



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Estudio de Soluciones de la Cimentación de un Edificio Industrial, antiguas instalaciones “Pikolin”, en la carretera Logroño-Zaragoza, en el P.K. 6+500 T.M. Zaragoza

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2014/15

Autor: Ignacio Moyá Mañes

Tutor: Ricardo Valiente Sáez

Valencia, junio de 2015

INDICE GENERAL DEL TRABAJO FINAL DE GRADO

- 1. Introducción/Memoria.**
 - 1.1. Objeto**
 - 1.2. Descripción de la estructura**
 - 1.3. Problemática geotecnia**
- 2. Geología**
 - 2.1. Introducción**
 - 2.2. Tectónica**
 - 2.3. Estratigrafía**
 - 2.4. Geomorfología**
 - 2.5. Historia Geológica**
 - 2.6. Riesgos Geológicos**
- 3. Geotecnia**
 - 3.1. Introducción**
 - 3.2. Trabajos de Campo**
 - 3.3. Caracterización Unidades Geotécnicas**
 - 3.4. Unidad Geotécnica I**
 - 3.5. Unidad Geotécnica II**
 - 3.6. Unidad Geotécnica III**
 - 3.7. Tabla Resumen Parámetros Geotécnicos**
- 4. Hidrogeología**
 - 4.1. Introducción**
 - 4.2. Unidad Hidrogeológica**
- 5. Estudio de Cimentación**
 - 5.1. Introducción**
 - 5.2. Tipologías de Cimentación**
 - 5.3. Cálculos Geotécnicos**
 - 5.4. Diseño Cimentación**
- 6. Medición/Valoración.**
- 7. Conclusiones**

ANEXOS

- A.1.- ANEXO GEOLÓGICO**
- A.2.- ANEXO GEOTÉCNICO**
 - A.2.1.- PLANO DE ENSAYOS**
 - A.2.2.- SONDEOS**
 - A.2.3.- ENSAYO SPT**
 - A.2.4.- UNIDAD GEOTÉCNICA I**
 - A.2.5.- UNIDAD GEOTÉCNICA II**
 - A.2.6.- UNIDAD GEOTÉCNICA III**
- A.3.- ANEXOS PLANOS**
 - A.3.1.- SITUACIÓN**
 - A.3.2.- EMPLAZAMIENTO**
 - A.3.3.- PLANTA NAVE INDUSTRIAL**
 - A.3.4.- PLANO TIPO ZAPATA**
 - A.3.5.- PLANO TIPO PILOTES**
- A.4.- ANEXO CÁLCULOS**
 - A.4.1.- CÁLCULO ZAPATAS**
 - A.4.2.- CÁLCULO PILOTES**
 - A.4.3.- TABLA TIPO ZAPATAS**
 - A.4.4.- TABLA TIPO PILOTES**
- A.5.- ANEXO MEDICIÓN**

1.- INTRODUCCIÓN

1.1.- OBJETO

El objeto del presente estudio es la solución de la cimentación de un edificio Industrial en el sector H-61-5, Antiguas Industrias Pikolin, Autovía Logroño Km 6.5 Zaragoza.

La edificación proyectada se encuentra ubicada en la planta industrial de Pikolin que posee Zaragoza. Dicha mera edificación se construirá sobre la zona que actualmente ocupa la Nave 1-3 de la industria, con proyecto de derribo aprobado.

Se pretende realizar un análisis y estudio de la solución de la cimentación del edificio Industrial, así como su interacción con la problemática de los terrenos kársticos que hay por el entorno.

1.2.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El emplazamiento del edificio al que hace referencia este proyecto se encuentra dentro de la superficie afectada por la "Solicitud de autorización previa a licencia urbanística para construcción de naves en el Área H-61-5 del PGOU de Zaragoza".

La actividad principal del edificio es comercial, más concretamente de exposición y venta de materiales de construcción, maquinaria, bricolaje y jardinería en un edificio de nueva construcción.

El edificio comercial se ha proyectado con una planta en forma rectangular con acceso desde la zona Sur-Este donde se ubica una explanada para un aparcamiento.

Se trata de un edificio exento, alejado un mínimo de 10 metros de cualquier otra edificación.

El edificio se compone principalmente de 4 locales diáfanos

En la parte posterior del edificio se proyecta una entreplanta que se destina a uso de oficinas y servicios para el personal de uso comercial tal como se detalla en la figura



1.3.- PROBLEMÁTICA GEOTECNIA

Los fenómenos de hundimiento del terreno por dolinas son frecuentes en el entorno de Zaragoza. Las dolinas se desarrollan como consecuencia de la disolución que ejerce el agua sobre las rocas que están presentes en la región y que, predominantemente son yesos.

Buena parte de estos materiales son solubles y además están cubiertos en superficie por gravas y arenas depositadas a lo largo del Cuaternario que son materiales generalmente permeables, que permiten el paso del agua hacia esos niveles más profundos susceptibles de disolverse. En esas rocas solubles la acción del agua causa el ensanchamiento de las fracturas y zonas de debilidad naturales generándose conducto y galerías subterráneas.

En el caso de que los materiales cuaternarios estén compactados, la altura de la galería aumenta por caída de material del techo formando una dolina con paredes verticales o subverticales y de elevada profundidad.

Cuando la compactación es escasa, la disolución va asociada al arrastre de las partículas cuaternarias en esos conductos, por lo que se produce un hundimiento progresivo de la zona generando, una cuyas paredes son muy tendidas y su profundidad menor que en el caso anterior.

En general, es frecuente observar varios de estos procesos actuando conjuntamente a distinta profundidad y dominando unos u otros a lo largo del tiempo.

A partir del estudio de fotografías áreas antiguas se observa que las dolinas de la comarca se encontraban en estado natural. Aquellas que contenían agua constituían pequeños parajes naturales de gran riqueza ecológica ya que crecía abundante vegetación en su entorno.

Sin embargo como consecuencia de su abundancia y morfología deprimida, buena parte de ellas se usaron sistemáticamente como vertederos incontrolados.

El sector donde estas depresiones eran más abundantes se situaba aguas arriba de Zaragoza donde había cientos de dolinas desarrolladas sobre los niveles más recientes de terrazas generadas por la actividad del río Ebro.

Precisamente esta es el área que primero se urbanizó a partir de la década de 1970. Para ello se procedió al relleno y nivelado de las dolinas construyendo, fundamentalmente polígonos industriales.

Puesto que el proceso de disolución es activo y se produce en el subsuelo, al cabo de unos años muchas de las vías de abastecimiento, comunicación y edificios aparecían seriamente dañados y sufrían roturas repetidas, presentaban zonas de hundimiento, fracturas e incluso, en casos extremos, colapsos en el interior de varios edificios. Todo ello conllevó la reparación continuada de estos daños e incluso, el abandono y demolición de los edificios.

El análisis de diversas fotografías aéreas a lo largo del tiempo muestra claramente que, además de que parte de esas infraestructuras urbanas se construyeron sobre las antiguas dolinas, los daños generados en las áreas urbanizadas se producen dentro o en las zonas marginales de aquellas antiguas depresiones.

La incidencia económica y social de los hundimientos kársticos justifica el interés, que en los últimos años ha despertado su estudio. Se hace necesario cada vez más, dentro de las labores de planificación y ejecución urbanística, continuar con los estudios sobre las dolinas.

En nuestra zona de estudio se sitúan cuatro grandes contornos de dolinas:

- El situado en el lateral sureste (zonas de aparcamiento de camiones y naves 1-3).
- El situado en el extremo oeste (aparcamientos de vehículos junto a naves 1-4).
- El situado en el lateral suroeste (próximo a nave 15 y edificio de oficinas)
- Zona delimita entre las naves 4 y 1-3.

2.- GEOLOGÍA

2.1.- INTRODUCCIÓN

La hoja de Alagón se sitúa en el sector central de la Depresión del Ebro, entre los paralelos 41°50'04''N y 41°40'04''N y los meridianos 1°11'10''O y 0°51'10''O, referidos al meridiano de Greenwich, estando toda su superficie comprendida dentro de la provincia de Zaragoza.

Entre los ángulos NO y SE discurre el río Ebro, que origina una amplia banda deprimida que puede alcanzar hasta 10 km de anchura y ocupa una superficie próxima al 40% del total de la hoja. Esta banda se encuentra limitada en su borde septentrional por un pronunciado escarpe, que supera localmente los 100 m de altura y da lugar a las mayores pendientes de la hoja.

Las zonas más elevadas topográficamente se encuentran en la parte septentrional, donde existen cotas de 478 (Hoyas de Blancas), 435 (Navajeras) y 520 m (Corral de Domínguez), que hacia el norte y fuera de la hoja enlazan con los Montes de Castejón. Presentan un relieve suavemente alomado y muy monótono.

El clima es de tipo continental, con temperatura media anual de unos 15°C y precipitaciones inferiores a 400 mm/año. Las fluctuaciones de temperaturas son fuertes, con máximas cercanas a los 50°C y mínimas por debajo de -15°C. Las lluvias se concentran en primavera y otoño, destacando como rasgo característico la existencia de un viento dominante, procedente del noroeste (Cierzo), bastante fuerte durante todo el año y en especial durante los periodos fríos. La existencia de persistentes nieblas el cuadro climatológico.

Los asentamientos urbanos se localizan en el Corredor del Ebro, donde se sitúan algunos barrios de Zaragoza (600.00 hab.), y las localidades más importantes de la hoja como Utebo (5.691 hab.), Alagón (5085 hab.), Pedrola (2.318 hab.), Pinseque (1.168 hab.), etc., permaneciendo el resto de la hoja prácticamente despoblado

2.2.- TECTÓNICA

2.2.1.- Marco Tectónico Regional.

La Hoja de Alagón se encuentra en la parte central de la Cuenca del Ebro, en las proximidades de la Cordillera Ibérica.

La Cuenca del Ebro, en sentido tectónico, corresponde fundamentalmente a la cuenca de antepaís de la Cordillera Pirenaica. En superficie sus límites están marcados por esta cadena, la Cordillera Ibérica y los Catalánides, y en subsuelo su extensión es mayor, ya que está recubierta parcialmente por el Pirineo y su prolongación occidental, la Cordillera Cantábrica y por parte de la Cordillera Ibérica. De estos orógenos son los Pirineos los que han ejercido una mayor influencia en la génesis y la evolución de la cuenca de antepaís.

