**anejo nº4**

**memoria de cálculo de la estructura**

**1.‑ JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA**

**1.0 Daños detectados en la estructura**

**1.1.0 Origen de los daños en paramentos y la estructura**

**1.1.1 Justificación de la solución de refuerzo adoptada**

**1.2 Cimentación existente. Refuerzo de la cimentación.**

**1.3 Cumplimiento del C.T.E. DB.SI**

**1.4 Método de cálculo**

1.4.1Hormigón armado

1.4.2 Aceros conformados y laminados

**1.5 Cálculos por ordenador**

**2.‑ CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES A UTILIZAR**

**2.1 Materiales**

**2.2 Asientos admisibles y límites de deformación**

**3.‑ ACCIONES ADOPTADAS PARA EL CÁLCULO**

**3.1 Acciones gravitatorias**

**3.2 Sobrecargas de uso**

**3.3 Cargas lineales**

**3.4 Acciones de viento**

**3.5 Acciones sísmicas**

**4.‑ COMBINACIONES DE ACCIONES CONSIDERADAS**

**4.1 Hormigón**

**4.2 Acero laminado**

**4.3 Acero conformado**

**4.4 Acciones características**

**5.‑ CUMPLIMIENTO DEL C.T.E. S.E.**

|  |
| --- |
| **1.- JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA** |

**1.0.-Daños detectados en la estructura**

Las vigas y pilares del edificio presentan a simple vista (sin pruebas mecánicas, físicas o de laboratorio) un aspecto correcto, sin grietas estructurales, daños o deformaciones aparentes excesivas.

Por otro lado, la CIMENTACIÓN sí presenta un problema evidente de descalce de una zapata de esquina (zapata 40 en proyecto original/ esquina sureste), así como una profundidad de cimentación muy insuficiente, al estar ejecutada sobre terrenos de relleno y echadizos, lo que parece haber provocado en el edificio ciertos asientos y deformaciones “excesivos”, que se han transmitido a los cerramientos de fachadas y tabiquerías (posiblemente por la inexistencia de elementos elásticos en las juntas entre los mismos y la estructura), lo que ha producido fisuras y pequeñas grietas en numerosos puntos, donde las fábricas o los elementos de acabado no han podido asumir adecuadamente dichas deformaciones.

Otro elemento estructural con daños, aunque no es propiamente del edificio pero incide en su estabilidad, es el muro escollera que realiza las funciones de contención del terreno, en un momento de gran avenida de aguas la escollera se ha deslizado perdiendo su estabilidad, lo que ha producido el descalce de la zapata situada al sureste denominada con el nº 40 en el proyecto original.

**1.1.0‑ Origen de los daños en paramentos y la estructura:**

Se trata del refuerzo de la cimentación de la estructura del edificio de control de la estación depuradora de aguas residuales EDAR de Cenicientos propiedad del Canal de Isabel II Gestión.

Para buscar las causas del estado de agrietamiento del edificio por motivos estructurales, se han comprobado las conclusiones del estudio geotécnico llevado a cabo en el momento de la construcción del edificio y se ha encargado un estudio geotécnico nuevo:

.- En el Informe Geotécnico del Proyecto, se aconseja una cimentación sobre jabre y granito, bajo un terreno vegetal inferior a 0,3 m. se proyectaron cimentaciones superficiales limitando la tensión admisible sobre el terreno a 3k/cm².

.- Según el estudio de caracterización del terreno nº15063.0.Rev0. encargado a la empresa Orbis Terrarum, en su página 29 se expresa literalmente:

“**la estructura de estudio está cimentada sobre un relleno** de origen antrópico, formado por un material heterogéneo, principalmente por arenas limosas y con presencia de raíces, restos de ladrillos y hormigón. **Este relleno no reúne las especificaciones geotécnicas necesarias para ser utilizado como terreno de cimentación**. Posee una compacidad variada que varía de muy floja a media que confiere al material poca homogeneidad en cuanto a los asientos, causando zonas con distorsiones angulares importantes entre apoyos.”

En este informe se concluye que se ha considerado como solución óptima el recalce de toda la estructura con cimentación profunda con micropilotes que transmita los esfuerzos a un nivel competente. En este caso, ese nivel sería la roca sana que se encuentra inmediatamente por debajo del relleno antrópico. Ver estudio de caracterización del terreno nº15063.0.Rev0.

