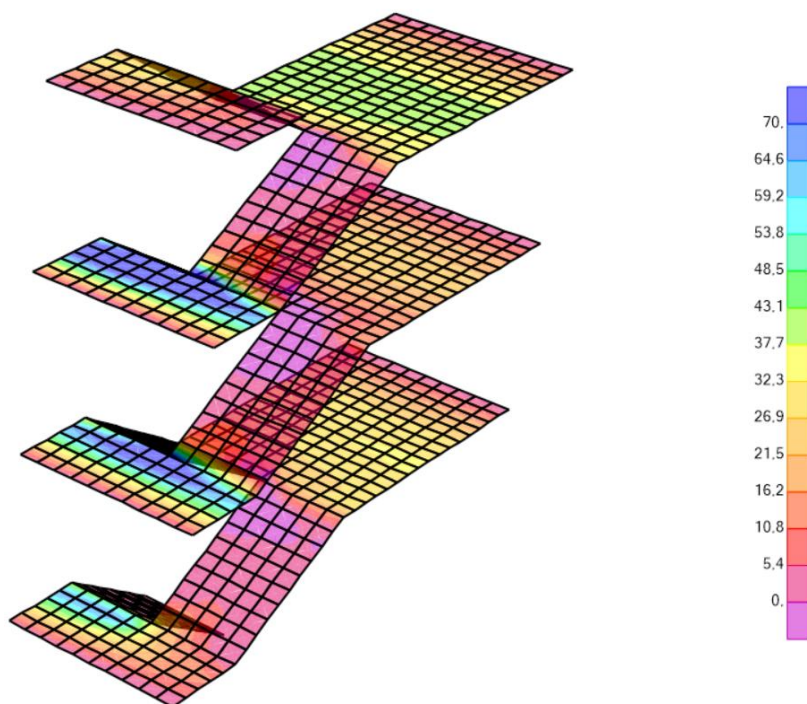


Figura 21. Zonas que requieren armadura de refuerzo longitudinal inferior

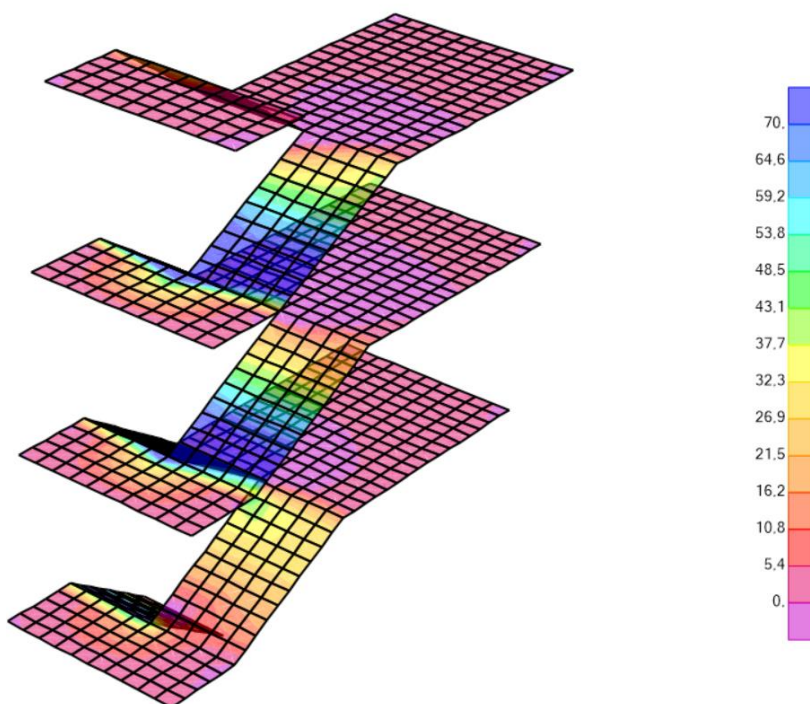


Figura 22. Zonas que requieren armadura de refuerzo transversal inferior

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

4.1.4.2 Cortante

El cortante resistente de una sección de canto $e=0.20$ m armado con $\phi 16/100$ es $V_{Crđ}=136$ kN, que es superior al cortante de cálculo, de modo que la losa no requiere armado a cortante.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU VERIFICACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO:	SALIDA DE EMERGENCIA		
OBJETO:	ESCALERAS	FECHA:	jun-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 6.2 and Art 9.3.2		
VERIFICACIÓN ARMADURA DE CORTANTE			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
Canto	h =	0.2 [m]	
Ancho	bw =	1 [m]	
Ancho traccionado	bt =	1 [m]	
Area de hormigón	Ac =	0.2 [m2]	
Recubrimiento mecánico	c nom =	0.04 [m]	
Armado longitudinal traccionado	Asl =	20.00 [cm2]	
Diámetro de las barras	Ø =	12 [mm]	
Armado de pretensado	Ap =	0 [cm2]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m2]	
	f ctm =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m2]	
	γc =	1.50	
Acero armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
	γs =	1.15	
ESFUERZOS			
Cortante de cálculo	Ved =	108.00 [KN]	
Momento flector de cálculo	Med =	110.00 [KNm]	
Axil de cálculo	Ned =	0 [KN] > 0 compression	
Ángulo de las bielas	θ =	45 [°] 0.79 [rad]	
Tensión longitudinal	σx =	0 [MPa]	
Tensión transversal	σy =	0 [MPa]	
ARMADO			
Ángulo entre la armadura transversal y el eje de viga	α =	90 [°] 1.57 [rad]	
CÁLCULOS INTERMEDIOS			
Cortante reducido	VErd =	108.00 [KN]	
Canto mecánico	d =	0.160 [m]	
brazo de palanca	z =	0.128 [m]	
	v1 =	0.6	
	σ cp =	0 [MPa]	
	α cw =	1	
	pl =	0.0125 OK	
	k =	2.11803399	
	CRd,c =	0.120	
	v min =	0.59091914	
	k1 =	0.150	
	cotg θ =	1	
	cotg α =	0	
RESULTADOS - CORTANTE RESISTENTE Y VERIFICACIÓN DE LA ARMADURA			
CORTANTE RESISTENTE SIN ARMADURA TRANSVERSAL			
	V Rd,c =	136.117 [KN]	>= VErd
			OK. Armadura no necesaria

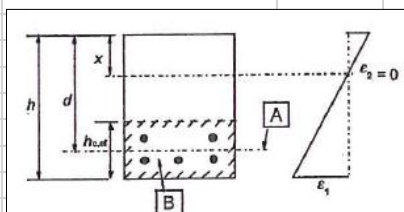
4.1.5 Verificación en ELS

Para la verificación en servicio, calcularemos el ancho de fisura que se produce en la combinación cuasipermanente (del lado de la seguridad), y verificaremos que este se mantiene inferior al ancho de fisura permitido.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

CÁLCULO DEL ANCHO DE FISURAS SEGÚN EN 1992-1-1 (7.3.4)				
Valores recomendados de w_{max}				
Clase de exposición		Elementos de hormigón armado		
XC0, XC1		0.4		
XC2, XC3, XC4		0.3		
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3				
Tipo de carga				
Carga de corta duración=1; carga de larga duración=0				0
Datos sección				
Recubrimiento	40	mm		
Sep vertical armado	20	mm		
Canto	200	mm		
Canto útil	152	mm		
Ancho	1000	mm		
f_{ck}	30	MPa		
f_{ctm}	2.90	MPa		
f_{cm}	38.00	MPa		
E_{cm}	32836.57	MPa		
M_{fis} (section rect)	19.31	kN·m		
Datos armadura				
Núm capas armado	1			
E_s	210000	MPa		
n_1	10			
ϕ_1	16	mm		
n_2	0			
ϕ_2	12	mm		
ϕ_{eq}	16.00	mm		
A_{s1}	2010.62	mm^2		
A_{s2}	0.00	mm^2		
Tensiones y cálculo de los parámetros EN 1992 1- 1				
N_k (C>0)	0.00	kN	σ_1	10.20 MPa
M_k	68.00	kN·m	σ_2	10.20 MPa
σ_s	278.13	MPa	La sección fisura	
			x	100.00 mm
Cálculo de la sección efectiva				
$h_{eff,1}$	120			
$h_{eff,2}$	33.33			
$h_{eff,3}$	100			
h_{eff}	33.33			
A_{eff}	33333.33			
k_t	0.40			
σ_e	6.40			
$\rho_{p,eff}$	0.0603			
k_1	0.8			
k_2	0.5			
k_3	3.4			
k_4	0.425			
Cálculo de w_k : $w_k= S_{r,max} \cdot (E_{sm}-E_{cm})$				
$S_{r,max}$	181.094			
$(E_{sm}-E_{cm})$	0.001198			
w_k	0.22	mm		
w_{adm}	0.30	mm	OK	



4.1.6 Anclaje de la losa de escaleras

Del modelo anterior, hemos sacado las reacciones de los distintos niveles: Cim; Niv1; Niv2; Niv3; Niv4; Niv5; Niv6 y Cim_sup.