El sustrato de la Cuenca del Ebro está constituido por un zócalo paleozoico sobre el que se dispone una cobertura mesozoica incompleta, con predominio de los materiales triásicos y jurásicos, ocupando los materiales más modernos la posición más meridional. Los mapas de isobatas de la base del terciario muestran una inclinación general de la superficie superior del sustrato pre-cenozoico hacia el norte (Pirineos), llegando a alcanzar profundidades superiores a 3500 m. bajo el nivel del mar en su sector septentrional (más de 5000m. en La Rioja alavesa), mientras la parte meridional se mantiene siempre menos de 1000 m.

La edad del relleno sedimentario, muestra una pauta clara: los depósitos más antiguos se ubican en los sectores septentrional y oriental y los más modernos en las áreas meridionales y occidentales. Esto es un reflejo de la evolución de la deformación en el orógeno, hacia el antepaís y progresivamente más moderna de este a oeste.

El estudio de superficie de la Cuenca del Ebro muestra una estructura geológica muy sencilla, con capas subhorizontales o con buzamientos muy suaves en la mayor parte de la cuenca, excepción hecha de aquellas áreas próximas a las cadenas colindantes. Las deformaciones más abundantes en la cuenca están ligadas a fenómenos halocinéticos. Sin embargo, la cartografía de detalle pone de manifiesto la existencia de estructuras que, si bien no suelen ser deformaciones de gran intensidad, sí presentan cierta continuidad lateral que refleja la presencia de direcciones paralelas a las estructuras ibéricas a lo largo de prácticamente la totalidad de la cuenca, así como otras de orientación NNE a NE, más difíciles de detectar. Estas direcciones preferentes también se manifiestan en los lineamientos detectados con imágenes de satélite y parecen ser reflejo en superficie de estructuras mayores que en algunos casos llegan a afectar al sustrato, como ponen de relieve los hasta el momento no muy abundantes datos del subsuelo.

2.2.2.- Descripción de las principales estructuras

En la hoja de Alagón afloran sedimentos neógenos continentales de carácter distal, fundamentalmente yesos y carbonatos. Se sitúa en un área donde las deformaciones de origen tectónico no son relevantes, a diferencia de las relativamente próximas de la Ribera de Navarra, constituidas por extensos pliegues con orientación paralela a la elongación principal del valle del Ebro.

El estudio de los rasgos tectónicos y estructurales que afectan a estas series, presentan serias dificultades debido al característico comportamiento plástico de los yesos, con frecuentes distorsiones y movilizaciones, siendo compleja la discriminación de las deformaciones atribuidas a un campo regional de esfuerzos o a fenómenos halocinéticos. No obstante, la cartografía ha revelado resultados que no se desprenderían de restringir el estudio a una escala menor. Gracias a las condiciones de afloramiento del Terciario en su parte occidental, se ha podido comprobar la existencia de pliegues de gran radio y extensión kilométrica. Lo

más importante poseen una dirección ONO-ESE, de los cuales destaca uno, ya citado por QUIRANTES (1969), como "Sinclinal de Torres", también aparece en el sector nororiental de la hoja un eje anticlinal de orientación NNE.SSO que se atenúa con rapidez hacia el sur.

Sin embargo, la principal característica estructural queda centrada en la deformación areal de las unidades yesífera y carbonatada. Estas series ascienden en cota desde el escarpe del Ebro hacia el norte, y la pauta es discontinua debido a que la magnitud de la deformación es desigual. Así se obtienen regionalmente variaciones de cota de la base de la unidad carbonatada de hasta 140 m, mientras que localmente llegan a ser 100 m en dos Km. La ascensión topográfica de las unidades progresa hacia posiciones más septentrionales manifestándose en la vertiente sur de los Montes de Castejón, en la hoja adyacente de Remolinos.

Puede observarse una estructura de carácter domático cuya cúpula se sitúa aproximadamente en "Tres Poyetes", entre el "Bco. De la Virgen" y el "Bco. De los Lecheros", con eje mayor (E-O) de unos 6 Km.

La base de la unidad carbonatada también descienden hacia el valle del Gállego, apareciendo este contacto en la hoja contigua de Leciñena más alto en la margen izquierda, se pone así de manifiesto la existencia de un laxo sinclinal por el que discurre este río. De la misma forma, con una mejor constancia en la hoja de Fuentes de Ebro, se ha comprobado que la serie posee un suave buzamiento hacia el río Ebro tanto en su margen derecha, como en la izquierda con lo que también el curso de éste surca a favor de una estructura sinclinal. Estas dos sinformas fueron ya citadas como "Sinclinal del Gállego" y "Sinclinal de Logroño-Sástago", respectivamente.



Foto 1. Estructura Siclinal "Paridera de Arendalay".

La deformación frágil no parece tener demasiada relevancia, presentándose fracturas asociadas a pliegues en los yesos y también en las calizas (casi siempre con aspecto cuarteado), y siempre de escasa entidad y salto. Sin embargo existe una lineación de orientación NNO-SSE al norte de la hoja, en el "Bco de los Lecheros", que probablemente pueda atribuirse a una fractura de unos 6 Km de longitud.

Aunque la convergencia en la dirección de las estructuras es manifiesta, resulta difícil precisar si su origen es tectónico por las razones expuestas con anterioridad. De cualquier forma, el rasgo más característico de la zona se centra en las deformaciones diapíricas y la creación de campos de dolinas, bien visibles cuando existen depósitos cuaternarios; los fenómenos más frecuentes son los de disolución y colapso que son activos en la actualidad.

La edad de las deformaciones no queda bien precisada; sin embargo la mayoría de éstas son producidas con posterioridad a los depósitos neógenos aquí considerados; es de señalar también la escasez de datos paleontológicos que permita establecer una cronología más concreta de los sedimentos continentales en este sector central de la Cuenca del Ebro.

2.2.3.- Neotectónica

Considerando como época neotectónica desde el Vallesiense (inclusive) hasta la actualidad, y teniendo en cuenta que los depósitos terciarios presentes en la hoja pueden extenderse hasta el Aragoniense superior, puede decirse que la totalidad de las deformaciones, al menos las que afectan a la Unidad Carbonatada superior, pueden ser consideradas como neotectónicas.

Al margen de redes de diaclasas, que llegan a afectar a depósitos holocenos, la deformación más importante es un basculamiento general de la serie neógena hacia el cauce del Ebro complicado por abombamientos halocinéticos locales presentes en los alrededores del Barranco de la Virgen.



Foto 2. Rio Ebro a la salida del "Barranco de la Virgen".

Por lo que respecta a los depósitos cuaternarios, se distinguen diferentes tipos de deformaciones que se encuadran en tres grupos genéticos: kársticas, diapíricas y tectónicas.

Las deformaciones kársticas se observan como estructuras sinformas, fallas y flexuras normales, discordancias internas, etc., y responden a la solubilización de materiales evaporíticos bajos los depósitos cuaternarios. En muchas ocasiones, estas morfologías se encuentran fosilizadas por depósitos posteriores. En la actualidad se reconoce su funcionalidad por la generación de dolinas que afectan a terrenos aluviales.

Los fenómenos diapíricos también producen estructuras vistosas, siendo frecuente flexuras y fallas inversas, pliegues apretados, basculamientos locales, etc.



Foto 3. Fracturas inversas afectando a Terrazas.

El material responsable de estas deformaciones es, en la mayoría de los casos, de carácter margoso, adoptando el yeso un comportamiento competente. Estos materiales margosos resultan de su acumulación en la interfase mioceno/cuaternario por la disolución de las evaporitas que las contenían en forma de impurezas e intercalaciones. Si bien este tipo de deformación llega a afectar a depósitos holocenos, su desarrollo se manifiesta como discontinuo. Así, la terraza de +30 m aparece deformada solamente en sus tramos inferiores, mientras las partes superiores las fosilizan, presentando escasa o nula deformación.



Foto 4. Estructura Cabalgante.

Por otra parte, las estructuras diapíricas tienden a alargarse en dirección E-O al tiempo que existe un predominancia de estructuras vergentes hacia el norte. Estos hechos parecen indicar la existencia de un control tectónico en el desarrollo del diapirismo de la región.

Las deformaciones de carácter tectónico quedan reducidas a diaclasas y fallas, afectando tanto a los depósitos terciarios como a los cuaternarios. Mediciones realizadas en depósitos del Pleistoceno superior y Holoceno revelan la existencia de cuatro familias de diaclasas en dirección N-S, NNE-SSO, E-O y ESE-OSO. Estas familias se agrupan en sistemas de dos familias perpendiculares entre sí, lo cual denota la existencia de un régimen de esfuerzos a escala regional de tipo distensivo próximo a radial situándose σ_3 en torno a la dirección E-O.

Dicho régimen se instalaría en el Mioceno inferior o medio, perdurando con pocas variaciones hasta la actualidad. En consonancia con este régimen distensivo se ha detectado fallas normales con dirección N-S y salto de algunos metros.

2.3.- ESTRATIGRAFÍA

La hoja de Alagón se encuentra situada en el sector central de la Cuenca del Ebro, donde afloran materiales de origen continental pertenecientes al Terciario (Mioceno) y Cuaternario. Esta cuenca se configura como una cuenca de antepaís, relacionada con la evolución del orógeno pirenaico, actuando, en este sector como área de depósito de materiales continentales procedentes del desmantelamiento de las cordilleras circundantes: el Pirineo, situado al norte y la Cordillera Ibérica, situada hacia el sur y suroeste.

Los afloramientos terciarios se presentan mal conservados y generalmente aparecen enmascarados por depósitos cuaternarios (glacis, terrazas, etc.), a excepción del escarpe del río Ebro, donde existen cortes de casi 100 m, aunque son de difícil acceso. Se han diferenciado dos grandes unidades a nivel cartográfico: Unidad Evaporítica y Unidad Carbonatada.

El primer esquema que sirvió de base para la estratigrafía del Terciario de este sector de la cuenca fue propuesto por Quirantes (1969) que agrupaba los materiales en tres formaciones denominadas: "Formación Sariñena", "Formación Zaragoza" y "Formación Alcubierre". La formación Sariñena comprende los depósitos terrígenos del sector septentrional de la cuenca. La formación de Zaragoza engloba los depósitos fundamentalmente evaporíticos, de las áreas de Zaragoza, Almudevar y Bujaraloz y equivale a la aquí denominada Unidad Evaporítica, y la Formación Alcubierre, los depósitos detrítico-carbonatados y yesíferos de la sierra del mismo nombre que representan los depósitos más modernos y es equivalente a la Unidad Carbonatada.