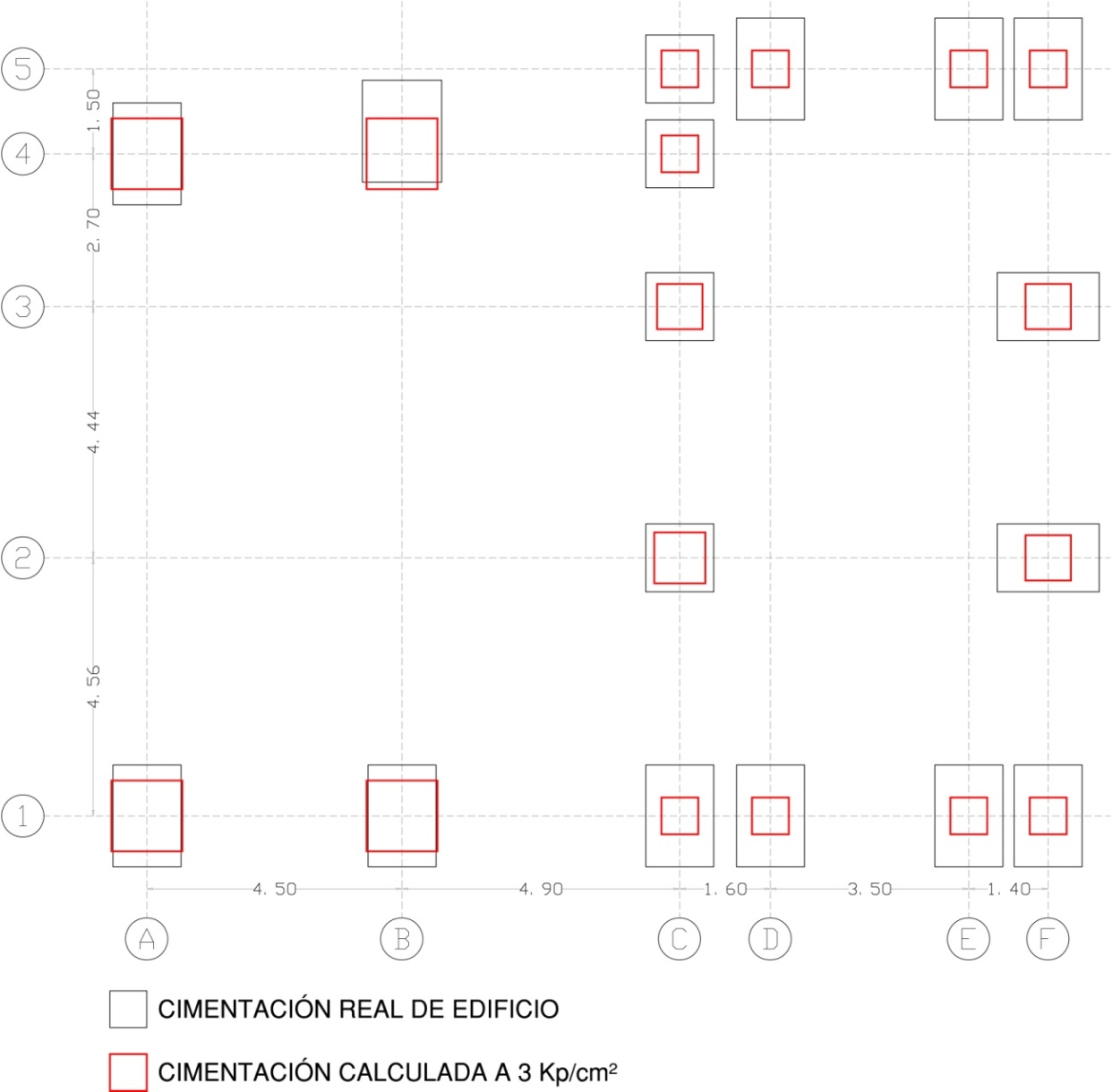
En el Informe Geotécnico del Proyecto no se detecto que existe un terreno de relleno que varía entre -5,50 y -9 m.

Estas son el origen de agrietamientos por asientos de la estructura.

Antes de llevar a cabo el cálculo del recalce de la estructura y debido a las contradicciones encontradas en el resumen de estudio geotécnico llevado a cabo en el momento de la construcción del edificio y el facilitado por la empresa Orbis Terrarum, se ha hecho una comprobación general de la estructura, cimentación, estructura vertical, vigas de acero y forjado de cubierta, para comprobar el estado real de dimensionado de la misma.

Como resumen, las vigas, forjado de cubierta y el 90% de los pilares se encuentran con un dimensionado correcto y están en buen estado de servicio. Ver Anejo 1.

En la cimentación, que pensábamos encontrar mayores discrepancias, como se puede observar la parte más afectada está sobredimensionada para lo calculado en el proyecto a -30 cm y tensión admisible de 3k/cm², como puede observarse en el siguiente esquema:

**1.1.1‑ Justificación de la solución de refuerzo adoptada:**

**Resumen de actuaciones:**

Los trabajos de refuerzo cuentan con dos actuaciones claramente diferenciadas:

1.- Construcción, por la parte sureste del edificio, de elemento de contención de tierras eficiente, mediante un muro de contención de gaviones con lámina de geotextil por el trasdós:

El muro de contención de gaviones estará formado por cajas de 3x1x1 y 3x1x1,5 m de enrejado de triple torsión de alambre de acero galvanizado de 2 mm de diámetro, de malla hexagonal de 50x70 mm, para gavión, según UNE 36730.

Posteriormente se rellenará completamente la parte del trasdós del muro compactando el terreno y se recalzara la zapata afectada. El orden de los trabajos podrá variar para recalzar antes la zapata y realizar el muro posteriormente o incluso se podrán solapar los trabajos, se tomará la decisión en obra por la dirección facultativa.

Se ha comprobado la estabilidad del muro de gaviones, global y parcial, a vuelco y desplazamiento, y cumple con factores de 2 y de 1,5 respectivamente.

Los datos que se han tenido en cuenta para el cálculo son:

Densidad de la roca: 2.800 kg/m³

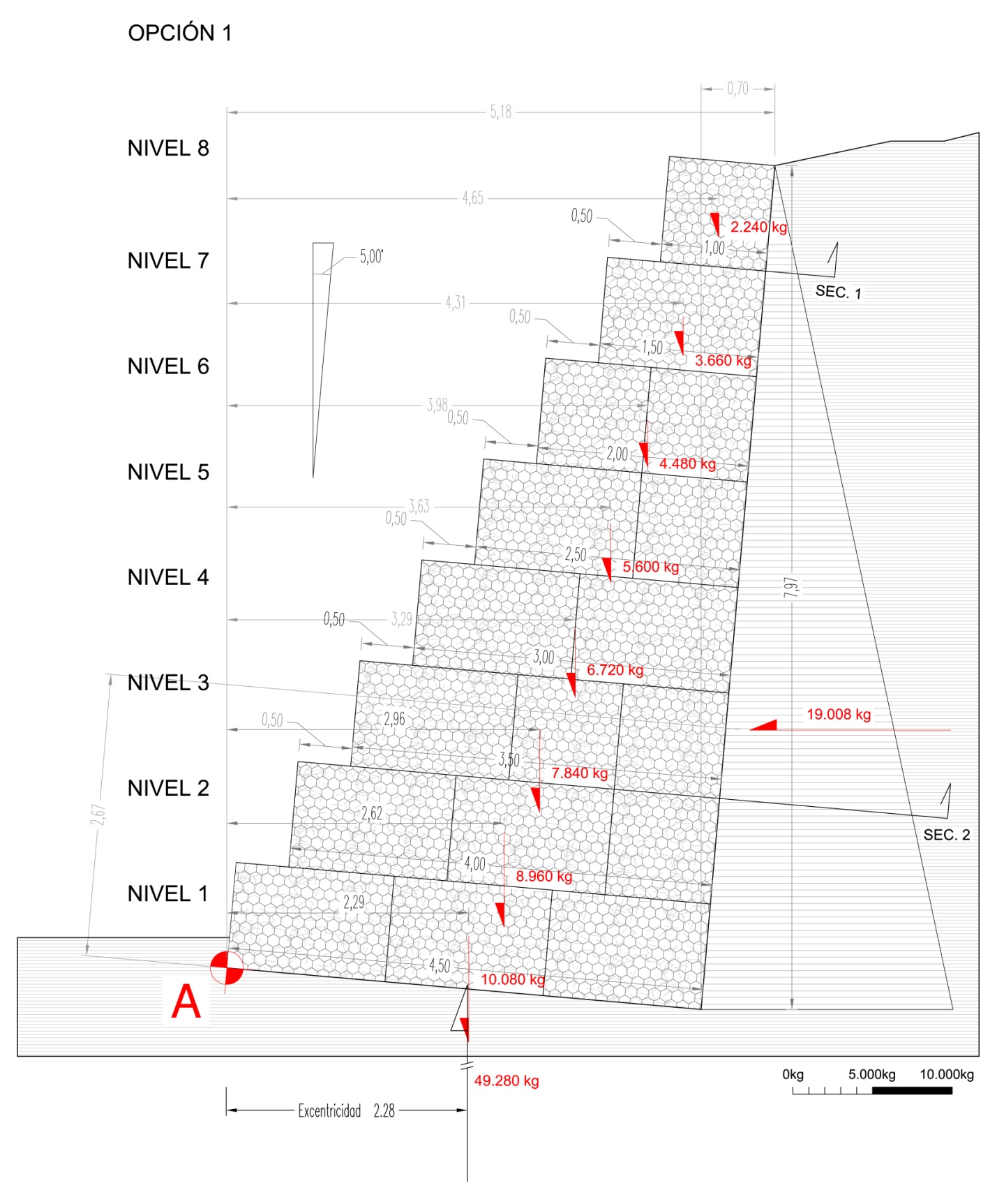
Relación de vacíos en gaviones: 20%

Coeficiente de rozamiento ente gavión y suelo: 0,6

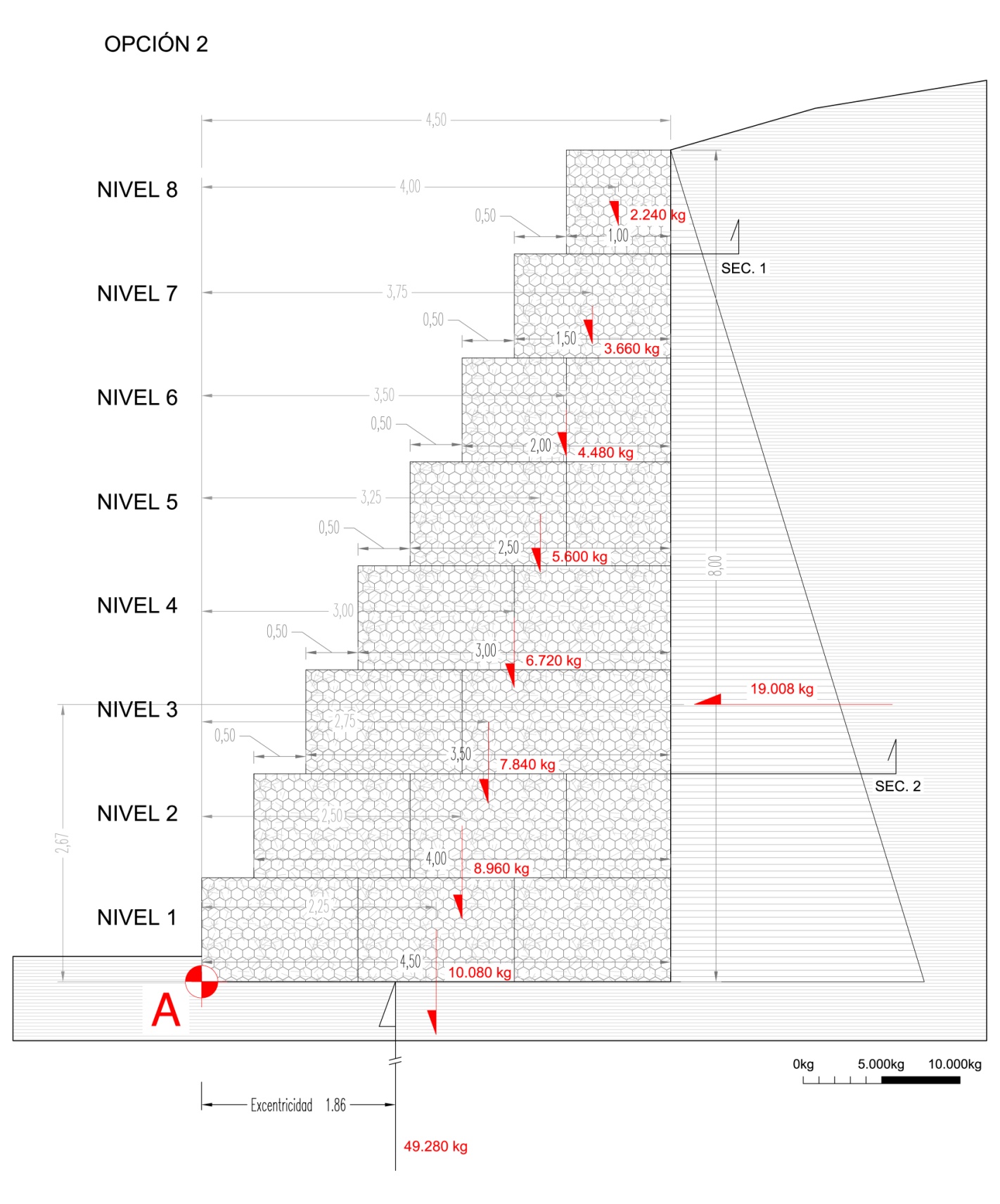
Coeficiente de rozamiento entre gaviones: 0,7

Compresión de gavión: 30MPa

Se presentan dos opciones, la primera es óptima y tiene factores de cumplimiento más amplios que la segunda, simplemente se inclina el muro 5º con respecto a la vertical , la única contra es que en planta ocupa 5,18 m. y el espacio de parcela en ese punto es limitado:



En la opción 2 el muro de gaviones es vertical, ocupa algo menos en planta, 4,5 m. el factor de cumplimiento es menor tanto a vuelco como a deslizamiento.