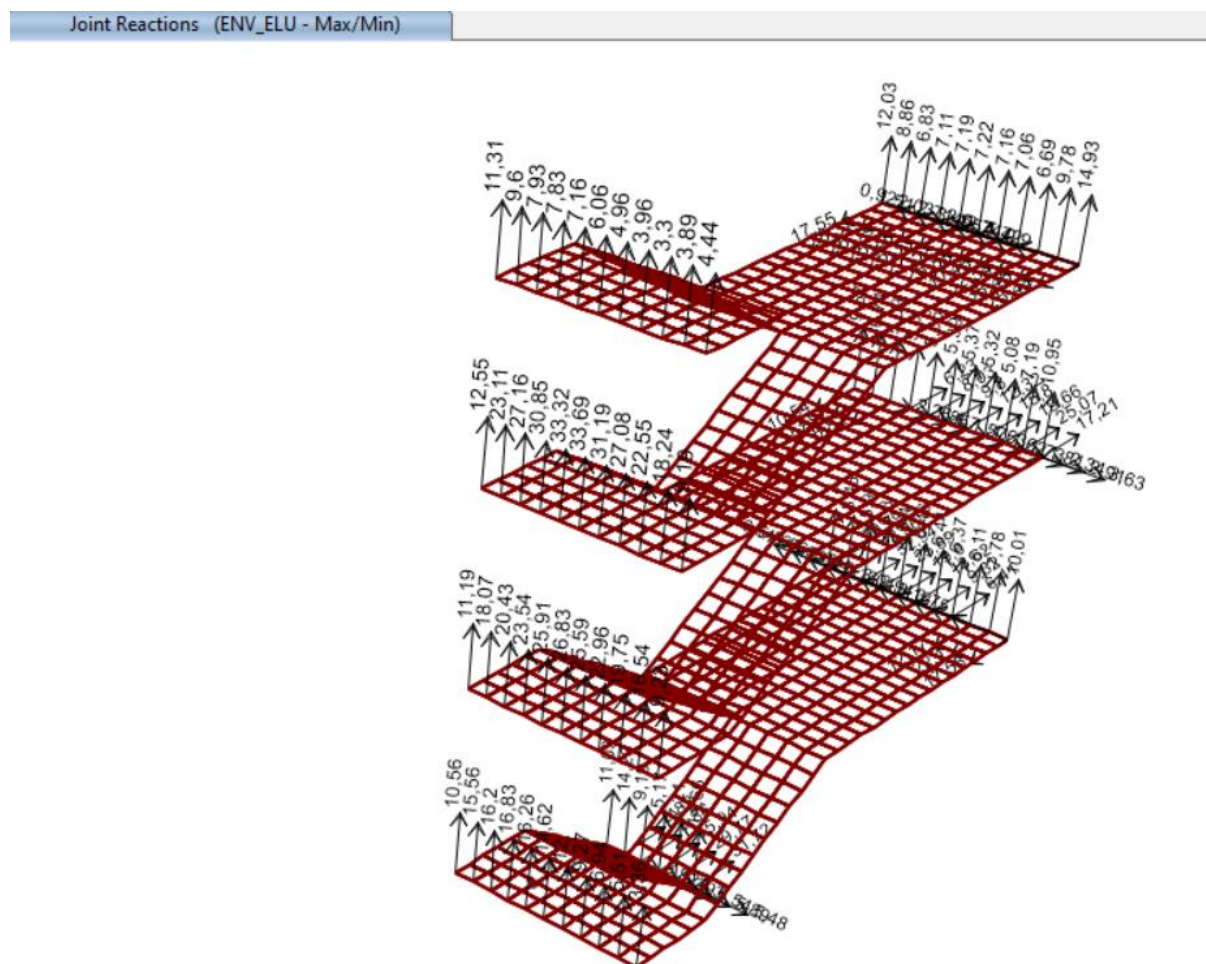


Figura 23. Reacciones máximas Envolvente ELU

Y las tablas siguientes resumen las reacciones obtenidas por cada nivel:

Cim_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Cim_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Cim_001_Max	31.72	-2.756	14.664		Cim_001_Min	18.201	-5.475	10.038
Cim_002_Max	29.771	-3.298	7.211		Cim_002_Min	15.497	-5.886	0.874
Cim_003_Max	15.935	-3.686	5.17		Cim_003_Min	9.112	-6.54	1.92
Cim_004_Max	9.86	-3.408	9.193		Cim_004_Min	4.611	-6.296	5.32
Cim_005_Max	5.819	-2.572	14.225		Cim_005_Min	-4.644	-5.293	6.654
Cim_006_Max	-0.377	-1.276	11.031		Cim_006_Min	-8.736	-3.921	3.707
Total	92.73	-17.00	61.49		Total	34.04	-33.41	28.51

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

Niv1_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Niv1_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Niv1_001_Max	0	0	3.357		Niv1_001_Min	0	0	0.462
Niv1_002_Max	0	0	5.509		Niv1_002_Min	0	0	3.65
Niv1_003_Max	0	0	6.94		Niv1_003_Min	0	0	4.697
Niv1_004_Max	0	0	9.27		Niv1_004_Min	0	0	6.304
Niv1_005_Max	0	0	12.003		Niv1_005_Min	0	0	8.193
Niv1_006_Max	0	0	14.624		Niv1_006_Min	0	0	10.015
Niv1_007_Max	0	0	16.26		Niv1_007_Min	0	0	11.164
Niv1_008_Max	0	0	16.826		Niv1_008_Min	0	0	11.576
Niv1_009_Max	0	0	16.195		Niv1_009_Min	0	0	11.159
Niv1_010_Max	0	0	15.558		Niv1_010_Min	0	0	10.713
Niv1_011_Max	0	0	10.557		Niv1_011_Min	0	0	7.242
Total	0.00	0.00	51.70		Total	0.00	0.00	33.32

Niv2_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Niv2_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Niv2_001_Max	-1.456	3.747	10.008		Niv2_001_Min	-17.577	0.294	5.022
Niv2_002_Max	0.072	3.184	7.776		Niv2_002_Min	-22.096	0.238	5.056
Niv2_003_Max	3.444	2.938	6.106		Niv2_003_Min	-12.165	0.395	3.889
Niv2_004_Max	6.412	3.011	6.368		Niv2_004_Min	-4.349	0.682	4.056
Niv2_005_Max	9.322	3.128	6.44		Niv2_005_Min	2.806	0.921	4.089
Niv2_006_Max	13.625	3.407	6.461		Niv2_006_Min	9.715	1.251	4.091
Niv2_007_Max	19.6	3.619	6.399		Niv2_007_Min	12.974	1.523	4.043
Niv2_008_Max	25.892	4.028	6.297		Niv2_008_Min	16.317	1.93	3.976
Niv2_009_Max	32.936	4.563	5.974		Niv2_009_Min	20.13	2.392	3.783
Niv2_010_Max	43.565	5.53	8.457		Niv2_010_Min	25.717	3.107	5.099
Niv2_011_Max	30.791	6.543	12.004		Niv2_011_Min	17.581	3.709	6.322
Total	31.42	19.42	43.16		Total	-43.67	3.78	26.20

Niv3_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Niv3_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Niv3_001_Max	0	0	9.23		Niv3_001_Min	0	0	3.75
Niv3_002_Max	0	0	16.543		Niv3_002_Min	0	0	11.495
Niv3_003_Max	0	0	19.746		Niv3_003_Min	0	0	14.601
Niv3_004_Max	0	0	22.959		Niv3_004_Min	0	0	17.286
Niv3_005_Max	0	0	25.595		Niv3_005_Min	0	0	19.62
Niv3_006_Max	0	0	26.834		Niv3_006_Min	0	0	20.362
Niv3_007_Max	0	0	25.914		Niv3_007_Min	0	0	19.375
Niv3_008_Max	0	0	23.541		Niv3_008_Min	0	0	17.314
Niv3_009_Max	0	0	20.434		Niv3_009_Min	0	0	14.793
Niv3_010_Max	0	0	18.065		Niv3_010_Min	0	0	12.68
Niv3_011_Max	0	0	11.193		Niv3_011_Min	0	0	6.827
Total	0.00	0.00	120.91		Total	0.00	0.00	87.11