Recientemente se han establecido varias Unidades Tectosedimentarias en el Neógeno del sector central del borde ibérico de la Depresión del Ebro, a la vez que se correlacionan mediante criterios de evolución secuencial con la U.T.S. definidas en las cubetas marginales ibéricas, dando un esquema coherente, confirmado por las dataciones paleontológicas disponibles hasta el momento.

En cuanto a los depósitos cuaternarios, se han diferenciado varios niveles de terrazas, distintas generaciones de glacis, coluviones, aluviones, etc.

2.3.1.- Terciario

Los materiales terciarios presentes en la hoja incluyen depósitos atribuidos al Mioceno inferior-medio, desde el Aragoniense inferior hasta el Aragoniense medio-superior, cuyas características se exponen a continuación.

A) Unidad Evaporítica

Constituye la unidad más antigua en la hoja y está formada por yesos y lutitas que pueden dar lugar a tramos más o menos potentes, o asociarse en finos niveles (mili- y centi-métricos) con las facies yesíferas.

La potencia máxima observada es de 130 m, aunque puede ser mucho mayor, ya que no se ha observado el límite inferior, y los datos de sondeos disponibles sugieren espesores bastante mayores.

A las limitaciones ya señaladas sobre los afloramientos, se debe añadir el problema adicional que supone la elevada tasa de meteorización, que afecta tanto a la estructura y textura como a la composición de las facies evaporíticas, lo que dificulta en gran medida su reconocimiento.

El yeso presenta un aspecto bastante monótono en toda la superficie de la hoja, estando constituido fundamentalmente por yeso blanco alabastrino con

estructura nodular, pudiendo presentar los rasgos típicos de la estructura "en turrón" o como nódulos aislados inmersos en una matriz yesífera o lutífica y también, dando lugar a bancos de yesos alabastrinos bastante homogéneo.

Las lutitas pueden encontrarse asociadas a los yesos, dando finos niveles de color gris-verdoso o alternando con ellos originando estructuras de aspecto laminado. También pueden llegar a constituir niveles de espesor métrico (4-12 metros), intercalados en la serie, que permiten definir ciclos.

La unidad Evaporítica que equivale a la Formación de Zaragoza y a la parte superior de la U.T.S. N-1 de PEREZ, que en base a su posición estratigráfica y a los yacimientos de vertebrados que incluye, se le asigna una edad Mioceno medio, más concretamente Aragoniense medio.

En esta unidad se han diferenciado 9 tramos cartografiables, 8 de ellos representados en el sector noroeste de la hoja (0-7), mientras que hacia la parte oriental y en el suroeste se ha utilizado un tramo comprensivo (8), ya que no es posible establecer diferenciaciones. Pueden definirse 4 secuencias lutita-yeso en la serie noroccidental, de las que las 3 superiores están prácticamente completas, con un término inferior lutífico-arcilloso, en la que aparecen dispersos nódulos de yeso y un término superior fundamentalmente yesífero.

Le evolución vertical de estas secuencias sugiere cierta ciclicidad en las condiciones del medio, que se traduce en expansiones y retracciones del lago, pudiendo señalarse una tendencia general hacia la desalinización. Esto concuerda con los datos del subsuelo, que considerando una potencia mucho mayor, caracterizan una primera etapa evaporítica generalizada en todo el área, restringiéndose más tarde hacia el E-NE, donde la subsidencia es más pronunciada, dando lugar a la migración del depocentro en ese sentido. Etapas posteriores representan cambios similares generalizándose al final las facies evaporíticas.

De forma esquemática la Unidad Evaporítica en la hoja de Alagón corresponde, en su parte oriental, a la zona central de un gran cuerpo evaporítico, que hacia el NO y SO presentan facies típicas de zonas intermedias, que ya fuera de la hoja pasarían a zonas periféricas, en tránsito a facies marginales de sistemas aluviales.

Las características de los principales tramos cartografiados se indican a continuación.

A.1) Niveles de Halita bandeada (0)

Este tramo fundamentalmente halítico y en realidad no aflora, a excepción de la bocamina de Torres de Berrellén (mina abandonada), y en unos niveles situados junto a la planta de ibérica de sales (en el borde NO de la hoja), no siendo en realidad cartografiable, pero dado su interés se ha exagerado ligeramente para representarse en el mapa geológico. Sin embargo se

encuentran bien representados en la hoja colindante de Remolinos, donde se explota en la actualidad, existiendo abundante bibliografía sobre él.



Foto 5. "Mina Real" desde Torres de Berrellén.

En esta unidad salina, se encuentra localizado el yacimiento de mamíferos de Remolinos, descrito por LLAMAS (1959), de edad Aragoniense medio.

De acuerdo con sus características sedimentológicas de esta unidad puede interpretarse como depósitos de zonas internas de un lago salino efímero (playa lake).

A.2) Yeso nodular alabastrino (unidades 1,3,5 y 7)

Estos tramos aparecen en la parte noroccidental de la hoja y están constituidos por facies yesíferas bastante monótonas, en las que la práctica totalidad del yeso es nodular, alabastrino, con finas intercalaciones de lutitas gris-verdosas.

Los espesores de estas unidades son bastante constantes, estimándose un espesor superior a 30 m para el tramo 1, aunque la mayoría de veces el muro no es accesible; 20 m para los tramos 3 y 5 y un espesor de 30-35 m para el tramo 7, que por lo general se presenta bastante cubierto en el contacto con la unidad suprayacente (Unidad Carbonatada)

Es frecuente en muchos afloramientos la alternancia de niveles yesíferos y lutíficos, con espesores variables desde pocos milímetros hasta casi 10 cm, que dan al conjunto estructura de aspecto laminar, sin embargo, la ausencia de variaciones en el tamaño de los cristales, así como de estructuras típicas de

laminaciones algales claras, no hace posible discernir si se trata de una estructura laminar de origen clástico o producto de la actividad algal.



Foto 6. Eflorescencias salinas en los yesos.

Otras veces se observan niveles yesíferos compactos, con textura alabastrina, en los que no se aprecia ninguna estructuración interna, como consecuencia de la destrucción por procesos diagenéticos de todas las estructuras previas.

La única estructura reconocible en los niveles de yeso que aparecen bien desarrollada en toda la superficie de la hoja, es la estructura nodular, omnipresente en todo el área, en la que se aprecia la formación de nódulos de yeso alabastrino, indicando su génesis secundaria. En función de la mayor o menor abundancia de nódulos, pueden establecerse varias subestructuras de tipo descriptivo: "discontinua", "en empalizada" y "en turrón".

A nivel textural todas las texturas identificadas son secundarias, es decir, formadas por hidratación de anhidrita o por recristalización de yeso primario original, o del secundario de hidratación, dominado por las facies de textura alabastrina. Localmente se ha identificado textura porfiroblástica, megacristalina y fibrosa, pero siempre con muy escaso desarrollo.

Estos tramos pueden interpretarse como depósitos de distintos subambientes: zonas marginales e intermedias de un ambiente de lago salino efímero (playa lake).

A.3) Lutitas y arcillas rojizas (unidades 2,4, y 6)

Los tramos lutíficos-arcillosos son relativamente monótonos, correspondiendo el tramo 2 a un conjunto de lutitas y arcillas rojizas, que presentan un nivel yesífero

intercalado de gran continuidad lateral, en el que por lo general se pueden diferenciar tres niveles de yeso y se conocen en la zona minera como "tres vetas". El espesor medio estimado de este nivel es de 15 a 18 m.

El tramo 4 es normalmente masivo, con pequeños nódulos de yeso alabastrino dispersos. Su potencia varía entre 5 y 8 metros,

El tramo 6 en los puntos donde se ha reconocido (B. de Val de Alegre), presentan una intercalación yesífera de 0.4-1 metros de espesor en la mitad inferior, estimándose una potencia media para todo el nivel próxima a los 12 m.

Las características litológicas de los tres tramos lutítico-arcillosos son muy similares destacándose los siguientes puntos:

- El contenido en carbonato varía entre 5-45%, siendo el valor más frecuente el de 30%.
- La dolomita predomina sobre la calcita, que cuando está presente lo hace en pequeñas proporciones (5-10%). La presencia de elevada proporción de dolomita, es posible explicarla por las frecuentes intercalaciones yesíferas, que favorecen el enriquecimiento en Mg^{2+} , permitiendo la dolomitización durante la diagénesis.
- El contenido en cuarzo se mantiene constante, entre 5 y 10%, mientras que los filosilicatos varían entre 45 y 85%
- La fracción arcillosa presenta un espectro bastante constante para la caolinita (5-10%), micas (40-80%) y clorita (10%), mientras que la montmorillonita aparece en un reducido número de muestras, con contenidos desde 5-55%. La existencia de valores constantes en caolinita, micas y cloritas en un medio rico en sales solubles, sugiere un origen heredado fundamentalmente, mientras que los porcentajes de la montmorillonita parecen indicar la existencia más o menos puntual de procesos de neoformación y/o transformación.

De acuerdo con las características sedimentológicas de los tramos lutítico-arcillosos antes apuntadas, pueden interpretarse el medio de depósito de estas unidades como áreas distales de una llanura lutítica aluvial en tránsito a zonas marginales de un lago salino efímero (playa lake), donde tienen lugar procesos diagenéticos que dan lugar a la dolomitización, neoformación y/o transformación de forma local.

A.4) Tramo comprensivo (8)

Este tramo constituye un paso lateral de la Unidad Evaporítica hacia la parte oriental de la hoja y en los escasos afloramientos próximos a Bárboles (sector suroeste), en donde no son identificables los tramos lutítico-arcillosos. Algunos de estos niveles arcillosos se siguen reconociendo hacia el sureste hasta Alfocea,

pero su escasa potencia no permite cartografiarlos, habiéndose señalado como líneas de capa.

Las características del tramo son muy similares a las de las facies yesíferas descritas con anterioridad.

Únicamente conviene destacar la presencia, en la serie de Juslibol, de algunas capas compactas de yeso selenítico, formadas por grandes cristales que crecen en paralelo y elongados en vertical, estando afectadas por procesos de recristalización y nodulización secundaria, que destruyen gran parte de la estructura original. Su interés radica en que estas facies pueden ser el resultado de la nucleación de yeso primario, en la interfase sedimento-agua, en medios de poca profundidad y aguas tranquilas, representando las únicas facies primarias observadas.