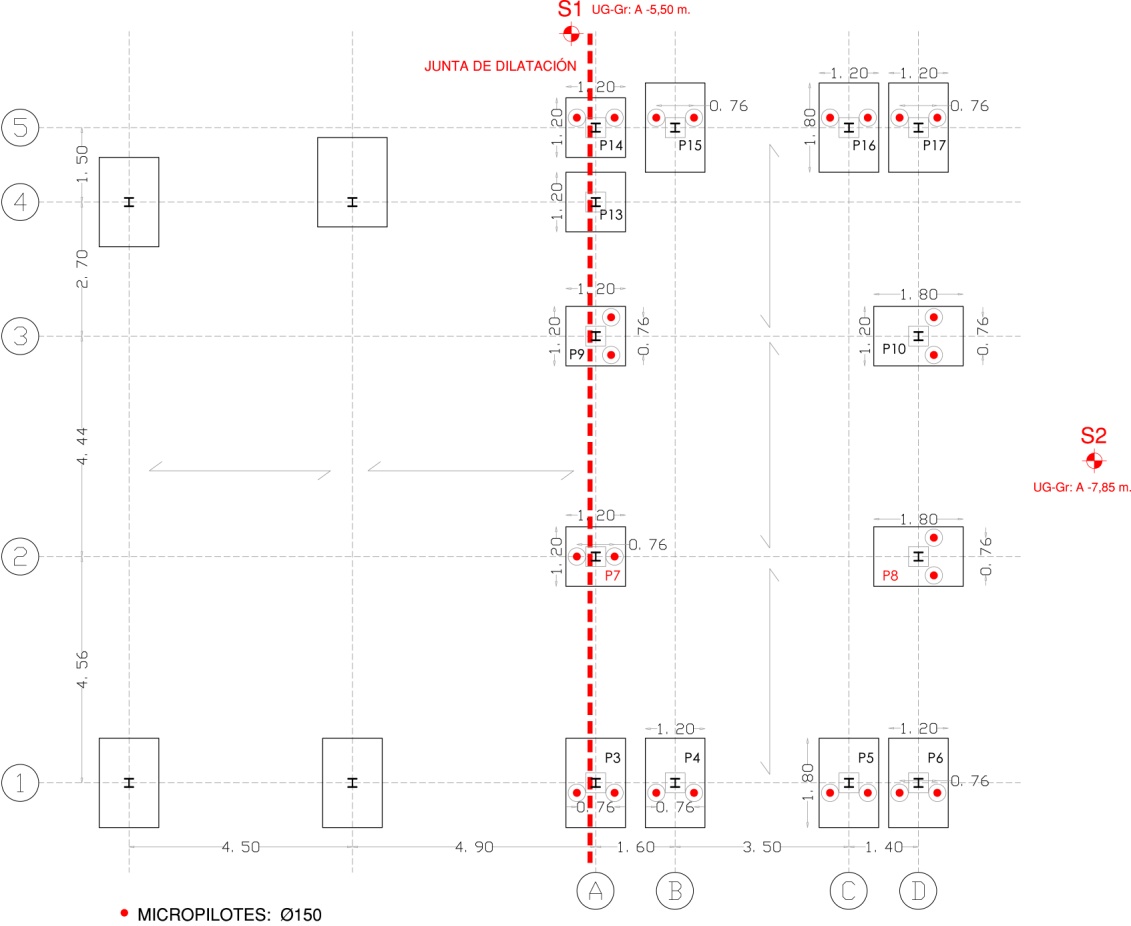
Por último y para estabilizar definitivamente la parte sur del edificio más afectada por los asientos, se procederá a la ejecución de labores de recalce de las zapatas existentes con micropilotes.

Los micropilotes serán Ø150 con armado 60,3/6,3 y S+52, irán empotrados 8D, 1,20 m. en el sustrato rocoso UG-Gr, las resistencia de cálculo se calcula con:

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Unidad  geotécnica | rfc,d  (Mpa) | fe,d  (Mpa) | qpe,d  (Mpa) |
| UG-RC | **0,24** |  |  |
| UG-Gr |  | **0,40** | **4,00** |

Según estudio de caracterización del terreno nº: 15063.0.Rev0.

Para, en lo posible, independizar los movimientos de la parte del edificio recalzada de la que no se va a recalzar, se propone llevar a cabo una junta de dilatación, aunque no se doble la estructura o se recalce todo el edificio, se minimizarán los daños. Se llevará a cabo esta junta de dilatación, en los elementos como cerramientos o la cubierta.