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

Niv4_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Niv4_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Niv4_001_Max	17.205	-0.967	10.949		Niv4_001_Min	4.757	-3.634	4.662
Niv4_002_Max	25.068	-0.647	7.194		Niv4_002_Min	7.6	-2.906	4.25
Niv4_003_Max	19.662	-0.417	5.083		Niv4_003_Min	6.809	-2.338	2.956
Niv4_004_Max	15.796	-0.115	5.319		Niv4_004_Min	6.261	-1.807	3.092
Niv4_005_Max	12.32	-0.011	5.366		Niv4_005_Min	4.415	-1.734	3.11
Niv4_006_Max	9.804	0.205	5.388		Niv4_006_Min	2.102	-1.616	3.124
Niv4_007_Max	8.033	0.255	5.353		Niv4_007_Min	-1.327	-1.631	3.111
Niv4_008_Max	6.235	0.439	5.297		Niv4_008_Min	-4.897	-1.568	3.093
Niv4_009_Max	4.346	0.472	5.085		Niv4_009_Min	-8.821	-1.701	2.992
Niv4_010_Max	3.972	0.629	6.741		Niv4_010_Min	-13.922	-1.848	3.876
Niv4_011_Max	2.389	0.548	9.671		Niv4_011_Min	-10.545	-2.26	3.552
Total	99.86	-1.95	39.30		Total	31.94	-14.04	21.19

Niv5_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Niv5_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Niv5_001_Max	0	0	9.186		Niv5_001_Min	0	0	5.173
Niv5_002_Max	0	0	18.242		Niv5_002_Min	0	0	12.464
Niv5_003_Max	0	0	22.549		Niv5_003_Min	0	0	15.439
Niv5_004_Max	0	0	27.079		Niv5_004_Min	0	0	18.529
Niv5_005_Max	0	0	31.191		Niv5_005_Min	0	0	21.328
Niv5_006_Max	0	0	33.685		Niv5_006_Min	0	0	23.019
Niv5_007_Max	0	0	33.318		Niv5_007_Min	0	0	22.751
Niv5_008_Max	0	0	30.847		Niv5_008_Min	0	0	21.05
Niv5_009_Max	0	0	27.158		Niv5_009_Min	0	0	18.52
Niv5_010_Max	0	0	23.108		Niv5_010_Min	0	0	15.736
Niv5_011_Max	0	0	12.554		Niv5_011_Min	0	0	6.446
Total	0.00	0.00	141.93		Total	0.00	0.00	95.95

Niv6_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Niv6_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Niv6_001_Max	-14.18	5.402	14.926		Niv6_001_Min	-25.443	3.105	8.255
Niv6_002_Max	-22.94	4.572	9.78		Niv6_002_Min	-38.462	2.806	6.169
Niv6_003_Max	-22.013	3.491	6.693		Niv6_003_Min	-32.544	2.002	4.356
Niv6_004_Max	-20.93	2.707	7.059		Niv6_004_Min	-30.462	1.367	4.596
Niv6_005_Max	-19.748	2.035	7.16		Niv6_005_Min	-28.878	0.76	4.665
Niv6_006_Max	-18.719	1.509	7.221		Niv6_006_Min	-27.517	0.255	4.713
Niv6_007_Max	-17.788	0.92	7.192		Niv6_007_Min	-26.326	-0.328	4.703
Niv6_008_Max	-16.88	0.388	7.114		Niv6_008_Min	-25.279	-0.895	4.659
Niv6_009_Max	-14.109	-0.254	6.831		Niv6_009_Min	-26.188	-1.719	4.479
Niv6_010_Max	-11.136	-0.836	8.861		Niv6_010_Min	-28.37	-2.736	5.749
Niv6_011_Max	-5.203	-1.076	12.033		Niv6_011_Min	-17.55	-3.598	5.45
Total	-118.53	19.72	52.84		Total	-183.31	10.30	32.75

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

Cim_sup_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Cim_sup_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Cim_sup_001_Max	0	0	4.444		Cim_sup_001_Min	0	0	3.005
Cim_sup_002_Max	0	0	3.893		Cim_sup_002_Min	0	0	2.639
Cim_sup_003_Max	0	0	3.298		Cim_sup_003_Min	0	0	2.238
Cim_sup_004_Max	0	0	3.961		Cim_sup_004_Min	0	0	2.689
Cim_sup_005_Max	0	0	4.962		Cim_sup_005_Min	0	0	3.372
Cim_sup_006_Max	0	0	6.062		Cim_sup_006_Min	0	0	4.122
Cim_sup_007_Max	0	0	7.164		Cim_sup_007_Min	0	0	4.873
Cim_sup_008_Max	0	0	7.829		Cim_sup_008_Min	0	0	5.326
Cim_sup_009_Max	0	0	7.929		Cim_sup_009_Min	0	0	5.394
Cim_sup_010_Max	0	0	9.598		Cim_sup_010_Min	0	0	6.522
Cim_sup_011_Max	0	0	11.309		Cim_sup_011_Min	0	0	5.8
Total	0.00	0.00	26.62		Total	0.00	0.00	18.07

La siguiente tabla resume los esfuerzos resultantes: en amarillo se marcan las reacciones de los niveles de escalera anclados al nuevo muro. Al tratarse de un elemento a ejecutar, se propone anclar la losa con esperas corrugadas convencionales (acero $f_{yk}=500$ MPa).

Los niveles 2-4-6, marcados en verde, se anclarán a la pantalla existente, de modo que la unión se hará mediante anclajes químicos, tipo HILTI o equivalente.

		L m	F1 KN	F2 KN	F3 KN	F_res KN	Fres/ml KN/m
Cim	Max	1.35	92.73	-17.00	61.49	112.56	83.37
	Min	1.35	34.04	-33.41	28.51	55.57	41.16
Nivel 1	Max	2.7	0.00	0.00	51.70	51.70	19.15
	Min	2.7	0.00	0.00	33.32	33.32	12.34
Nivel 2	Max	2.7	31.42	19.42	43.16	56.80	21.04
	Min	2.7	-43.67	3.78	26.20	51.06	18.91
Nivel 3	Max	2.7	0.00	0.00	120.91	120.91	44.78
	Min	2.7	0.00	0.00	87.11	87.11	32.26
Nivel 4	Max	2.7	99.86	-1.95	39.30	107.33	39.75
	Min	2.7	31.94	-14.04	21.19	40.82	15.12
Nivel 5	Max	2.7	0.00	0.00	141.93	141.93	52.57
	Min	2.7	0.00	0.00	95.95	95.95	35.54
Nivel 6	Max	2.7	-118.53	19.72	52.84	131.26	48.62
Nivel 6	Min	2.7	-183.31	10.30	32.75	186.49	69.07

Esperas barras corrugadas calidad 500 MPa: se dispondrán $\phi 16/200$.

Anclajes químicos tipo HILTI o equivalente de calidad 8.8: M12 cada 200 mm.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

Characteristic resistance

Anchor size		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Uncracked concrete									
Tension N_{Rk}	HAS-U 5.8	18,0	29,0	42,0	68,7	109	150	183	218
	HAS-U 8.8	29,0	42,0	56,8	68,7	109	150	183	218
	HAS-U A4	26,0	41,0	56,8	68,7	109	150	183	218
	HAS-U HCR	29,0	42,0	56,8	68,7	109	150	183	218
	HIS-N 8.8	25,0	46,0	67,0	109	116	-	-	-
	HIT-Z ^{a)}	24,0	38,0	50,0	85,9	118,8	-	-	-
	HAS-D	-	-	49,2	68,8	109	-	-	-
Shear V_{Rk}	HAS-U 5.8	9,0	15,0	21,0	39,0	61,0	88,0	115	140
	HAS-U 8.8	15,0	23,0	34,0	63,0	98,0	141	184	224
	HAS-U A4	13,0	20,0	30,0	55,0	86,0	124	115	140
	HAS-U HCR	15,0	23,0	34,0	63,0	98,0	124	161	196
	HIS-N 8.8	13,0	23,0	34,0	63,0	58,0	-	-	-
	HIT-Z ^{a)}	12,0	19,0	27,0	48,0	73,0	-	-	-
	HAS-D	-	-	34,0	63,0	149	-	-	-

4.1.7 Cimentación arranque de escaleras

En las tablas mostradas en el párrafo anterior, destacamos las reacciones en el arranque:

Cim_Max	F1 KN	F2 KN	F3 KN		Cim_Min	F1 KN	F2 KN	F3 KN
Cim_001_Max	31.72	-2.756	14.664		Cim_001_Min	18.201	-5.475	10.038
Cim_002_Max	29.771	-3.298	7.211		Cim_002_Min	15.497	-5.886	0.874
Cim_003_Max	15.935	-3.686	5.17		Cim_003_Min	9.112	-6.54	1.92
Cim_004_Max	9.86	-3.408	9.193		Cim_004_Min	4.611	-6.296	5.32
Cim_005_Max	5.819	-2.572	14.225		Cim_005_Min	-4.644	-5.293	6.654
Cim_006_Max	-0.377	-1.276	11.031		Cim_006_Min	-8.736	-3.921	3.707
Total	92.73	-17.00	61.49		Total	34.04	-33.41	28.51

La máxima reacción vertical es igual a 61.49 kN

Con una zapata de dimensiones 1.00x1.50 m y canto 1.00m, las tensiones que se transmiten al terreno son :

$$\sigma_d = (61.49 + 1 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 25 \cdot 1.35) / (1 \cdot 1.5) = 74.75 \text{ kN/m}^2$$

La tensión resultante está muy por debajo de la tensión admisible considerada en la redacción del proyecto de 1968 (3kg/cm² es decir 300 kN/m²).