Foto 7. Cantera de Juslibol.

B) Unidad Carbonatada (9)

Esta unidad se superpone sobre la Unidad Evaporítica en toda la hoja y está formada por calizas, estratificadas en niveles de potencia variable desde pocos centímetros a algo más de 1 metro, entre los que se intercalan margas y localmente nudos de sílex.

Aparece bien representada en la mitad nororiental de la hoja, mientras que la occidental queda pequeños retazos aislados con poco desarrollo. También en el ángulo suroeste (al sur de Bárboles) afloran restos de esta unidad, aunque prácticamente no son representables en el mapa, desarrollándose rápidamente

hacia el sureste dentro de la hoja de Zaragoza (383) donde ocupa amplias áreas (La Muela).

Las potencias medias estimadas oscilan entre 8,9 m en la zona de Bárboles, hasta 41, 8 m en el Corral de Domínguez, no pudiendo conocerse con exactitud su potencia real, al encontrarse el techo erosionado.

Se superpone sobre la Unidad Evaporítica con un contacto normal.



Foto 8. Contacto Unidad Evaporítica y Unidad Carbonatada.

El análisis de facies de la unidad carbonatada permite diferenciar una parte inferior (5-8 m), en la que predominan secuencias de con un término basal de aspecto laminado compuesto por margas y calizas bioturbadas; y una parte superior, que constituye casi la totalidad de la unidad, constituida por calizas más homogéneas en bancos de hasta 1 m de espesor, con fósiles abundantes y en ocasiones niveles de nódulos de sílex. No obstante, esta diferenciación no es representable a la escala del mapa por lo que toda la unidad se incluye como el tramo 9.

Las microfacies de la parte inferior corresponden fundamentalmente a calizas micríticas y ocasionalmente a dolomicritas y calcarenitas.

La mayoría de las calizas micríticas son micritas arenosas en las que se diferencian microsecuencias positivas con base erosiva y mayor concentración de detríticos en la base. En ocasiones, las microsecuencias presentan gran acumulación de oolitos calcáreos de textura radial (oomicritas), que parecen corresponder a pequeños oncolitos cuya microestructura algal es de difícil atribución. También es frecuente la presencia de texturas generales, que pueden resultar de la alteración de micritas no consolidadas o de procesos de

removilización, así como la presencia de rasgos sobreimpuestos como consecuencia de procesos edáficos, ya sea por concentraciones diferenciales de óxidos de hierro (rasgos hidromórficos) o de carbonatos (rasgos calcimorfos).

Las dolomicritas se restringen a finos niveles de muy escaso desarrollo y se interpretan como el resultado de una diagénesis vadosa. Destaca la presencia de una microfacies calcarenítica, identificada únicamente al sur de Bárboles, en las que se caracterizan procesos de dedolomitización

Las microfacies de la parte superior de la unidad son mucho más homogéneas, correspondiendo a micritas fosilíferas y biomicritas, que ocasionalmente presentan texturas sobreimpuestas, aunque de escaso desarrollo. Como restos fósiles se reconocen ostrácodos, caráceas y en menor proporción gasterópodos, con la zona interna disuelta, micritizada o rellena de cemento mesocristalino con textura blocky. También se observan restos algales que dan zonas de aspecto laminado y algunos procesos de silicificación, que corresponden a niveles con nódulos de sílex, a veces de amplio desarrollo.

Los niveles lutítico-margosos se encuentran intercalados a lo largo de toda la serie, como estratos irregulares de pocos centímetros y composición mineralógica bastante homogénea. Presentan carbonato (60-70%), cuarzo (5%) y filosilicatos (25-30%). Los minerales de las arcillas presentan: micas (65-80%) y el resto clorita, con cantidades menores de caolinita y esmecitas.

El conjunto de características observadas en esta unidad sugieren que se depósitos en un ambiente de lagos carbonatados someros.

Los depósitos de la parte inferior, representan facies afectadas por corrientes tractivas que producen la acumulación mecánica del sedimento, en cuerpos de gran extensión (mantos, lóbulos, etc.) probablemente relacionados con zonas de canales fluviales marginales al lago; mientras que las facies calcáreas más homogéneas y margas, corresponden a periodos de calma relativa en los que la sedimentación se produce bajo condiciones de menor energía, originándose localmente facies bioturbadas, que indican el paso a condiciones palustres, cuando se implantan una vegetación intensa, así como facies con rasgos sobreimpuestos.

Los depósitos de la parte superior son propios de lagos muy someros o zonas litorales de lagos más amplios, con elevada actividad orgánica.

A nivel regional esta unidad se relaciona con sistemas aluviales de procedencia meridional, representando sus ambientes sedimentarios más distales.

2.3.2.- Cuaternario

Los depósitos pertenecientes a esta edad están ampliamente representados en la hoja, especialmente en su mitad suroccidental.

A) Pleistoceno

A.1) Terrazas (10, 11,13 y 14)

Se trata de conglomerados con cantos redondeados, esencialmente de rocas paleozoicas trabado por una matriz arenoso-limosa, con cemento carbonatado. Pertenecen a las terrazas altas y medias 70-140 (10), 55-60 (11), 35 (13) y 20 (14) de los ríos Ebro, Jalón y Gallego.



Foto 9. Deposito de Terraza Basculado

A.2) Glacis (12 y 15)

Son depósitos de cantos subredondeados, generalmente constituidos por fragmentos de rocas terciarias, de menor tamaño que los de las terrazas. La matriz es limoso-arenosa y la selección de los componentes es baja.



Foto 10. Deposito de Glacis

A.3) Holoceno (16 a 24)

A esta edad se han atribuido las siguientes unidades:

Los glacis (17 y 21), terrazas (16) y depósitos de llanura de inundación (18), recientes, con litologías semejantes a los descritos anteriormente, las arcillas y limos de sus humedales (20), depósitos de fondo de valle y aluvial actual (19), coluviales (22), cono aluviales (23) y mixtos aluviales-coluviales (24)

2.4.- GEOMORFOLOGÍA

2.4.1.- Descripción Fisiográfica

La hoja de Alagón está situada en la zona central de la Depresión Terciaria del Ebro, en su parte aragonesa, donde los materiales detríticos, evaporíticos y carbonatados pertenecientes al Mioceno, se disponen tubularmente, con ligera pendiente general hacia el Ebro.

Está recorrida diagonalmente de NO a SE por el curso del río Ebro, a cuyo valle actual descienden las dos amplias vertientes, de la margen izquierda procedentes de la Sierra de Castejón y la del margen derecho de la Muela de Zaragoza.

El clima es mediterráneo de templado a seco, semiárido, con una temperatura media anual de unos 14°C y una pluviometría media de 400 mm/año.

2.4.2.- Análisis Geomorfológico

A) Estudio morfoestructural

A.1) Enmarque dentro de los dos grandes conjuntos regionales

La hoja se sitúa en la antedicha parte central de la Depresión del Ebro, donde los sedimentos terciarios subhorizontales han sido modelados por la actividad erosiva de la red fluvial cuaternaria, hoy representada por el río Ebro y sus afluentes, en particular el Jalón, presente en su tramo final.

A.2) Vertiente del Castellar

Arranca de la Sierra de Castejón, y con suave pendiente general hacia el Ebro o Gállego penetra en la hoja con una cota cercana a los 500 m para ir descendiendo hasta los 350 m, en donde, normalmente, se genera un fuerte escarpe sobre el cauce del río. La red de drenaje está constituida por una serie de barrancos mayores que fluyen de acuerdo con la pendiente general; entre ellos hay que reseñar el de la Virgen y el de los Lecheros hacia el Ebro, y el de la Val hacia el Gállego.



Foto 11. Depresión del Castellar.

Este encajamiento se realiza en una serie de glacis previa que parten de la sierra de Castejón y con la antedicha pendiente general, han solapado con las terrazas correspondientes de los ríos Ebro y Gállego presentes en la hoja.

A.3) Corredor del río Ebro

Se ha considerado como tal la franja NNO-SSE definida por la llanura aluvial actual del Ebro. Tiene una anchura media de unos 4 a 5 Km y, está recorrido por el cauce actual meandriforme del Ebro, que tiende a adosarse al límite, fuertemente escarpado, de la margen izquierda.

En él se ubica la parte norte de la ciudad de Zaragoza en la esquina sureste.

A.4) Vertiente de la Muela de Zaragoza

Parte de dicha Muela situada al sur de la hoja, con cotas cercanas a 600 m, y descendiendo progresivamente para penetrar en la hoja por la esquina suroeste con alturas de 385 m (vértice Coscolleta). A partir de ahí continua el descenso; primero más fuertemente hasta los 300 m en el paraje de Campablo y después, de manera más suave, en los parajes de Acampo de Orús y Aeródromo, hasta llegar alcanzar con cotas entre 210 y 230, el valle actual del Ebro.

La red de drenaje, en función de su escasa pendiente, está poco jerarquizada, solamente destaca por su parte occidental la afluencia del río Jalón, con una serie de terrazas conectadas con las del Ebro, que se encaja en una ladera dominada superficialmente por depósitos de glaciares.

B) Estudio Modelado

B.1) Génesis endógena

Las formas de génesis endógenas distinguidas en los terrenos terciarios son consecuencia de su disposición subhorizontal y litología: escarpes mayores y menores de 100 metros, que se muestran evidentemente en la vertiente más abrupta del Castellar

El fondo de los barrancos, en su mayoría, están colmatados por depósitos de "val" que, en algunas zonas, han sufrido una nueva incisión, llegando incluso a desmantelarse totalmente cuando la erosión remontable ha sido lo suficientemente intensa.

B.2) Génesis exógena

Respecto a las formas de génesis exógena se han distinguido: laderas, fluviales, poligénicas, kársticas y antrópicas.

Laderas: se han considerado laderas de acumulación de tipo coluvial, generadas, bien ampliamente bajo los escarpes de la terraza de 35 m de la margen derecha del Ebro, bien de forma más limitada en la base de los escarpes de su margen izquierda.

Fluviales: las formas fluviales más destacadas están elaboradas por la evolución de la red drenaje cuyo nivel de base local lo define actualmente el río Ebro.