|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **1.2 Cimentación existente. Refuerzo de la cimentación**  A la vista de las conclusiones obtenidas en el estudio de caracterización del terreno nº15063.0.Rev0. encargado a la empresa Orbis Terrarum, se distinguen tres unidades geotécnicas:  .- **UG-RC: Relleno Controlado. De origen antrópico, principalmente arenoso. Terreno compactado con fines de cimentación.**  Esta unidad geotécnica corresponde a un relleno controlado de origen antrópico, compactado previamente con fines de cimentación. Están formados por materiales diversos. En general se trata de una arena con algo de limo de color marrón claro de compacidad floja, pudiendo llegar a compacidad media. En ocasiones aparecen cantos sueltos de granito y restos de raíces, hormigón y ladrillos. En general, este relleno está en estado seco y alcanza profundidades superiores a 3 metros. A profundidades superiores puede llegar a aparecer húmedo o muy húmedo.  El espesor de esta unidad geotécnica, según las observaciones obtenidas en los diferentes sondeos, varía de entre 4,30 metros hasta los 7,85 metros.  **.-** **UG-Jab: Jabre. Corresponde a arenas limosas de grano medio procedentes de la alteración del leucogranito de dos micas subyacente.**  Corresponde a unas arenas limosas de grano medio de color marrón claro. Procede de la alteración del leucogranito que se encuentra inmediatamente por debajo. Presenta una compacidad densa a muy densa. Se encuentra en estado seco.  Esta unidad solo ha sido detectada en el sondeo S-3, precisamente el sondeo que se encuentra más alejado en la zona de recalce. En los demás sondeos, inmediatamente por debajo del relleno controlado (UG-RC) aparece directamente la roca (UG-Gr)  **.-** **UG-Gr: Sustrato rocoso. Leucogranito de dos micas, poco alterado.**  Esta unidad geotécnica corresponde al sustrato rocoso ubicado debajo de las arenas de grano medio (UG-Jab) que aparecieron en el sondeo S-3, así como a continuación del relleno controlado (UG-RC) detectado en los sondeos S-1, S-2 y S-4.  Dicho sustrato rocoso lo conforma un leucogranito de dos micas de grano medio y ocasionalmente presenta fenocristales de feldespato de hasta 3 centímetros. Tiene un grado de alteración I y llegando hasta grado II, considerándolo roca sana o ligeramente meteorizada. Las fracturas varían su orientación desde 0º hasta 90º con respecto a la perforación. Presentan una rugosidad suave y sin relleno.  Se perforó aproximadamente 2 metros de roca en cada sondeo con la finalidad de asegurar que se alcanza un terreno firme y de buena calidad.  La cimentación se reforzará con dos micropilotes por zapata existente de dimensiones ∅150mm. de diámetro de peforación y armado tubular de diámetro exterior de 60,3 mm y espesor de chapa de 6,30 mm.  **Tope estructural del micropilote**:  Para el cálculo del tope estructural del micropilote a compresión existen diversas formulaciones. Se ha adoptado como válida la recogida en la “guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes”, que se recoge a continuación:  T1  En este caso se ha obtenido un tope estructural para el pilote de **313 kN.**  fig2  *Sección tipo del micropilote a disponer*  **Resistencia por fuste y punta del micropilote**:  Para el cálculo de la resistencia frente al modo de fallo del hundimiento, se han utilizado los datos facilitados por el estudio geotécnico:   |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | | Unidad  geotécnica | rfc,d  (Mpa) | fe,d  (Mpa) | qpe,d  (Mpa) | | UG-RC | **0,24** |  |  | | UG-Gr |  | **0,40** | **4,00** |   Se ha calculado un pilote que atraviesa el sustrato resistenteC: Relleno Controlado y se ha empotrado 1,20 m en UG-Gr: sustrato rocoso.  Habitualmente no se tiene en cuenta el trabajo del micropilote por punta, en este caso y según la “guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes” por el tipo de sustrato competente, en el estudio de caracterización del terreno se han llevado a cabo seis (6) ensayos de resistencia a compresión simple, el resultado medio ha sido de 50,25 Mpa.  La roca se clasifica como moderadamente dura según la Sociedad Internacional de Mecánica de *Rocas* ISRM (1981)  En particular, en el caso que nos ocupa, sí tenemos en cuenta la resistencia por punta debido a la calidad del sustrato resistente, eso sí teniendo en cuenta la “Guía para el Proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera” de 2005 que en el punto 3.3.3.1 expresa textualmente:  “cuando pueda considerarse la resistencia por punta Rp,d habrá de adoptarse como valor máximo de la misma el quince por ciento (15%) de la resistencia de cálculo por fuste frente a esfuerzos de compresión Rfc,d, es decir:  Rp,d≤0.15 Rfc,d  El cálculo de resistencia máximo del pilote debido al terreno y a la geometría es:  Fuste UG-RC: 24t/m² x(0,47x6,00)/2=**33,84 t**  Fuste UG-Gr: 40,8t/m² x(0,47x1,00)/2=**9,59 t**  **Nota:** Independientemente del factor de minoración por fuste aplicado a los datos del estudio de caracterización del terreno, que para obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración superior a seis (6) meses, como es el caso, se aplica un factor 1,65. Además se aplica otro factor de dos (2).  Punta UG-Gr: 0,0177m² x 408t/m² = 7,25t el 15% de 33,84 T+9,59 T=**6,50t**  **Nota:** del cálculo de por punta se obtiene una resistencia de 7,25t, como el 15% de la resistencia por fuste es de 6,50t, se toma este ultimo valor.  **Total máximo calculado**: **49,93t**  Se toma como valor para el cálculo, el inferior: **313 kN**, que no es el valor obtenido del la resistencia máxima calculada por la goemetría y el terreno 49,93t, **es el calculado anteriormente que viene dado por el tope estructural del micropilote,** en el que intervienen otros factores como armado, pandeo, construcción…  Si tenemos en cuenta los valores pésimos de los axiles de los pilares a recimentar, el más desfavorable es P7 ó (A2 según ejes) que llega en el pésimo de combinaciones a 25,40 t. ver anexo 1  **Análisis de la cimentación existente:**  En el proyecto para la zona que nos ocupa se describen dos zapatas de cimentación de 1,20 X 1,80 m. o de 1,20 X 1,20 m. ambas con 60 cm de canto sobre 10 cm de hormigón de limpieza, las zapatas tienen tanto el armado superior como el inferior de #∅12/20 mm B-500-S.  Las zapatas constan de un plinto de 40x40 cm. y 50cm. de alto, con armado de vertical 8∅12/20 y cercos ∅8/20 con una placa de reparto de 300x300x20mm. anclada con 4∅25 doblados en garrota, que soporta los pilares HEB-180.  