La zapata se armará con $\phi 16/200$ en sentido transversal y $\phi 12/200$ en el sentido longitudinal.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

VERIFICACIÓN DE ARMADO EN ZAPATAS			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO:	NÚCLEO ESCALERAS		
OBJETO:	ZAPATA ESCALERAS	FECHA:	jul-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 7.3.2		
MINIMUM REINFORCEMENT - CRACK CONTROL			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
<i>L longitudinal</i>	a =	1.5 [m]	
<i>L transversal</i>	b =	1 [m]	
<i>Canto</i>	d =	1 [m]	
<i>Area</i>	A =	1.00 [m2]	
<i>Volum</i>	V =	1.50 [m3]	
<i>L column</i>	a0 =	1.20 [m]	
<i>Area de hormigón en la zona traccionada</i>	A ct =	0.5 [m2]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m2]	
	f ct,m =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m2]	
	f ct, eff =	2.9 [MPa]	
		2896.47 [KN/m2]	
	f ck lim =	13.5 [MPa]	
		13500 [KN/m2]	
	γ c =	1.00	
Armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
	γ s =	1.00	
<i>Maxima tensión permitida tras fisuración</i>	σ s =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
CARGAS			
<i>Axil de cálculo</i>	Ned =	113.00 [KN]	>0 compression
	oc =	75.33 [KN/m]	
ARMADURA MÍNIMA DE ZAPATA			
ARMADURA PRINCIPAL MÍNIMA			
$A_{s,min} \geq \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s}$			
$k = 1 - 0.35 \cdot (h - 30) / 50$			
	K =	0.51	
	k c =	0.40	
	h* =	1	
	k1 =	1.50	
	OK	$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_s (h/h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1$	
	As min crack =	5.840	[cm2/m]
ARMADURA SECUNDARIA MÍNIMA			
$A_{s,min,sec} = 0.2 \cdot A_{s,min,main}$			
	As, min sec =	1.168	[cm2/m]
MÁXIMA CUANTÍA			
$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$			
	As, max =	200.000	[cm2/m]
PROPUESTA DE ARMADO			
ARMADURA PPAL			
	Ø proposed =	16	[mm]
	s proposed =	20	[cm]
	n =	5.00	
	n entero =	5.00	
	As real =	10.05	[cm2/m]

4.2 MURO

4.2.1 Definición geométrica

Las escaleras apoyarán por una parte en el muro pantalla existente, y por el otro a un nuevo muro de hormigón armado de canto igual a $e=0.30$ m.

La armadura de anclaje definida en el apartado anterior únicamente transmitirá la carga vertical de la losa, de modo que el muro únicamente estará sometido a esfuerzo axial.

4.2.2 Efectos de segundo orden

Dada la altura del muro, se verifica a continuación la necesidad de considerar efectos de segundo orden para el dimensionamiento del muro.

Según el apartado 5.8.3.1 del EN 1992-1-1, será necesario considerar el pandeo de una estructura sometida a axial cuando:

$$\lambda > \lambda_{lim}$$

$$\lambda = l_0 / i = 30$$

$$l_0 = 2.60 \text{ m}$$

$$i = (I/A)^{0.5} = 86.60 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} = 56$$

$$A = C = 0.70$$

$$B = 1.07$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 210 / (300 \cdot 20) = 0.035$$

De modo que no es necesario considerar los efectos de segundo orden.

4.2.3 Dimensionamiento del muro

Dado que el muro no está sujeto a efectos de segundo orden, dimensionamos su sección de armado frente a axial.

El máximo axial de cálculo se produce en la base del muro y es la suma de las reacciones de la losa de nivel 3, nivel 5 y nivel 7, y del peso del propio muro:

$$R_{losas} = 51.70 + 120.91 + 141.93 + 26.62 = 341.16 \text{ kN}$$

$$R_{muro} = 1.35 \cdot (10 \cdot 2.70 \cdot 0.30 \cdot 25) = 273.4 \text{ kN}$$

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

$$R_{\text{total}} = 614.53 \text{ kN} \rightarrow R_{\text{total}} = 227.6 \text{ kN/m}$$

El muro se armará con una armadura vertical de $\phi 16/200$ en ambas caras y un armado horizontal de $\phi 12/200$.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU - VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO:	NÚCLEO ESCALERAS		
OBJETO:	MURO	FECHA:	jun-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 9.3.1	ARMADURA INTRADÓS/TRASDÓS	
VERIFICACIÓN ARMADURA DE FLEXIÓN			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
Canto	h =	0.3 [m]	
Ancho	bw =	1 [m]	
Ancho traccionado	bt =	1 [m]	
Area de hormigón	Ac =	0.3 [m2]	
Recubrimiento mecánico	c nom =	0.04 [m]	
Canto mecánico	d =	0.26 [m]	
Acero pretensado	Ap =	0 [cm2]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m2]	
	f ctm =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m2]	
	yc =	1.50	
Armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
	ys =	1.15	
ESFUERZOS			
Axil	Ned =	230 [KN]	>0 compresion
Momento de cálculo	Med =	5 [KNm]	
Esfuerzo cortante de cálculo	Ved =	0 [KN]	
CUANTÍAS MÍNIMAS			
$A_{s,min} = \max \{0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \times d; 0.0013 \times b_t \times d\}$			
Armadura mínima	As, min =	3.916 [cm2]	
Separación máxima entre barras	s max =	40.00 [cm]	
Separación máxima en zona traccionada	s max =	25.00 [cm]	
CUANTÍA MÁXIMA			
Cuantía máxima armadura longitudinal	As, max =	120 [cm]	0,04 A _c
ARMADO LONGITUDINAL NECESARIA			
As, req =	3.136 [cm2]	Armado mínimo requerido	
Diámetro mínimo necesario			
Ancho sección	bw =	1 [m]	
Separación máxima	s max =	25 [cm]	
Número mínimo de barras	n min =	4.00	
	n enter =	4.00	
	Ø min =	11.16 [mm]	
CUANTÍA DE ARMADURA PROPUESTA			
As =	3.916 [cm2]		
Ø prop =	16 [mm]		
s prop =	20 [cm]	OK.	
n =	5.00		
n entero =	5.00		
As real =	10.05	OK. Asl > Asl req	

4.2.4 Cimentación del muro

La máxima reacción vertical es igual a 614.53 kN

Con una zapata de dimensiones 1.30x3.70 m y canto 1.00m, las tensiones que se transmiten al terreno son:

$$\sigma_d = (614.53 + 1.3 \cdot 3.7 \cdot 1.0 \cdot 25 \cdot 1.35) / (1.3 \cdot 3.7) = 161.5 \text{ kN/m}^2$$

La tensión resultante está muy por debajo de la tensión admisible considerada en la redacción del proyecto de 1968 (3kg/cm² es decir 300 kN/m²)

La zapata se armará con $\phi 16/200$ en sentido transversal y $\phi 12/200$ en el sentido longitudinal.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