A este río se atribuyen, por criterios geomorfológicos, las terrazas 10, 25, 35 y 55-60 m, correlacionadas siempre que existe continuidad, con las de los cursos bajos del Jalón y Gállego. Las terrazas más altas de 90-100 (Campablo) y 70-140 (Juslibol) por los mismos criterios, se han atribuido, respetivamente, a dichos ríos.

El cauce del Ebro es mendriaforme, quedando marcadas frecuentemente las terrazas más modernas las cicatrices de acreción y meandros abandonados ("galachos")

La red secundaria presenta escasa o nula incisión en la vertiente de la margen derecha, mientras que en la izquierda existen zonas con laderas desnudas que muestran fuerte abarrancamiento, y otras con incisiones que denudan los depósitos de "val" previos.

Esta denudación tiene como consecuencia el depósito en formas de pequeños conos que se sitúan sobre la llanura aluvial actual a la salida del escarpe de la margen izquierda, excepción hecha de un cono más antiguo (Casa de Pola), actualmente incidido y con borde escarpado, que debe corresponderse a la terraza 10.

Poligénicas: Se han incluido dentro de la génesis poligénica todos aquellos depósitos y formas cuyo origen se debe, en mayor o menor grado, a más de un proceso, así se han considerado dos grandes grupos: glaciares y valles de fondo de plano o "vales".

Dentro de los glaciares se han distinguido, después de un estudio secuencial de sus incisiones, o por correlación con los niveles de terraza, cuatro sistemas. Los sistemas primero y tercero son exclusivos de la margen izquierda del Ebro, mientras que el segundo lo es de la derecha y el cuarto común a ambos. Por otro lado, solo el primero queda colgado y sus bordes son francamente escarpados. Los límites del sistema I, y en menor parte II, quedan colgados y definidos generalmente por un escarpe, mientras que los sistemas III y IV tienen su génesis en una época muy próxima a la del encajamiento de la red actual, situándose preferentemente en áreas deprimidas de carácter más local.

En los valles de fondo plano están incluidos todos los depósitos de la red de drenaje arborescente actual que no presenta generalmente cauce inciso. Su relleno enmascara la morfología original en "V" y el enlace de la parte inferior, donde dominan los arrastres fluviales, con los depósitos de dominio gravitatorio de las laderas, se suele efectuar mediante una superficie ligeramente cóncava, sin que sea posible de una manera clara su definición.

Kársticas: Son procesos que han tenido y tienen particular relevancia en el modelado de la hoja. Su origen hay que buscarlo en la disolución de los yesos terciarios, fundamentalmente en dos niveles: uno en las cotas próximas a 400 m y otro sobre los 200 m, afectando a terrazas de la margen derecha del Ebro.

Antrópicas: la actividad antrópica es alta en el fondo de los valles y, especialmente, en la llanura aluvial actual y en las terrazas inferiores de los ríos Ebro, Jalón y Gállego, donde la mayoría de cultivos es de regadío. Se han marcado como obras mineras reseñables la cantera de áridos más importante.

2.4.3.- Formaciones Superficiales

A) Coluviones

Son los depósitos de ladera generalizados en la hoja; tienen especial desarrollo en la margen derecha bajo los escarpes escalonados de las terrazas, en particular la de 35 m. Están constituidos por cantos mal clasificados procedentes del Terciario (caliza, arenisca y yeso) y de la terraza o glacis inmediatos (cantos poligénicos de redondeados a subangulosos) trabados por una matriz areno-arcillosa.

B) Terrazas

Las presentes del Gállego (5, 10 ,20 y 70-140) están constituidas por gravas y arenas con estratificación cruzada, reconociéndose a veces, en las más bajas, los limos de la llanura de inundación. Sus cantos están bien rodados, presentan predominio de rocas paleozoicas (cuarzo, cuarcita y rocas plutónicas) sobre la terciario; el tamaño medio oscila entre 2 y 8 cm y la matriz que los traba es arenoso-limosa con cemento carbonatado.

En cuanto a las potencias observadas, varían entre 5-8 m para las más bajas y 40 para las de 70-140, aunque las deformaciones por relleno de zonas afectadas por disolución de yesos, pueden producir aumentos anómalos considerables.

De las terrazas del Ebro (10, 20, 35 y 55-60 m) cabe indicar que sus cantos son de cuarcita, cuarzo, arenisca y rocas ígneas (granito y subvólcánicas) del Paleozoico y Triásico. Se aprecian dos modas, una próxima al tamaño grava (1.5 cm) y otra de 6 a 10 cm con un máximo de 30 cm. Su matriz es arenoso-limosa y, cuando es posible su observación, hacia el techo, se presenta un aumento de la carbonatación que puede finalizar en una costra de caliche.

Las potencias medias en escarpe son del orden de 15 m máximo, aunque medidos con sondeos mecánicos y geofísica, permiten deducir en las zonas con intensa karstificación anomalías positivas en que se llega alcanzar los 50-60 m.

Las terrazas del río Jalón presentes en la hoja (5, 10, 30, 60 y 90-100), están constituidas esencialmente por cantos rodados de cuarzo, cuarcita, areniscas y rocas ígneas del Paleozoico y Triásico y, eventualmente calizas mesozoicas. Su tamaño oscila entre 3 y 5 cm con un máximo de 25-30. Se dispone con estratificación cruzada, llegando a aparecer a veces preservada en las partes altas la llanura de inundación correspondiente, con limos y arenas.

La potencia máxima observada en canteras es de 15 m, pudiendo ser, en algún punto, algo mayor por procesos de colapsamiento.

C) Glacis

Sus depósitos están constituidos generalmente por una mayoría de cantos subredondeados a subangulosos próximos al tamaño grava (1-3 cm) trabados por limo y arena. En menor proporción se encuentra tamaños entre 8-10 cm y, más raramente bloques de hasta 45 cm. La selección es baja, apreciándose estratificación cruzada difusa, a veces marcada por pasadas efímeras de los sistemas primero y segundo.

D) Dolinas

Las de la vertiente izquierda, situadas sobre el Terciario desnudo, funcionan como pequeñas áreas endorreicas donde se acumulan depósitos poligénicos de cantos de caliza con limos y arcillas con una potencia estimada de hasta 3 m.

En la de la vertiente derecha, debido a que se han generado en su mayor parte, al mismo tiempo que los procesos de aterrazamiento, el relleno es semejante al de la terraza correspondiente, tapizado por una delgada capa de limo-arcilla.

La potencia del relleno, hasta los 60 m, no es significativa, pues la mayor parte corresponde a la terraza que la colmata.

2.4.4.- Evolución Dinámica

Una vez colmatada la cuenca del Ebro a finales del Terciario, tiene lugar el desmantelamiento y evacuación exorreica de sus materiales hacia el Mediterráneo en varias etapas.

El primer testigo de este proceso, seguramente en el comienzo del Pleistoceno, son los depósitos de las terrazas colgadas del Jalón (90-10 m) y del Gállego (70-140 m), que tendrían su correspondencia con alguna del Ebro mínimamente conservada en la actualidad. También es probable que a finales de este periodo, comenzara el desarrollo de los glacis del primer sistema.

Posteriores descensos del nivel de base general, generarían el encajamiento escalonado del resto de las terrazas, las de 55-60, correlacionada con el primer sistema de glacis, que se ha atribuido al Pleistoceno medio; las de 25-35, correlacionadas con el segundo sistema, que se formarían durante el Pleistoceno superior y, finalmente, las de 10 y 15 m, con dataciones de 800 años a.d.c para la primera, y 50 años a.d.c para la base de la segunda, que se correspondería con el tercer y cuarto sistema respectivamente.

Del perfil disimétrico del valle del Ebro y las distintas superficies que definen terrazas y glacis, cabe deducir que, simultáneamente al encajamiento, se ha producido un basculamiento general hacia el NE de los bloques limitado por el escarpe de la margen izquierda del Ebro, con un movimiento relativo de ascenso

del más septentrional. Así se explica, además de la pendiente transversal anómala, que las terrazas solo se preservaran en la margen derecha, mientras que en la izquierda son desmanteladas por las más modernas, en la tendencia continua del Ebro a adosarse contra ese escarpe. Esta migración hacia el norte durante el Cuaternario, hay que relacionarla con reajustes tectónicos recientes, que además de lo indicado anteriormente rejuvenecen selectivamente el relieve del bloque septentrional, con evidente encajamiento de la red fluvial.

2.4.5.- Procesos actuales-subactuales y tendencias futuras

Del análisis del epígrafe anterior no es muy comprometido afirmar la relativa inestabilidad de los dos grandes bloques terciarios limitados por el cauce del Ebro, y aunque éste fenómeno sea difícil de cuantificar, si se puede de manera general establecer, independientemente de las variaciones del nivel general de base, que el bloque septentrional, estará sometido a un continuo movimiento de ascenso con una marcada tendencia a su desmantelamiento, mientras que el meridional, más estable tectónicamente, con escarpes menores y pendiente general pequeña, está próximo al equilibrio denudativo-acumulativo. Sin embargo, a pesar de los indicios tectónicos deducidos de las evidencias geomorfológicas, actualmente no se encuentran pruebas directas o indirectas de la existencia de fracturación a la escala propuesta.

2.5.- HISTORIA GEOLÓGICA

La hoja de Alagón se sitúa en el sector central de la cuenca del Ebro. Esta cuenca corresponde a los últimos estadios de evolución de la cuenca de antepaís meridional del orógeno pirenaico, aunque sus márgenes meridional y oriental estuvieron afectados por la actividad tectónica de la Cordillera Ibérica, y de la Cordillera Costero Catalana.

Durante el Paleoceno, en el margen meridional de la cuenca de antepaís surpirenaica se depositaron materiales continentales. En el llerdense, tuvo lugar una transgresión marina generalizada en el este de forma que durante gran parte del Eoceno, en el área oriental de la cuenca se desarrollaba una sedimentación marina.

En el Eoceno superior (Priaboniense) la cuenca de antepaís pasa a ser una cuenca endorreica. En estas condiciones de sedimentación continental se desarrollaron extensos sistemas de abanicos aluviales y redes fluviales distribuidas desde los márgenes hacia el centro de la cuenca; en donde se depositaron importantes acúmulos de sedimentos lacustres carbonáticos y evaporíticos.