Al recalzar las zapatas se ha de considerar que cambia el comportamiento de la cimentación, lo que era una zapata pasará a comportarse como un encepado. El mecanismo de bielas y tirantes que se genera es diferente y por tanto hay que comprobar que la armadura dispuesta en la zapata va a resistir la nueva distribución de esfuerzos:  fig 1  La componente horizontal de cada micropilote es de 12,7t/tg 69,68= **4,70t**  El armado inf. Para cada micropilote es de 3Ø12, el área es de 3,4 cm², el acero b-500-S resiste 575Mpa, y con seguridad (1,25) 4,6 t/cm², con lo que cumple el armado de la zapata, aunque su distribución en la misma no sea la más adecuada, tendría que estar dispuesta sobre las cabezas de los pilotes, cumple en cuantía.  **Análisis de la conexión micropilote-zapata:**  Hay que tener en cuenta la transmisión de esfuerzos que se produce por el rozamiento entre los materiales y que esta sea efectiva para las tensiones consideradas.  Son dos las situaciones a analizar:  1.-El rozamiento del micropilote, con la zapata existente. Superficie de contacto hormigón – hormigón  2.- La transmisión de rasante del micropilote en sí, camisa metálica del pilote y la lechada del propio micropilote.  **1.- superficie de contacto hormigón - hormigón:**  El Axil pésimo es el del pilar P7 por ejes (A-2) toma un valor de cálculo de 250kN, la zapata tiene un canto de 0,60 m. **según el artículo 9.2 del anejo 12 de la EHE-08,** para el rozamiento de dos superficies de hormigón en contacto se puede tomar el valor de **0,80 MPa.** para cada micropilote el valor de teórico de rozamiento es de:  **F (Sd)=Alat x Ґ =** π x 0,15 x 0,6 x 800**= 226 kN**  Dado que contamos con dos micropilotes en cada zapata, el valor teórico de rozamiento total por zapata es de 452kN, superior a los 250 kN del axil de cálculo.  Por lo tanto se concluye que la superficie de contacto será suficiente.  En cualquier caso, se ha previsto disponer de una tapa superior de cierre del micropilote para asegurar que no se produce un fallo por deslizamiento. Ver plano de detalle.  **2.- superficie de contacto hormigón – camisa metálica de micropilote**  Se va a optar por colocar barras de acero corrugado b-500-S, es preciso conocer la fricción o el rozamiento de la barra embebida en la lechada. Según el artículo 69.5.1.2 de la EHE-08, la adherencia se puede determinar con la siguiente expresión:  Tbd=2,25 x n1 x n2 x fctd = 2,70MPa  Donde :  n1 x n2: Toman el valor de 1,00  fctd: Toma el valor de 1,20 MPa    La capacidad de la barra vendrá dada por el producto entre el valor obtenido en la expresión anterior y el área lateral de la misma.  **Se calculan dos opciones, con barras de Ø12 y Ø16.** (en los planos sólo está reflejada la opción con Ø16, al salir menos redondos en número, se reduce el número de soldaduras)  Para barras Ø12 con long. de anclaje de 30cm. se obtiene una capacidad unitaria de 30,50 kN, con lo que para transmitir 250 kN, de la más desfavorable pilar P7, harían falta 9 barras que cubrirían hasta 274,50 kN.  Para barras Ø16 con long. de anclaje de 40cm. se obtiene una capacidad unitaria de 54,20 kN, con lo que para transmitir 250 kN, de la más desfavorable pilar P7, harían falta 5 barras que cubrirían hasta 271,00 kN.  **2.- soldadura de barras – camisa metálica de micropilote**  Para las barras de Ø12 serían dos soldaduras por barra de 25 cm, con una garganta de 0,30 veces el diámetro un espesor, sería de 4 mm. serían 18 soldaduras:  Fvw=250/9x 1/ 2x0.004x0.50= **6,94 MPa**  Para las barras de Ø16 serían dos soldaduras por barra de 35 cm, con una garganta de 0,30 veces el diámetro un espesor, sería de 5 mm. serían 10 soldaduras:  Fvw=250/5x 1/ 2x0.005x0.70= **7,14 MPa**  Una vez ejecutados los micropilotes, para asegurar su correcto funcionamiento, en obra se procederá expresamente a la comprobación de los siguientes elementos:   * La correcta conexión de los micropilotes con las zapatas existentes. * El correcto empotramiento del micropilote en substrato resistente en la dimensión definida en proyecto (1,20 m)   **1.3 Cumplimiento del C.T.E. DB.SI**  En el caso de de la estructura de micropilotes de hormigón, al estar bajo tierra cumplen una resistencia al fuego que será siempre superior al mínimo R-60.  **1.4 Método de Calculo**  **1.4.1Hormigón armado.**  Para la obtención de las solicitaciones se ha considerado los principios de la Mecánica Racional y las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y Elasticidad.  El método de cálculo aplicado es de los Estados Límites, en el que se pretende 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.  En los estados límites últimos se comprueban los correspondientes a: equilibrio, agotamiento o rotura, adherencia, anclaje y fatiga (si procede).  En los estados límites de utilización, se comprueba: deformaciones (flechas), y vibraciones (si procede).  Definidos los estados de carga según su origen, se procede a calcular las combinaciones posibles con los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes de acuerdo a los coeficientes de seguridad definidos en el art. 12º de la norma EHE y las combinaciones de hipótesis básicas definidas en el art 4º del CTE DB-SE   |  | | --- | | **Situaciones no sísmicas**    **Situaciones sísmicas** |   La obtención de los esfuerzos en las diferentes hipótesis simples del entramado estructural, se harán de acuerdo a un cálculo lineal de primer orden, es decir admitiendo proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el principio de superposición de acciones, y un comportamiento lineal y geométrico de los materiales y la estructura.  Para el dimensionado de los soportes se comprueban para todas las combinaciones definidas.  **1.4.2 Aceros conformados y laminados**  Se dimensiona los elementos metálicos de acuerdo a la norma CTE SE-A (Seguridad estructural: Acero), determinándose coeficientes de aprovechamiento y deformaciones, así como la estabilidad, de acuerdo a los principios de la Mecánica Racional y la Resistencia de Materiales.  Se realiza un cálculo lineal de primer orden, admitiéndose localmente plastificaciones de acuerdo a lo indicado en la norma.  La estructura se supone sometida a las acciones exteriores, ponderándose para la obtención de los coeficientes de aprovechamiento y comprobación de secciones, y sin mayorar para las comprobaciones de deformaciones, de acuerdo con los límites de agotamiento de tensiones y límites de flecha establecidos.  Para el cálculo de los elementos comprimidos se tiene en cuenta el pandeo por compresión, y para los flectados el pandeo lateral, de acuerdo a las indicaciones de la norma. NORMATIVA TENIDA EN CUENTA PARA EL CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA | | |
|  | | |
| **DB-SE 3.1** | Exigencias básicas de seguridad estructural |
| **SE-AE** | Acciones en la edificación |
| SE-C | Cimentaciones |
| SE-A | Estructuras de acero |
|  |  |
| **NCSE** | Norma de construcción sismorresistente |
| EHE | Instrucción de hormigón estructural |
| **EFHE** | Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados |

**1.5 Cálculos por ordenador**

Para la obtención de las solicitaciones y dimensionado de los elementos estructurales, se ha dispuesto de un programa informático de ordenador.

Se ha utilizado para toda la estructura el programa CYPE 2010.1, tanto para la cimentación como para los demás elementos de la estructura.

**2.‑ Características de los materiales a utilizar**

**2.1 MATERIALES**

**Hormigones**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Elementos de Hormigón Armado | | | | |
| Toda la obra | Cimentación | Soportes (Comprimidos) | Forjados (Flectados) | Otros |
| Resistencia Característica a los 28 días: fck (N/mm2) | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| Tipo de cemento (RC-03) | CEM I/32.5 N |  |  |  |  |
| Cantidad máxima/mínima de cemento (kp/m3) | 400/300 |  |  |  |  |
| Tamaño máximo del árido (mm) |  | 40 | 30 | 15/20 | 25 |
| Tipo de ambiente (agresividad) | I |  |  |  |  |
| Consistencia del hormigón |  | Plástica | Blanda | Blanda | Blanda |
| Asiento Cono de Abrams (cm) |  | 3 a 5 | 6 a 9 | 6 a 9 | 6 a 9 |
| Sistema de compactación | Vibrado |  |  |  |  |
| Nivel de Control Previsto | Estadístico |  |  |  |  |
| Coeficiente de Minoración | 1.5 |  |  |  |  |
| Resistencia de cálculo del hormigón: fcd (N/mm2) | 16.66 | 16.66 | 16.66 | 16.66 | 16.66 |

**Acero en barras**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Toda la obra | Cimentación | Comprimidos | Flectados | Otros |
| Designación | B-500-S |  |  |  |  |
| Límite Elástico (N/mm2) | 500 |  |  |  |  |
| Nivel de Control Previsto | Normal |  |  |  |  |
| Coeficiente de Minoración | 1.15 |  |  |  |  |
| Resistencia de cálculo del acero (barras): fyd (N/mm2) | 334.78 |  |  |  |  |

**Acero en Mallazos**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Toda la obra | Cimentación | Comprimidos | Flectados | Otros |
| Designación | B-500-T |  |  |  |  |
| Límite Elástico (N/mm2) | 500 |  |  |  |  |

**Ejecución**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Toda la obra | Cimentación | Comprimidos | Flectados | Otros |
| **A. Nivel de Control previsto** | Normal |  |  |  |  |
| **B. Coeficiente de Mayoración de las acciones desfavorables**  Permanentes/Variables | 1.5/1.6 |  |  |  |  |

**Aceros laminados**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | Toda la obra | Comprimidos | Flectados | Traccionados | Placas anclaje |
| Acero en Perfiles | Clase y Designación | S275 |  |  |  |  |
| Límite Elástico (N/mm2) | 275 |  |  |  |  |
| Acero en Chapas | Clase y Designación | S275 |  |  |  |  |
| Límite Elástico (N/mm2) | 275 |  |  |  |  |

**Aceros conformados**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | Toda la obra | Comprimidos | Flectados | Traccionados | Placas anclaje |
| Acero en Perfiles | Clase y Designación | S235 |  |  |  |  |
| Límite Elástico (N/mm2) | 235 |  |  |  |  |
| Acero en Placas y Paneles | Clase y Designación | S235 |  |  |  |  |
| Límite Elástico (N/mm2) | 235 |  |  |  |  |

**Uniones entre elementos**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | Toda la obra | Comprimidos | Flectados | Traccionados | Placas anclaje |
| Sistema y Designación | Soldaduras |  |  |  |  |  |
| Tornillos Ordinarios | A-4t |  |  |  |  |
| Tornillos Calibrados | A-4t |  |  |  |  |
| Tornillo de Alta Resist. | A-10t |  |  |  |  |
| Roblones |  |  |  |  |  |
| Pernos o Tornillos de Anclaje | B-500-S |  |  |  |  |

**Ensayos a realizar**

**Hormigón Armado.** De acuerdo a los niveles de control previstos, se realizaran los ensayos pertinentes de los materiales, acero y hormigón según se indica en la norma Cap. XV, art. 82 y siguientes.

**Aceros estructurales**. Se harán los ensayos pertinentes de acuerdo a lo indicado en el capítulo 12 del CTE SE-A

**2.2‑ Asientos admisibles y límites de deformación**

Asientos admisibles de la cimentación. De acuerdo a la norma CTE SE-C, artículo 2.4.3,NBE AE-88 y en función del tipo de terreno, tipo y características del edificio, se considera aceptable un asiento máximo admisible de 3,5 cm.

Límites de deformación de la estructura. Según lo expuesto en el artículo 4.3.3 de la norma CTE SE, se han verificado en la estructura las flechas de los distintos elementos. Se ha verificado tanto el desplome local como el total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de la citada norma.

Según el CTE. 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 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.