VERIFICACIÓN DE ARMADO EN ZAPATAS			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO:	NÚCLEO ESCALERAS		
OBJETO:	ZAPATA MURO	FECHA:	jul-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 7.3.2		
MINIMUM REINFORCEMENT - CRACK CONTROL			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
<i>L longitudinal</i>	a =	3.7 [m]	
<i>L transversal</i>	b =	1.3 [m]	
<i>Canto</i>	d =	1 [m]	
<i>Area</i>	A =	1.30 [m2]	
<i>Volum</i>	V =	4.81 [m3]	
<i>L column</i>	a0 =	1.20 [m]	
<i>Area de hormigón en la zona traccionada</i>	A ct =	0.5 [m2]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m2]	
	f ct,m =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m2]	
	f ct, eff =	2.9 [MPa]	
		2896.47 [KN/m2]	
	f ck lim =	13.5 [MPa]	
		13500 [KN/m2]	
	γ c =	1.00	
Armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
	γ s =	1.00	
<i>Maxima tensión permitida tras fisuración</i>	σ s =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
CARGAS			
<i>Axil de cálculo</i>	Ned =	764.80 [KN]	>0 compression
	σ c =	159.00 [KN/m]	
ARMADURA MÍNIMA DE ZAPATA			
ARMADURA PRINCIPAL MÍNIMA			
$A_{s,min} \geq \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s}$			
$k = 1 - 0.35 \cdot (h - 30) / 50$	K =	0.51	
	k c =	0.40	OK $k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_s}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1$
	h* =	1	
	k1 =	1.50	
As min crack =		5.850 [cm2/m]	
ARMADURA SECUNDARIA MÍNIMA			
$A_{s,min,sec} = 0.2 \cdot A_{s,min,main}$			
As, min sec =		1.170 [cm2/m]	
MÁXIMA CUANTÍA			
$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$			
As, max =		200.000 [cm2/m]	
PROPUESTA DE ARMADO			
ARMADURA PPAL			
Ø proposed =		16 [mm]	
s proposed =		20 [cm]	
n =		5.00	
n entero =		5.00	
As real =		10.05 [cm2/m]	

4.3 REFUERZOS DE FORJADOS

En los apartados anteriores se ha dimensionado los nuevos elementos a ejecutar (losas de escaleras y muro). No obstante, habrá que prever medidas adicionales para reducir los efectos que produce la ejecución de un hueco de las características de este proyecto.

Para la ejecución del nuevo núcleo de escaleras, será necesario hacer un hueco en los forjados de cubierta, y de las losas superiores de las plantas sótano 2, 3 y 4 de dimensiones 5.55x3.20 m. Ello implica:

- 1- Modificar la estructura existente;
- 2- Aplicar una carga igual y de sentido contrario al peso que se ha liberado.

Para evitar deformaciones de los vanos adyacentes, se deberá:

- 1- Antes de ejecutar el hueco, se apuntalará los tramos adyacentes de la losa, en una hilera de puntales en las dos direcciones;
- 2- Se realizará el hueco con un sobreancho en ambos lados de 20 cm;
- 3- Se ejecutarán unas vigas de refuerzo atadas al ábaco del forjado reticular;
- 4- Se ejecutará el muro y las escaleras;
- 5- Una vez endurecido el hormigón y habiendo alcanzado su resistencia característica, se procederá a la retirada de los puntales.

5 NUEVA CUBIERTA EN LA SALIDA DE EMERGENCIA

Un hueco en la losa de cubierta de medidas $6.75 \times 3.35 \text{ m}^2$ permite la salida al exterior. Además de dar salida, hay que prever y diseñar una estructura auxiliar donde apoye el nuevo casetón.

Se distinguen dos distintas secciones, que se muestran en la figura siguiente:

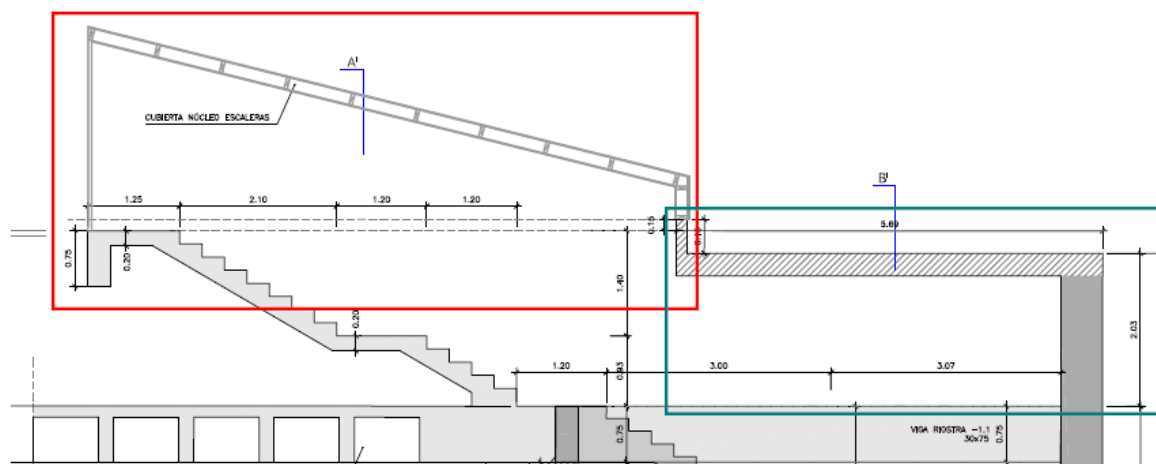


Figura 24. Nueva estructura para la salida al exterior

En verde, se muestra el nuevo elemento de cubierta del propio núcleo de escaleras: la nueva losa de cubierta en este tramo es una losa de 0.30 m de espesor que apoya en dos de sus lados en las pantallas existentes y en el tercer lado apoya en un murete de 0.30 de espesor, que irá anclado a la viga riostra del nivel cubierta, de sección $0.30 \times 0.75 \text{ m}$.

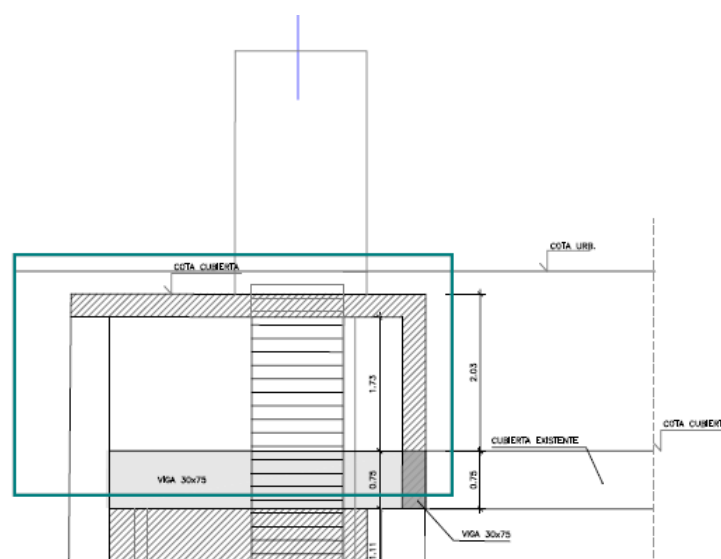


Figura 25. Sección de la cubierta del núcleo C

En rojo, se ha marcado la estructura fuera del núcleo, que queda a nivel de calle. Aquí se ha previsto un diseño equivalente al existente de la salida B: sobre un murete de hormigón armado de 20 cm de canto, irán anclados unos perfiles tubulares de sección 150x50x5 cada 80 cm. Sobre estos perfiles se colocará el revestimiento interior y exterior de chapa de acero corten.

5.1 CUBIERTA EN NÚCLEO DE ESCALERAS

5.1.1 Geometría

La losa de cubierta es una losa maciza de espesor igual a 0.30 m. Esta apoya en los dos lados de la esquina en las pantallas existentes. En el tercer lado, se ejecuta un muro de espesor igual a 0.30 cm, que a su vez irá apoyado a la viga riostra de la cubierta:

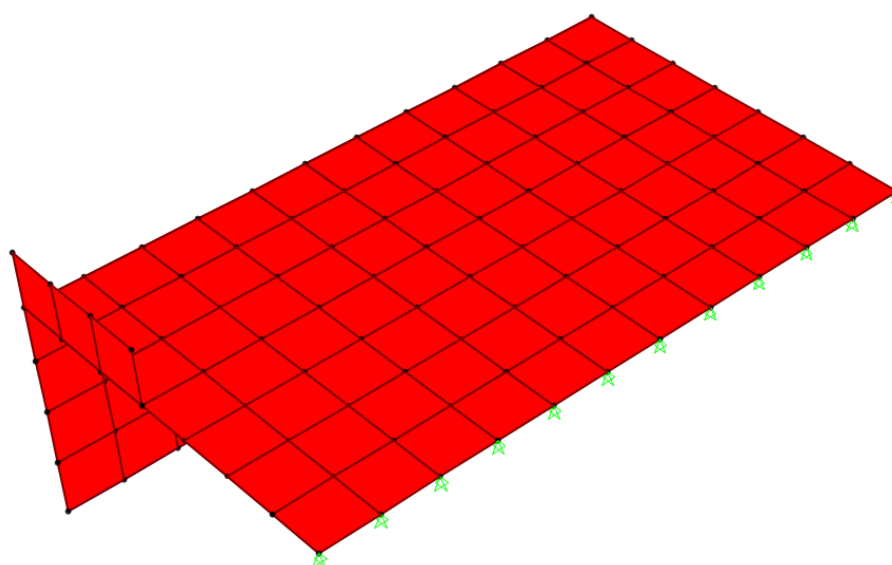


Figura 26. Estructura de cubierta

5.1.2 Viga riostra

La viga riostra está diseñada para resistir las cargas que le transmite el muro lateral y la losa de cubierta.