La sedimentación de los sistemas aluviales tiene lugar de forma coetánea con la deformación de los orógenos que circundaban la cuenca. Este hecho queda reflejado en las discordancias progresivas y angulares desarrolladas en los materiales conglomeráticos de abanico aluvial proximales que son observables en numerosas localidades. La Tectónica sedimentaria, desarrollada en la cuenca

durante el Oligoceno y el Mioceno, también queda reflejada por la progresiva migración, a través del tiempo, que efectúan los depocentros lacustres hacia el oeste.

En la hoja de Alagón la edad de los materiales terciarios abarca aproximadamente desde el Aragoniense inferior hasta el Aragoniense inferior-medio. Las unidades más antiguas de la hoja corresponden a la formación de Zaragoza. En esta época este sector de la cuenca constituida la parte central de un extenso sistema de lago salina efímero (playa lake) que alternan periodos de alta concentración salina con otros de mayor dilución, y cuyas áreas marginales eran periódicamente inválidas por depósitos distales de las llanuras aluviales circundantes. La unidad más antigua que aflora en la hoja incluye niveles de halita que, de acuerdo con los datos obtenidos e interpretados del subsuelo, ponen de manifiesto un periodo de menor subsidencia en el área de Tauste que en las proximidades de Zuera y Zaragoza, hacia donde se traslada el depocentro. Posteriormente se iguala la tasa de subsidencia, manteniéndose el mismo medio sedimentario, aunque en general es mayor la proporción de sales precipitadas que en la etapa anterior. El centro de la cuenca evaporítica quedaría por tanto situado hacia la zona de Zaragoza y Zuera.

El ámbito sedimentario del lago salino de la hoja culmina con el depósito del tramo anhídritico-yesífero aflorante. Hacia el sur y oeste intercala progresivamente arcillas con tendencia a ser la litología predominante.

Posteriormente se produce un cambio en las condiciones sedimentarias del área, pasando ésta a estar ocupada por una extensa área lacustre somera con sedimentación carbonatada, que en los periodos tempranos presenta facies de energía relativamente alta que paulatinamente pasan a otras más tranquilas y homogéneas.

Desde este momento y hasta los tiempos cuaternarios no existe registro sedimentario en la hoja de Alagón; sin embargo en otras hojas, como, a de Remolinos continuó la sedimentación, en unas condiciones similares a las descritas hasta ahora hasta la parte superior del Vallesiense.

En el tránsito Mioceno-Plioceno se produce un fuerte cambio en las condiciones de sedimentación de la Cuenca del Ebro al transformarse en una cuenca abierta con drenaje hacia el Mediterráneo a través de la Cordillera Costero Catalana. Bajo estas condiciones se produce la evacuación de los sedimentos cenozoicos a lo largo del Cuaternario, debido a la acción erosiva de los dispositivos fluviales que se instalan. Los depósitos cuaternarios que aparecen en la hoja son en gran parte terrazas del río Ebro y glaciares generados en diferentes etapas marcadas por las sucesivas variaciones del nivel de base. La movilización de las evaporitas formando diapiros y la disolución de éstas creando dolinas, constituyen uno de los rasgos más característicos de la zona.

2.6.- RIESGOS GEOLÓGICOS

La karstificación es el proceso de disolución de las rocas carbonatadas debido a la circulación del agua a favor de las fisuras. Si tenemos en cuenta que esas rocas ocupan, aproximadamente, la quinta parte de la superficie de nuestro país, podremos calibrar la importancia de este fenómeno, especialmente si a los 100.000 km² de calizas les sumamos de los 35.000 km² ocupados por los yesos que, como se han mencionado, también son susceptibles de disolverse y provocar hundimientos.

Los fenómenos de hundimientos del terreno por dolinas son frecuentes en el entorno de Zaragoza. Las dolinas son depresiones del terreno formadas como consecuencia de la movilización y evacuación del material infrayacente por el agua subterránea (disolución de los yesos del Terciario y arrastre mecánico de los propios materiales aluviales cuaternarios). Con frecuencia esta evacuación del material crea cavidades o conductos en el subsuelo, cuya bóveda puede llegar a colapsar bruscamente formando simas (dolinas profundas de paredes verticales). Por otro lado, aunque no lleguen a formarse oquedades subterráneas, la movilización de material produce siempre una subsidencia lenta del suelo que puede prolongarse a lo largo de amplios periodos de tiempo.

Estos riesgos afectan a buena parte del eje del Ebro, pero que adquiere mayor relevancia en el tramo entre el río Jalón y Zaragoza, donde es fácilmente observable a simple vista o detectar mediante sondeos. Este proceso afecta a todos los depósitos fluviales, sobre todo a las terrazas T2, T3 y T4, y también, ocasionalmente a algunos niveles de glaciares cercanos al contacto con las terrazas, produciendo cambios morfológicos muy visibles en la superficie del aluvial con evidentes implicaciones de índole geotécnica.

Las dolinas aparecen aisladas o formando agrupaciones con dimensiones que suelen ser decamétricas a hectométricas, pero que por coalescencia entre ellas pueden llegar a formar "uvalas" de mayor extensión.

En la zona de estudio, y en general en el entorno de Zaragoza, el modelo geológico existente comprende un sustrato Terciario de yesos y margas (los primeros claramente solubles en agua), un recubrimiento cuaternario de limos y gravas, y un acuífero dentro de este recubrimiento.

Este modelo posibilita la existencia de un riesgo potencial de hundimiento lento del terreno (subsidencia) o rápido (colapso) de las terrazas aluviales.

Históricamente se tiene ya constancia de estos procesos de formación de dolinas en la zona de estudio.

En julio de 1999, el Departamento de Geología de la Universidad de Zaragoza elabora para PKILON, y en sus instalaciones de la carretera de Logroño N-232, un mapa a escala 1:1000 de dolinas observadas en fotografías aéreas, así como centros de hundimiento y patologías-daño en las construcciones,

delimitando cuatro grandes contornos de dolinas. El situado en el lateral sureste (zona de aparcamiento de camiones y naves 1-3). El situado en el extremo oeste (aparcamientos vehículos junto a nave 14). El situado en el lateral suroeste (próximo a nave 15 y edificio de oficinas). El cuarto contorno, delimitado entre las naves 4 y 1-3.

Se destaca que la mayor densidad de dolinas aluviales se da en la terraza T2 del río Ebro, especialmente en la zona que va del sur de Casetas hasta el Polígono El Portazgo.

En el lateral este (zona de entrada y naves 1-3) se delimita un área amplia deprimida, con un conjunto de dolinas asociadas de actividad continuada en el tiempo o con hundimientos recientes constatados. En el lateral norte (zona de naves 7, 5-6, 10 y 14) se delimitan otras dos dolinas de actividad continuada en el tiempo o con hundimientos recientes constatados. En la esquina suroeste (zona de aparcamiento junto a nave 14) delimitan una dolina de actividad continuada en el tiempo o con hundimientos recientes constatados que incluyen dentro de un grupo mayor. En la esquina sureste determina una dolina de actividad continuada que parece quedaría fuera de las instalaciones de PIKOLIN. Por último, en la parte central de la zona de estudio definen una dolina supuesta pero sin evidencias concluyentes, y en el lateral oeste unas dolinas también supuestas.

Tras el análisis de la información histórica existente, así como de otros datos adicionales de trabajos realizados en el interior de las instalaciones de Pikolin en autovía de Logroño (ensayos geotécnicos de campo), se realiza una sectorización-división de la zona de estudio, basada en la coincidencia simultánea de todos o parte de los datos o evidencias de subsidencias-dolinas.

Concretamente se han diferenciado 4 categorías de sectores:

- Sectores de categoría 4. Son aquellos donde simultáneamente coinciden tres o cuatros de los datos analizados.
- Sectores de categoría 3. Son aquellos donde simultáneamente dos de los datos analizados coinciden.
- Sectores de categoría 2. Son aquellos donde solamente uno de los datos analizados coinciden.
- Sectores de categoría 1. Son aquellos donde no se ha reconocido o registrado ninguno de los cuatro datos o evidencias consideradas.

Esta división establece desde las zonas (categoría 1) donde los procesos de subsidencia por karstificación pueden considerarse prácticamente inexistentes, muy pocos persistentes y/o de mínima intensidad, a la zona (categoría 4) donde dichos procesos son claramente recurrentes, persistentes en el tiempo, de una marcada intensidad y actualidad. Esta sectorización pretende catalogar de menor a mayor las zonas según la peligrosidad o riesgo de subsidencia-

hundimiento del terreno por efecto de los procesos de disolución profunda de los yesos.

3.- GEOTECNIA

3.1.- INTRODUCCIÓN

Para la realización de este Anejo Geotécnico se han utilizado los datos aportados por la empresa Bertolin con el documento "Estudio Geotécnico para proyecto de construcción de nave de exposición y venta de materiales de construcción, maquinaria, bricolaje y jardinería en actuales naves 1-3 y su entorno dentro de las instalaciones industriales de Pikolin, S.A. En autovía de Logroño, KM 6.5, Zaragoza" realizado por la empresa ARAGONESA DE SONDEOS, S.L., contratada por IBEREBRO, S.A.

El entorno de las naves 1-3 destinada a almacén, serán demolidas y en su lugar se construirá una nueva nave con unas dimensiones algo mayores que exceden la actual área ocupada por las mencionadas naves.

La zona de estudio tiene una superficie de algo más de 31.000 m² de los que aproximadamente 16.000 m² corresponderían al área edificable.

En las figuras siguientes se muestra la ubicación de la zona de estudio dentro de las actuales instalaciones de PIKOLIN en la autovía de Logroño.



Imagen 1. Emplazamiento de la Nave Industrial



Imagen 2. Emplazamiento de la Nave Industrial

De acuerdo con la clasificación del tipo de terreno que se realiza en el Código Técnico de la Edificación, la zona de estudio se catalogaría dentro de los terrenos tipo T-3: "Terrenos desfavorables: terrenos kársticos en yeso". La exigencia de estudio que se deriva sería la máxima a realizar según tipo de edificación proyectada para un terreno T-2, intercalándose reconocimientos adicionales que permitan definir adecuadamente las zonas problemáticas.

Dado que las construcciones serán superiores a 300 m² pero de menos de 4 pisos (construcciones tipo C1), el estudio geotécnico mínimo a considerar sería el asociado a un C-1 en un terreno T-2.