En los elementos se establecen los siguientes límites:

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Flechas relativas para los siguientes elementos | | | | |
| Tipo de flecha | Combinación | Tabiques frágiles | Tabiques ordinarios | Resto de casos |
| 1.-Integridad de los elementos constructivos (ACTIVA) | Característica  G+Q | 1/500 | 1/400 | 1/300 |
| 2.-Confort de usuarios (INSTANTÁNEA) | Característica de sobrecarga  Q | 1/350 | 1/350 | 1/350 |
| 3.-Apariencia de la obra (TOTAL) | Casi-permanente  G+ψ2Q | 1/300 | 1/300 | 1/300 |

|  |  |
| --- | --- |
| Desplazamientos horizontales | |
| Local | Total |
| Desplome relativo a la altura entre plantas:   /h<1/250 | Desplome relativo a la altura total del edificio:   /H<1/500 |

### 3.-ACCIONES ADOPTADAS PARA EL CÁLCULO

**3.1.‑ Acciones gravitatorias**

**Forjados unidireccionales.** La geometría básica a utilizar en cada nivel, así como su peso propio será:

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Forjado** | **Tipo** | **Entre ejes de viguetas (cm)** | **Canto Total (cm)** | **Altura de Bovedilla (cm)** | **Capa de Com-presión (cm)** | **P. Propio (KN/m2)** |
| Planta de cubierta de edificio administrativo | 20+5 | 70  Nervio 10 cm. | 25 | 20  cerámica | 5 | 2,73 |

Zonas macizadas. El peso propio de las zonas macizas se obtiene como el producto de su canto en metros por 25 kN/m3.

**Pavimentos, revestimientos y formación de pendientes.**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **Planta** | **Zona** | **Carga en KN/m2** |
| Planta de cubierta de nave | toda | 2 |

**3.2.‑ Sobrecargas de uso**

**Sobrecarga de uso.** La geometría básica a utilizar en cada nivel, así como su peso

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **Planta** | **Zona** | **Carga en KN/m2** |
| P. Cubierta nave | Toda (No visitable) | 1 |

**Sobrecarga de nieve.**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **Planta** | **Zona** | **Carga en KN/m2** |
| P. Cubierta | Cenicientos 775m. | 0,7 |

**3.3.‑ Cargas lineales**

**Peso de petos**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **Planta** | **Zona** | **Carga en KN/m** |
| Peto bajo 0,6 |  | 2,4 |

**3.4.‑ Acciones de viento (según CTE DB-SE-AE)**

Para la determinación de las cargas de viento se tendrá en cuenta: el grado de aspereza:

.-**III zona rural accidentada o llana con obstáculos aislados** y una **zona eólica A** con una **velocidad** **básica de 26 m/s y presión dinámica 0,42 Kn/m²**

Se ha tenido en cuenta una comprobación de efectos de segundo orden con una mayoración de factor 1,2

**3.5.‑ Acciones sísmicas (según NCSE-02)**

De acuerdo a la norma de construcción sismorresistente NCSE-02, por el uso, edificio industrial y de oficinas considerado de importancia Normal y la situación del edificio, en el término municipal de Cenicientos, Madrid en un terreno tipo I la aceleración es inferior a 0,04g. no es necesario el análisis de estructura a sismo.

**Resumen:**

|  |  |
| --- | --- |
| Cargas permanentes: hormigón armado | 2.500 Kg/m³ |
| Muros de fábrica de ladrillo | 420 Kg/m² |
| Forjados unidireccionales | 272 Kg/ m² |
| Solados + Revestimientos | 200 Kg/ m² |
| Tabiquería | ----- Kg/ m² |
| Sobrecarga uso no transitable | 100 Kg/ m² |
| Nieve Cenicientos 775 m. | 70 Kg/ m² |
| Presión de viento | 42 Kg/ m² |

### 4.-COMBINACIONES DE ACCIONES CONSIDERADAS

## 4.1Hormigón Armado

Hipótesis y combinaciones. 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:

1. **E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-CTE**
2. **Situaciones no sísmicas**



1. **Situaciones sísmicas**



|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Situación 1: Persistente o transitoria | | | | |
|  | Coeficientes parciales de seguridad (Y) | | Coeficientes de combinación (y) | |
| Favorable | Desfavorable | Principal (yp) | Acompañamiento (y a) |
| Carga permanente (G) | 1.00 | 1.50 | 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 (Y) | | Coeficientes de combinación (y) | |
| Favorable | Desfavorable | Principal (yp) | Acompañamiento (ya) |
| 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.

1. **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-CTE**
2. **Situaciones no sísmicas**



1. **Situaciones sísmicas**



|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Situación 1: Persistente o transitoria | | | | |
|  | Coeficientes parciales de seguridad (Y) | | Coeficientes de combinación (y) | |
| Favorable | Desfavorable | Principal (yp) | Acompañamiento (ya) |
| 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 (Y) | | Coeficientes de combinación (y) | |
| Favorable | Desfavorable | Principal (yp) | Acompañamiento (ya) |
| 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.

## 4.2 Acero Laminado

1. **E.L.U. de rotura. Acero laminado: CTE DB-SE A**
2. **Situaciones no sísmicas**



1. **Situaciones sísmicas**



|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Situación 1: Persistente o transitoria | | | | |
|  | Coeficientes parciales de seguridad (Y) | | Coeficientes de combinación (y) | |
| Favorable | Desfavorable | Principal (yp) | Acompañamiento (ya) |
| 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 (Y) | | Coeficientes de combinación (y) | |
| Favorable | Desfavorable | Principal (yp) | Acompañamiento (ya) |
| 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.

## 4.3 Acero conformado

Se aplica las mismos coeficientes y combinaciones que en el acero laminado.

**E.L.U. de rotura. Acero laminado: CTE DB-SE A**

## 4.4 Acciones características

1. **Tensiones sobre el terreno** (para comprobar tensiones en zapatas, vigas y losas de cimentación)
2. **Desplazamientos** (para comprobar desplomes)
3. **Situaciones no sísmicas**



1. **Situaciones sísmicas**



|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Situación 1: Acciones variables sin sismo | | |
|  | Coeficientes parciales de seguridad (Y) | |
| 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 (Y) | |
| 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 |