Peso propio: $0.30 \times 0.75 \times 25 = 5.625$ kN/m

Peso muro: $0.30 \times 2 \times 25 = 15$ kN/m

Peso losa: $(0.30 \times 3.5 \times 25) / 2 = 13.2$ kN/m

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos
Exp.: 300/2020/00870 -16

Peso tierras: $(0.50 \times 20 \times 3.5) / 2 = 17.50 \text{ kN/m}$

Sobrecarga: $(5 \times 3.5) / 2 = 8.75 \text{ kN/m}$

La máxima flexión de la viga se produce con la combinación de máximas cargas verticales, es decir, con una carga uniformemente repartida mayorada de valor:

$$q = 1.35 \cdot (5.625 + 15 + 13.2) + 1.50 \cdot (17.50 + 8.75) = 85 \text{ kN/m}$$

El momento y el cortante de cálculo de la viga son:

$$M_{Ed} = q \cdot l^2 / 8 = 85 \times 6.75^2 / 8 = 484 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} = q \cdot l / 2 = 85 \cdot 6.75 / 2 = 286.9 \text{ kN}$$

El momento de cálculo se resiste con 6 ϕ 20 repartidas en la cara inferior y distribuidas según 3x2 ϕ 20.

La sección no requiere armadura adicional de cortante.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU - VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO:	SALIDA DE EMERGENCIA		
OBJETO:	VIGA RIOSTRA	FECHA: jun-22	
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 9.3.1	ARMADURA INFERIOR	
VERIFICACIÓN ARMADURA DE FLEXIÓN			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
	<i>Canto</i>	<i>h</i> =	0.75 [m]
	<i>Ancho</i>	<i>bw</i> =	0.3 [m]
	<i>Ancho traccionado</i>	<i>bt</i> =	0.3 [m]
	<i>Area de hormigón</i>	<i>Ac</i> =	0.225 [m2]
	<i>Recubrimiento mecánico</i>	<i>c nom</i> =	0.04 [m]
	<i>Canto mecánico</i>	<i>d</i> =	0.71 [m]
	<i>Acero pretensado</i>	<i>Ap</i> =	0 [cm2]
MATERIALES			
	Hormigón	<i>f_{ck}</i> =	30 [MPa]
			30000 [KN/m2]
		<i>f_{ctm}</i> =	2.9 [MPa]
			2896.5 [KN/m2]
		<i>γ_c</i> =	1.50
	Armadura	<i>f_{yk}</i> =	500 [MPa]
			500000 [KN/m2]
		<i>γ_s</i> =	1.15
ESFUERZOS			
	<i>Axil</i>	<i>N_{ed}</i> =	0 [KN] >0 compresion
	<i>Momento de cálculo</i>	<i>M_{ed}</i> =	484 [KNm]
	<i>Esfuerzo cortante de cálculo</i>	<i>V_{ed}</i> =	276.75 [KN]
CUANTÍAS MÍNIMAS			
$A_{s,min} = \max \{ 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \times d; 0.0013 \times b_t \times d \}$			
	<i>Armadura mínima</i>	<i>A_{s, min}</i> =	3.208 [cm2]
	<i>Separación máxima entre barras</i>	<i>s max</i> =	40.00 [cm]
	<i>Separación máxima en zona traccionada</i>	<i>s max</i> =	25.00 [cm]
CUANTÍA MÁXIMA			
	<i>Cuantía máxima armadura longitudinal</i>	<i>A_{s, max}</i> =	90 [cm] 0,04 A _c
ARMADO LONGITUDINAL NECESARIA			
	<i>A_{s, req}</i> =	17.421 [cm2]	Armado mecánico necesario
Diámetro mínimo necesario			
	<i>Ancho sección</i>	<i>bw</i> =	1 [m]
	<i>Separación máxima</i>	<i>s max</i> =	25 [cm]
	<i>Número mínimo de barras</i>	<i>n min</i> =	4.00
		<i>n enter</i> =	4.00
		<i>Ø min</i> =	23.55 [mm]
CUANTÍA DE ARMADURA PROPUESTA			
	<i>A_s</i> =	17.421 [cm2]	
	<i>Ø prop</i> =	20 [mm]	
	<i>n entero</i> =	6.00	
	<i>A_s real</i> =	18.85	OK. A _s l > A _s l req

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU VERIFICACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO	SALIDA DE EMERGENCIA		
OBJETO:	VIGA RIOSTRA	FECHA:	jun-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 6.2 and Art 9.3.2		
VERIFICACIÓN ARMADURA DE CORTANTE			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
Canto	h =	0.75 [m]	
Ancho	bw =	0.3 [m]	
Ancho traccionado	bt =	0.3 [m]	
Area de hormigón	Ac =	0.225 [m2]	
Recubrimiento mecánico	c nom =	0.04 [m]	
Armado longitudinal traccionado	Asl =	18.84 [cm2]	
Diámetro de las barras	Ø =	20 [mm]	
Armado de pretensado	Ap =	0 [cm2]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m2]	
	f ctm =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m2]	
	γc =	1.50	
Acero armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
	γs =	1.15	
ESFUERZOS			
Cortante de cálculo	Ved =	287.00 [KN]	
Momento flector de cálculo	Med =	484.00 [KNm]	
Axil de cálculo	Ned =	0 [KN] > 0 compression	
Ángulo de las bielas	θ =	45 [°] 0.79 [rad]	
Tensión longitudinal	σx =	0 [MPa]	
Tensión transversal	σy =	0 [MPa]	
ARMADO			
Ángulo entre la armadura transversal y el eje de viga	α =	90 [°] 1.57 [rad]	
CÁLCULOS INTERMEDIOS			
Cortante reducido	VErd =	287.00 [KN]	
Canto mecánico	d =	0.710 [m]	
brazo de palanca	z =	0.568 [m]	
	v1 =	0.6	
	σ cp =	0 [MPa]	
	α cw =	1	
	pl =	0.00884507 OK	
	k =	1.53074489	
	CRd,c =	0.120	
	v min =	0.36306376	
	k1 =	0.150	
	cotg θ =	1	
	cotg α =	0	
RESULTADOS - CORTANTE RESISTENTE Y VERIFICACIÓN DE LA ARMADURA			
CORTANTE RESISTENTE SIN ARMADURA TRANSVERSAL			
	V Rd,c =	116.700 [KN]	>= VErd
			OK. Armadura no necesaria

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

Armadura de anclaje: la viga riostra se anclará al forjado de cubierta existente y a la pantalla existente, de modo que se plantea nuevamente el uso de anclajes químicos tipo HILTI o equivalente. Una reacción de 286.9 kN va a requerir un mínimo de 3M20 (calidad 8.8):

Characteristic resistance

Anchor size		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Uncracked concrete									
Tension N_{Rk}	HAS-U 5.8	18,0	29,0	42,0	68,7	109	150	183	218
	HAS-U 8.8	29,0	42,0	56,8	68,7	109	150	183	218
	HAS-U A4	26,0	41,0	56,8	68,7	109	150	183	218
	HAS-U HCR	29,0	42,0	56,8	68,7	109	150	183	218
	HIS-N 8.8	25,0	46,0	67,0	109	116	-	-	-
	HIT-Z ^{a)}	24,0	38,0	50,0	85,9	118,8	-	-	-
	HAS-D	-	-	49,2	68,8	109	-	-	-
Shear V_{Rk}	HAS-U 5.8	9,0	15,0	21,0	39,0	61,0	88,0	115	140
	HAS-U 8.8	15,0	23,0	34,0	63,0	98,0	141	184	224
	HAS-U A4	13,0	20,0	30,0	55,0	86,0	124	115	140
	HAS-U HCR	15,0	23,0	34,0	63,0	98,0	124	161	196
	HIS-N 8.8	13,0	23,0	34,0	63,0	58,0	-	-	-
	HIT-Z ^{a)}	12,0	19,0	27,0	48,0	73,0	-	-	-
	HAS-D	-	-	34,0	63,0	149	-	-	-

5.1.3 Muro

El muro está enterrado, y por lo tanto está sometido a los empujes del suelo de relleno.