El estudio geotécnico se basa en una serie de trabajos realizados en las futuras parcelas de la nave industrial. Los trabajos de campo realizados han sido:

- 13 sondeos mecánicos de 12-48 metros de longitud donde se han realizado 107 ensayos de SPT, 23 tomas de muestras inalteradas y 17 plastificadas. Seis de ellos, se han equipado para el seguimiento temporal del nivel freático.
- 24 ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.
- 4 calicatas mecánicas con retroexcavadora mixta.
- 6 perfiles de tomografía eléctrica de 120 a 286 metros y que supone una longitud total de extensión de 1100 metros.

Las muestras, fueron examinadas por personal de la empresa ARCO Tecnos, S.A siguiendo la normativa y nomenclatura. Algunos de los ensayos, por nombrar algunos son:

- Análisis Granulométrico por tamizado
- Determinación de límites de Atterberg.
- Agresividad química de las aguas
- Contenido en yeso
- Ensayo de corte directo CU
- Ensayo de compresión simple.
- Etc.

3.2.- TRABAJOS DE CAMPO

3.2.1.- Sondeos

Se realizaron en conjunto trece sondeos con un total de 338, 2 metros perforados.

En la tabla siguiente se recogen las características principales de cada uno de los trece sondeos perforados.

| SONDEO | Profundidad (m) | Nº SPT | Nº MI | Nº TP | Nº CAJAS | PVC |
|--------------|-----------------|------------|-----------|-----------|------------|--------------|
| 1 | 48 | 12 | 2 | 7 | 16 | 48 |
| 2 | 35.1 | 8 | 3 | 3 | 13 | 7 |
| 3 | 18.6 | 7 | 1 | 0 | 6 | 18 |
| 4 | 26 | 9 | 2 | 0 | 9 | 26 |
| 5 | 25 | 9 | 2 | 0 | 9 | 25 |
| 6 | 37.5 | 12 | 2 | 0 | 13 | 0 |
| 7 | 31.1 | 10 | 2 | 3 | 11 | 0 |
| 8 | 14.5 | 6 | 0 | 0 | 5 | 0 |
| 9 | 13.6 | 5 | 0 | 0 | 5 | 0 |
| 10 | 38 | 13 | 5 | 2 | 13 | 0 |
| 11 | 14.2 | 5 | 0 | 0 | 5 | 0 |
| 12 | 11.1 | 3 | 2 | 0 | 4 | 0 |
| 13 | 25.5 | 8 | 2 | 2 | 9 | 7.5 |
| TOTAL | 338.2 | 107 | 23 | 17 | 118 | 131.5 |

Tabla con las características de los trece sondeos realizados.

El perfil litológico obtenido en cada uno de los sondeos se refleja en los planos aportados por la empresa IEGOMUSA, S.A.

Se describe a continuación la litología del terreno, diferenciando 4 grandes unidades o conjuntos litológicos.

- Nivel I. Pavimento y rellenos de tierras compactadas o no. Incluye los finos situados en el techo de las gravas, que podría corresponder a un relleno o bien con el terreno natural removido. Granulometría variada, teniendo arcillas limosas color marrón, a gravas limosas y zahorras con alto

contenido de elementos antropogénicos. Aparece en todos los sondeos realizados. Profundidades variables, mínimas de 0,3 metros y máximas de 2,4 metros.

- Nivel II. Recubrimiento cuaternario aluvial. Suelos con granulometría gruesa, generalmente gravas o bolos, bien redondeados con matriz limo-arenosa, perteneciente a las facies del canal de los aluviales del río Ebro (terrazas). Este nivel aparece debajo del nivel anterior y alcanza profundidades muy variables, con mínimos de 7 a 8 metros, llegando a máximos de 18,9 metros.

Existe un contacto entre el tramo II y el III-A, una zona constituida por arcillas mezcladas con gravas redondeadas considerando esta zona como de tránsito entre ambos niveles, fruto de un proceso intenso de alteración del sustrato rocoso y su mezcla con las gravas aluviales por efecto de la instalación del río Ebro durante la fase de aluvionamiento de la zona. Tiene un espesor reducido entre 0,2 y 1,2 metros y en media por debajo de un metro.

- Nivel III-A. Perfil de alteración del Sustrato Terciario. Este nivel siempre aparece por debajo del nivel de las gravas alcanzando profundidades variables desde mínimos de 23 a 25 metros y máximos de 30 a 35,3 metros. Está formado por arcillas de colores grisáceos a marrones y verdosas que en la parte superior presentan nodulaciones carbonatadas bastante desarrolladas y que hacia la base van presentando nódulos aislados de yesos muy alterados. Ocasionalmente presentan nichos de gravas aluviales procedentes de colapsos y hundimientos kársticos, como en el sondeo 10. Espesor elevado, una media de 10-15 metros y máximos de 18 a 27 metros.
- Nivel III-B. Sustrato Terciario sano de margas y yesos. Aparecen por debajo del nivel anterior. Está formado por una mezcla de yesos masivos nodulares con intercalaciones de arcillas-argilitas grisáceas, que en algunos puntos como el S-1 presentan oquedades, rellenas o no, fruto de la disolución de yesos y niveles solubles.

3.2.2.- Ensayo de penetración dinámica estándar (S.P.T).

La resistencia a la penetración estándar (SPT) se define como el número de golpes necesario para que el golpeo de una maza de 63,5 Kg de masa transmitida a la cabeza del varillaje, y cayendo desde una altura de 760 mm consiga que una toma de muestras estandarizada penetre 300 mm en el terreno después del descenso inicial debido al propio peso del equipo y tras la denominada penetración de asiento (los primeros 150 mm que no se contabilizan en los cálculos posteriores). La penetración debe tener una longitud de 450 mm, salvo que antes se alcance el rechazo a la penetración, el cual se obtendrá cuando se alcancen 50 golpes en la penetración del asiento o en cualquiera de los intervalos de 150 mm, en cuyo caso se anotará la penetración alcanzada en cada ensayo.

Se han realizado un total de 107 ensayos SPT, incluyendo la corrección del SPT. Los índices N que se obtienen directamente del ensayo SPT, debe corregirse de tal manera que queden normalizados a una presión efectiva de referencia, común e igual a 100 kPa. La expresión utilizada es aportada por la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera.

$$N_{\text{corregido}} = f * N$$

Siendo f el factor de corrección de la tabla aportada por la Guía de Cimentaciones.

| PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA(*) AL NIVEL DEL ENSAYO (kPa) | FACTOR DE CORRECCIÓN, f $N_{\text{corregido}} = f \cdot N$ |
|---|---|
| 0 | 2,0 |
| 25 | 1,5 |
| 50 | 1,2 |
| 100 | 1,0 |
| 200 | 0,8 |
| 400 ó mayor | 0,5 |

(*) Se refiere al momento en el que se realiza el ensayo.

Para obtener el N60 se realiza una segunda corrección mediante la siguiente expresión:

$$N_{60} = N_{\text{corregido}} * \eta / 60$$

Donde tenemos:

η = Porcentaje de la energía de golpeo que se transmite al tomamuestras (rendimiento). En nuestros casos para ensayos a 10 metros de profundidad, la relación $\eta/60$ puede establecerse en 1,1; para profundidades de más de 10 metros la relación $\eta/60$ se establece en 1,3.

3.2.3.- Índice RQD

El índice RQD es un índice de calidad de la roca, en función de las discontinuidades que presenta.

El índice RQD se calcula con la expresión siguiente:

$$\text{RQD} = (\text{Longitud fragmentos de más de 10 cm} / \text{Longitud Total tramo considerado}) * 100$$

Los resultados obtenidos se reflejan en las columnas litológicas de los sondeos realizados.

| SON DEO | Espesor perfo. Con Agua (m) | RQD (%) min | RQD (%) máx. | RQD (%) medio |
|---------|-----------------------------|-------------|--------------|---------------|
| S-1 | 15.2 | 7 | 85 | 39.7 |
| S-2 | 5.1 | 0 | 0 | 39 |
| S-6 | 3.9 | 0 | 0 | 0 |
| S7 | 6 | 0 | 16 | <6 |

| RQD % | Calidad Macizo |
|--------|----------------|
| <25 | Muy mala |
| 25-50 | Mala |
| 50-75 | Media |
| 75-90 | Buena |
| 90-100 | Muy buena. |

Según la tabla anterior podemos calificar el macizo rocoso con una calidad mala a muy mala.

3.2.4.- Nivel Freático

Durante la realización de los sondeos, se detecto en todos ellos la presencia de agua a profundidades superficiales, entre 5 y 7,5 metros. Se sacan las siguientes conclusiones respecto a los sondeos:

- En la zona de estudio la cota de aparición de agua es similar, por lo que podemos suponer que existe un gradiente hidráulico bajo.
- Los niveles freáticos siguen la altura de la lámina de agua del río, confirmando la relación directa entre el acuífero y el río.
- De los análisis químicos realizados en los sondeos 3 y 4 se determina un grado de agresividad débil (Qa) hacia los hormigones por su concentración en sulfatos.

3.2.5.- Ensayo de penetración dinámica DPHS.

El ensayo de penetración dinámica DPHS es un ensayo continuo que consiste en determinar la resistencia del terreno a la penetración de una puntaza maciza de hierro, situada en el extremo de una varilla, que se hinca en el terreno mediante el golpeo de una maza en caída libre. Este varillaje tiene un diámetro inferior al de la puntaza para evitar, en lo posible, el rozamiento con el mismo suelo.

En el ensayo tipo DPHS la puntaza es cilíndrica, de base circular, de un área de 19,5 cm², una altura de 10 cm y terminada en un cono de altura 4 cm y ángulo de 90° en el vértice. El varillaje tiene un diámetro de 32 mm y la maza tiene un peso de 65 Kg, y se deja caer desde una altura de 75 cm.

La resistencia del terreno, a la penetración dinámica, se expresa por el numero de golpes necesarios para clavar la varilla una longitud de 20 cm. Dicho numero de golpes se designara en lo sucesivo por N20.

Para el cálculo de los resultados no deben incluirse los valores obtenidos en los 30-50 cm superiores, ya que corresponden a la fase de hincado de la puntaza y al tramo de terreno con bajo confinamiento por lo que los golpes pueden presentar anomalías.

En base a los resultados del ensayo de penetración dinámica DPSH, se puede estimar la resistencia dinámica del terreno utilizando la fórmula holandesa de hincado:

$$Q_d = \frac{Pm^2 * H}{(P_m + P_p) * A * \frac{20}{n^{20}}}$$

Donde:

Q_d= Resistencia dinámica unitaria en kg/cm²

P_m= Peso de la maza (65 kg.)