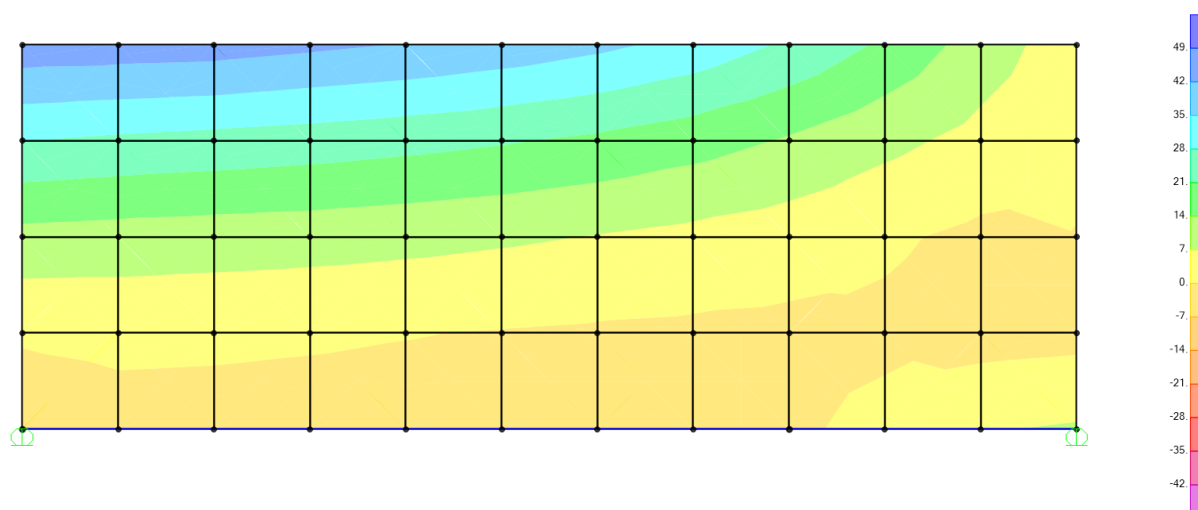


Figura 27. M22 – ELU

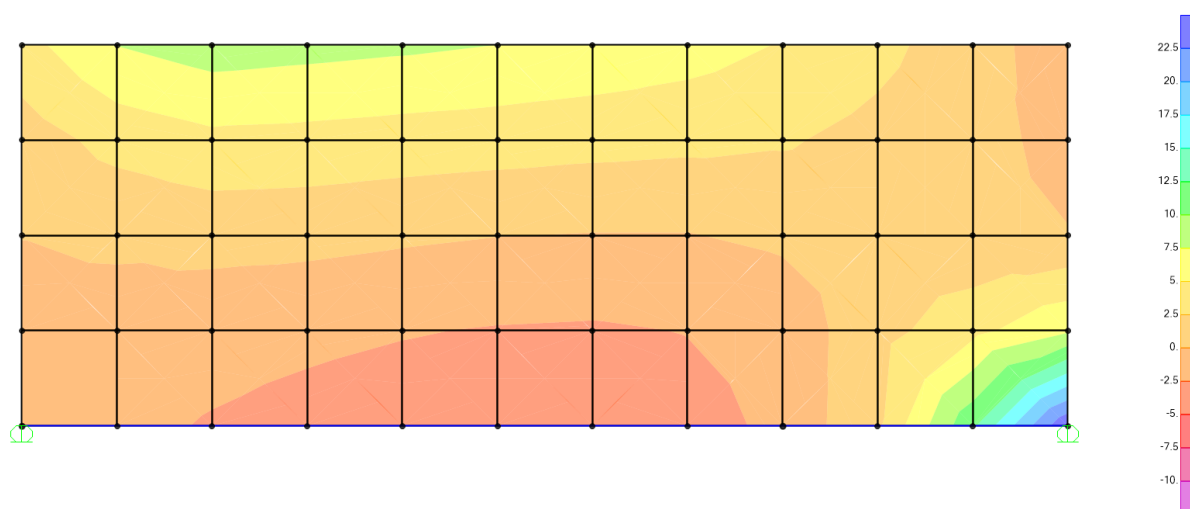


Figura 28. M11 – ELU

Los esfuerzos no son elevados y la sección puede resistir los esfuerzos con un armado de $\phi 12/200$ en ambas caras.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU - VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO	SALIDA DE EMERGENCIA		
OBJETO:	MUROS	FECHA:	jun-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 9.3.1	ARMADURA TRASDÓS / INTRADÓS	
VERIFICACIÓN ARMADURA DE FLEXIÓN			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
Canto	h =	0.3 [m]	
Ancho	bw =	1 [m]	
Ancho traccionado	bt =	1 [m]	
Area de hormigón	Ac =	0.3 [m ²]	
Recubrimiento mecánico	c nom =	0.04 [m]	
Canto mecánico	d =	0.26 [m]	
Acero pretensado	Ap =	0 [cm ²]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m ²]	
	f ctm =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m ²]	
	γc =	1.50	
Armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m ²]	
	γs =	1.15	
ESFUERZOS			
Axil	Ned =	0 [KN] >0 compresion	
Momento de cálculo	Med =	45 [KNm]	
Esfuerzo cortante de cálculo	Ved =	0 [KN]	
CUANTÍAS MÍNIMAS			
$A_{s,min} = \max \{ 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \times d; 0.0013 \times b_t \times d \}$			
Armadura mínima	As, min =	3.916 [cm ²]	
Separación máxima entre barras	s max =	40.00 [cm]	
Separación máxima en zona traccionada	s max =	25.00 [cm]	
CUANTÍA MÁXIMA			
Cuantía máxima armadura longitudinal	As, max =	120 [cm] 0,04 A _c	
ARMADO LONGITUDINAL NECESARIA			
	As, req =	4.423 [cm ²]	Armado mecánico necesario
Diámetro mínimo necesario			
Ancho sección	bw =	1 [m]	
Separación máxima	s max =	25 [cm]	
Número mínimo de barras	n min =	4.00	
	n enter =	4.00	
	Ø min =	11.87 [mm]	
CUANTÍA DE ARMADURA PROPUESTA			
	As =	4.423 [cm ²]	
	Ø prop =	12 [mm]	OK.
	s prop =	20 [cm]	
	n =	5.00	
	As real =	5.65	OK. Asl > Asl req

5.1.4 Losa superior

La losa tiene que resistir las cargas de relleno, la carga muerta del pavimento, y una sobrecarga de uso de $q=5 \text{ kN/m}^2$.

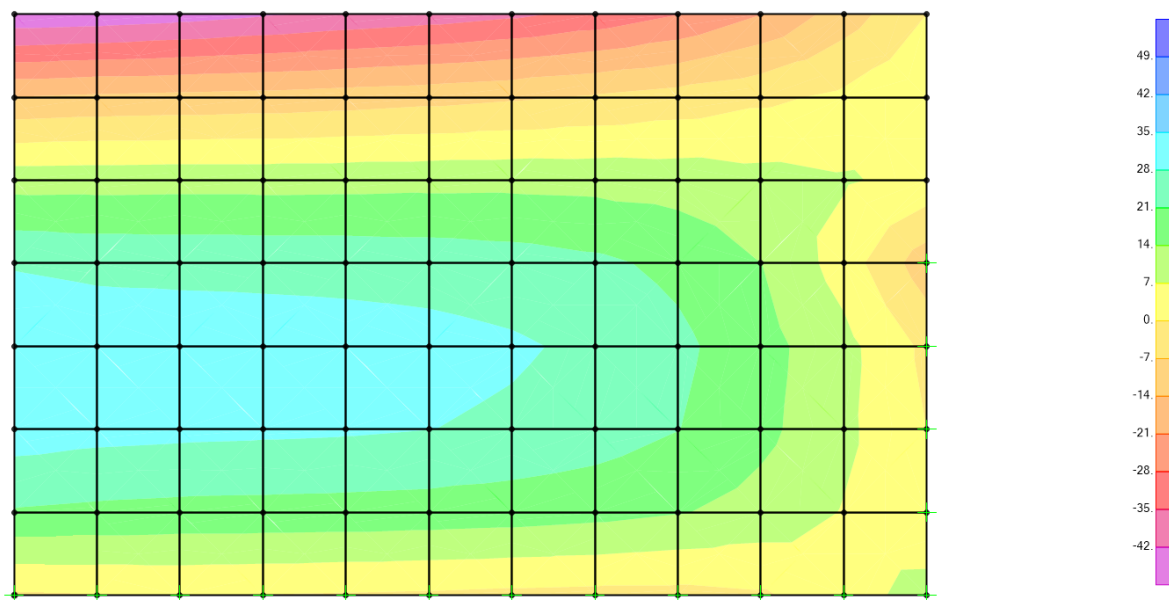


Figura 29. M22 – ELU

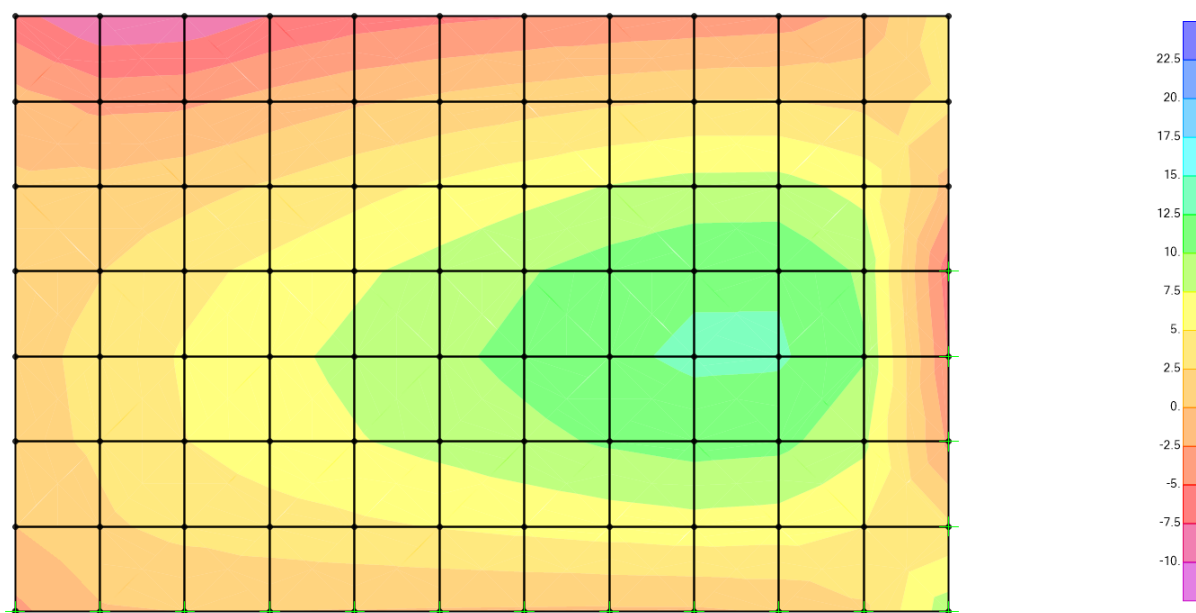


Figura 30. M11 – ELU

La losa se armará con una armadura inferior y superior mínima de $\phi 12/200$.

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU - VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO	SALIDA DE EMERGENICA		
OBJETO:	LOSA	FECHA:	ago-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 9.3.1	ARMADURA INFERIOR/SUPERIOR	
VERIFICACIÓN ARMADURA DE FLEXIÓN			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
<i>Canto</i>	<i>h</i> =	0.3 [m]	
<i>Ancho</i>	<i>bw</i> =	1 [m]	
<i>Ancho traccionado</i>	<i>bt</i> =	1 [m]	
<i>Area de hormigón</i>	<i>Ac</i> =	0.3 [m ²]	
<i>Recubrimiento mecánico</i>	<i>c nom</i> =	0.04 [m]	
<i>Canto mecánico</i>	<i>d</i> =	0.26 [m]	
<i>Acero pretensado</i>	<i>Ap</i> =	0 [cm ²]	
MATERIALES			
Hormigón	<i>f_{ck}</i> =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m ²]	
	<i>f_{ctm}</i> =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m ²]	
	<i>γ_c</i> =	1.50	
Armadura	<i>f_{yk}</i> =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m ²]	
	<i>γ_s</i> =	1.15	
ESFUERZOS			
<i>Axil</i>	<i>N_{ed}</i> =	0 [KN]	>0 compresion
<i>Momento de cálculo</i>	<i>M_{ed}</i> =	37 [KNm]	
<i>Esfuerzo cortante de cálculo</i>	<i>V_{ed}</i> =	62 [KN]	
CUANTÍAS MÍNIMAS			
$A_{s,min} = \max \{ 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \times d; 0.0013 \times b_t \times d \}$			
<i>Armadura mínima</i>	<i>A_{s, min}</i> =	3.916 [cm ²]	
<i>Separación máxima entre barras</i>	<i>s max</i> =	40.00 [cm]	
<i>Separación máxima en zona traccionada</i>	<i>s max</i> =	25.00 [cm]	
CUANTÍA MÁXIMA			
<i>Cuantía máxima armadura longitudinal</i>	<i>A_{s, max}</i> =	120 [cm]	0,04 <i>A_c</i>
ARMADO LONGITUDINAL NECESARIA			
	<i>A_{s, req}</i> =	3.637 [cm ²]	Armado mínimo requerido
Diámetro mínimo necesario			
<i>Ancho sección</i>	<i>bw</i> =	1 [m]	
<i>Separación máxima</i>	<i>s max</i> =	25 [cm]	
<i>Número mínimo de barras</i>	<i>n min</i> =	4.00	
	<i>n enter</i> =	4.00	
	<i>Ø min</i> =	11.16 [mm]	
CUANTÍA DE ARMADURA PROPUESTA			
	<i>A_s</i> =	3.916 [cm ²]	
	<i>Ø prop</i> =	12 [mm]	
	<i>s prop</i> =	20 [cm]	OK.
	<i>n</i> =	5.00	
	<i>n entero</i> =	5.00	
	<i>A_{s real}</i> =	5.65	OK. <i>A_s</i> > <i>A_s</i> req

Proyecto de ejecución de obras de reparación de la estructura en el Aparcamiento de Luna Tudescos

Exp.: 300/2020/00870 -16

ELU VERIFICACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL			
PROYECTO:	PAR LUNA TUDESCOS		
ELEMENTO:	SALIDA DE EMERGENCIA		
OBJETO:	ESCALERAS	FECHA:	jun-22
CODE:	EN 1992-1-1:2004 Art 6.2 and Art 9.3.2		
VERIFICACIÓN ARMADURA DE CORTANTE			
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN			
Canto	h =	0.3 [m]	
Ancho	bw =	1 [m]	
Ancho traccionado	bt =	1 [m]	
Area de hormigón	Ac =	0.3 [m2]	
Recubrimiento mecánico	c nom =	0.04 [m]	
Armado longitudinal traccionado	Asl =	5.65 [cm2]	
Diámetro de las barras	Ø =	12 [mm]	
Armado de pretensado	Ap =	0 [cm2]	
MATERIALES			
Hormigón	f ck =	30 [MPa]	
		30000 [KN/m2]	
	f ctm =	2.9 [MPa]	
		2896.5 [KN/m2]	
	γc =	1.50	
Acero armadura	f yk =	500 [MPa]	
		500000 [KN/m2]	
	γs =	1.15	
ESFUERZOS			
Cortante de cálculo	Ved =	62.00 [KN]	
Momento flector de cálculo	Med =	37.00 [KNm]	
Axil de cálculo	Ned =	0 [KN] > 0 compression	
Ángulo de las bielas	θ =	45 [°] 0.79 [rad]	
Tensión longitudinal	σx =	0 [MPa]	
Tensión transversal	σy =	0 [MPa]	
ARMADO			
Ángulo entre la armadura transversal y el eje de viga	α =	90 [°] 1.57 [rad]	
CÁLCULOS INTERMEDIOS			
Cortante reducido	VErd =	62.00 [KN]	
Canto mecánico	d =	0.260 [m]	
brazo de palanca	z =	0.208 [m]	
	v1 =	0.6	
	σ cp =	0 [MPa]	
	α cw =	1	
	pl =	0.00217308 OK	
	k =	1.87705802	
	CRd,c =	0.120	
	v min =	0.49299807	
	k1 =	0.150	
	cotg θ =	1	
	cotg α =	0	
RESULTADOS - CORTANTE RESISTENTE Y VERIFICACIÓN DE LA ARMADURA			
CORTANTE RESISTENTE SIN ARMADURA TRANSVERSAL			
	V Rd,c =	128.179 [KN]	>= VErd
			OK. Armadura no necesaria