H= Altura de caída libre (75 cm)

P_p=Peso de la puntaza y cabeza de golpeo (1,5 kg) + varillas (8.84 kg/m)

A= Sección de la puntaza (19.5 cm²)

20/n²⁰= Penetración por golpe.

3.2.6.- Calicatas Mecánicas

Para la zona de aparcamientos y viales, para poder valorar la naturaleza del suelo se han realizado 4 calicatas, 3 en la zona sin pavimentar donde discurre una acequia y una cuarta en zona con asfalto.

Los perfiles litológicos se recogen en los planos.

La testificación realizada permite agrupar en diferentes niveles litológicos:

- Rellenos de urbanización (nivel I), con gravas y arcillas con gran cantidad de restos antropogénicos. Espesores de 0.8-2.5 metros.
- Limos arcillosos marrones a rojizos (nivel I), con restos orgánicos y alguna grava. Espesores de 1.0-1.7 metros.
- Limos arenosos a arenas limosas (nivel I), con elevada humedad alcanzando espesores de 1.7 metros.

No se ha llegado al nivel de grava en ninguna calicata.

3.2.7.- Geofísica.

Con el fin de tener una representación de la variabilidad lateral del terreno, en zonas en las que se conoce que existen anomalías ligadas a la karstificación, se ha realizado una prospección geofísica mediante tomografía eléctrica y poder ubicar las posibles zonas afectadas por dichas anomalías con la mayor garantía.

La tomografía eléctrica utiliza generalmente la configuración dipolo-dipolo. La distancia entre cada par de electrodos emisores permanece constante y lo que varía es la distancia entre los electrodos emisores y receptores. A partir de

múltiples mediciones de corriente y de diferencia de potencial se puede obtener una distribución detallada de la resistividad eléctrica del subsuelo, especialmente variaciones en la horizontal.

Esta técnica se basa en la caracterización eléctrica del subsuelo a partir de la determinación de la resistividad eléctrica del terreno. Se realizaron 6 perfiles con un total de 1100 metros.

3.3.- CARACTERIZACIÓN UNIDADES GEOTECNICAS

A partir de los perfiles de los sondeos y calicatas (reconocimientos directos) y los ensayos de penetración dinámica tipo DPHS, así como la tomografía eléctrica (reconocimiento indirecto), se tiene un modelo homogéneo y compuesto por tres unidades litológicas-geotécnicas. Estas unidades están dispuestas de forma básicamente subhorizontal con variaciones de espesores y de resistencia.

Se han definido tres grandes grupos de materiales:

- Suelos granulométricamente muy variados que incluyen los rellenos de tierras (zahorras) y otros rellenos antrópicos y un estrato limoso-arenoso de coronación de las gravas.
- Suelos de granulometría mayoritariamente gruesa (gravas) pertenecientes a los depósitos cuaternarios del tipo aluvial o terraza.
- Sustrato Terciario, compuesto por suelos finos (arcillas) asociadas a la alteración del sustrato de naturaleza rocosa. Por debajo aparece el sustrato Terciario poco o nada alterado formado por una mezcla de argilitas a arcillas rígidas con nódulos y niveles de yeso alabastrino.

3.4.- UNIDAD GEOTÉCNICA I

Se trata de una unidad formada por pavimento y rellenos de tierras compactadas o no. Incluye los finos situados en el techo de las gravas, que podría corresponder a un relleno o bien con el terreno natural removido. Granulometría variada, teniendo arcillas limosas color marrón, a gravas limosas y zahorras con alto contenido de elementos antropogénicos.

| UNIDAD GEOTECNICA I | Fachada Oeste | Fachada Este | Fachada Norte | Fachada Sur | Antigua Nave |
|----------------------------|---|--------------|------------------------|----------------|--------------|
| Asfalto /Hormigon | 11 cm | 8-15 cm | 10 cm | 20 cm | 18 cm |
| Zahorras a limos con canto | Espesor Promedio 0.4-0.5 metros. (MAX 1.8 metros; MIN 0.6 metros) | | | | |
| Limos Arcillosos | | | 1.4-1.6 metros | 0.4-1.1 metros | |
| Gravas matriz arcillas | | | Esquina 1.4-1.6 metros | | |
| Arcillas limosas | | | 1.2-4.5 metros | | |
| Restos antropicos | | | 1.2-4.5 metros | | |

Tabla potencias medias de los distintos materiales de la Unidad 1

En toda la parcela de estudio, tenemos material asfáltico con diferentes espesores debido a la topografía de la zona de estudio.

Justo bajo ese material aparecen unas zahorras compactadas, que es el material que se pone de base para la colocación del asfalto.

En diferentes zonas de la parcela, bajo estas zahorras encontramos diferentes sustratos:

- Tenemos unas arcillas limosas
- Zonas con gravas que poseen una matriz arcillosa
- Limos arcillosos en contacto con la unidad geotécnica II
- En algunas calicatas de la zona de viales y aparcamientos, cerca de la fachada este, se han encontrado todo tipo de restos antrópicos.

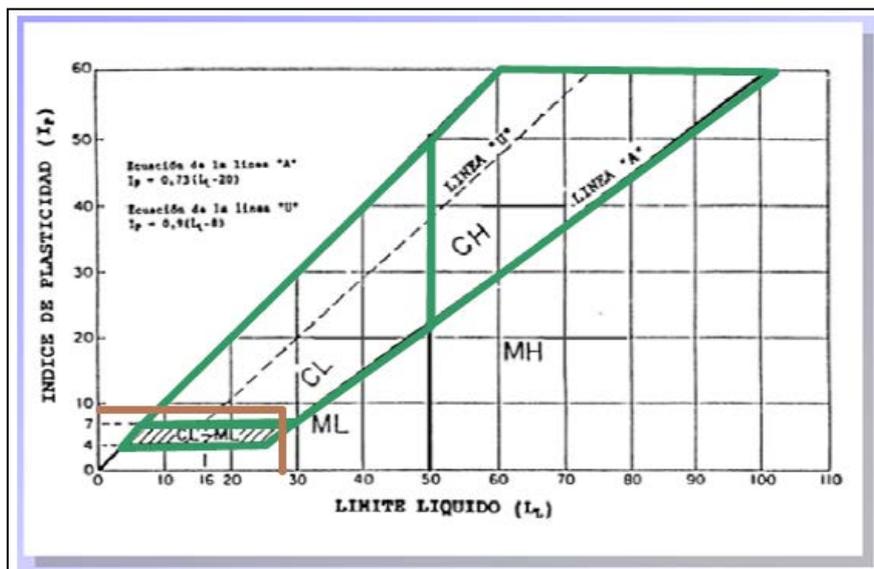
Según los datos facilitados por los trabajos de campo y por los ensayos de laboratorio tenemos las siguientes características de esta unidad:

Granulometría:

- Contenido en finos (> 0.08 mm) un porcentaje del 94,6%
- Contenido en arenas (2-0.06 mm) un porcentaje del 5%
- El contenido en gravas ($<$ de 2 mm) es de un 0.8%.

El límite líquido del material tiene un porcentaje del 27,6%

Y el material posee un índice de plasticidad de 9,4.



Clasificación Casagrande rellenos nivel I

Con la clasificación de carta de plasticidad de Casagrande, tenemos una arcilla tipo "CL" arcilla de baja plasticidad cuando posee un límite líquido menor a 50 y el índice de plasticidad es mayor a 7.

Se disponen de tres ensayos SPT, con los siguientes datos:

- Sondeo 1 con $N_{30}=11$
- Sondeo 5 con $N_{30}=9$
- Sondeo 8 con $N_{30}=4$

A partir de dicho valor de SPT y considerando tanto la posibilidad de que el nivel este formado por zahorras de relleno o por limos arcillosos con pequeños cantos y restos antrópicos tenemos los siguientes valores:

Agresividad de los hormigones

Para suelos limosos exentos o con muy reducido contenido en restos antrópicos, su agresividad sería la de un ambiente Qa

Las zahorras de relleno, la ausencia de cantos de yeso en la misma, nos llevan a calificarlas como de nula agresividad hacia los hormigones.

En los suelos con abundante presencia de restos antrópicos su agresividad puede llegar a ser superior a la determinada a los suelos más limosos.

La agresividad de este nivel es bastante variable en función de la composición. Lo conveniente sería retirar en su totalidad o plantear el aprovechamiento del mismo.

| UNIDAD GEOTECNIA I | Cu (Kg/cm ²) | ϕ (°) | E (Kg/cm ²) | Dap (T/m ³) |
|--------------------|--------------------------|------------|-------------------------|-------------------------|
| | 0.1 | 25 | 70 | 1.8 |

Resumen parámetros geotécnicos rellenos Nivel I

3.5.- UNIDAD GEOTÉCNICA II

Esta unidad está formada básicamente por gravas redondeadas y polimicticas (silíceas y calizas) con un variable contenido en matriz de arenas limosas con gravilla. Hay algunos tramos con espesores de 1 a 2 metros donde la fracción de arenas es muy alta, pudiendo calificar como arenas con gravas. Las gravas son de tamaño medio a grueso y poseen un variable contenido en bolos (cantos mayores a 10 cm). Intercaladas en la unidad, aparecen materiales de granulometría más fina, limos arcillosos, arenas limosas y arcillas arenosas con escaso contenido en gravas.

Por último en la base de este nivel aparece un nivel de transito con la unidad alterada III-A (contabilizada en la unidad geotécnica III), que supone una mezcla de ambas litologías (gravas con arcillas).

Puede decirse que este nivel está formado básicamente por suelos granulares gruesos entre los que se intercalan suelos granulares finos. Su caracterización se realiza por separado.

| UNIDAD GEOTECNICA II | Fachada Oeste | Fachada Este | Fachada Norte | Fachada Sur | Antigua Nave |
|------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|--------------|
| Gravas matriz arenas limosas | 8-10 m alcanzando zonas de 12-14 m | | | | |
| Arenas con Gravas | Espesor medio de 1-3 metros | | | | |
| Limos, arcillas arenosas | 7-8 metros | Espesores de 0,5 a 1 metros | | | |
| Nivel Transito | 1.2 metros | Espesores de 0.5-0.6 metros | | | |

Resumen espesores medios materiales del Nivel II.

3.5.1.- Suelos granulares gruesos (gravas y arenas con gravas)

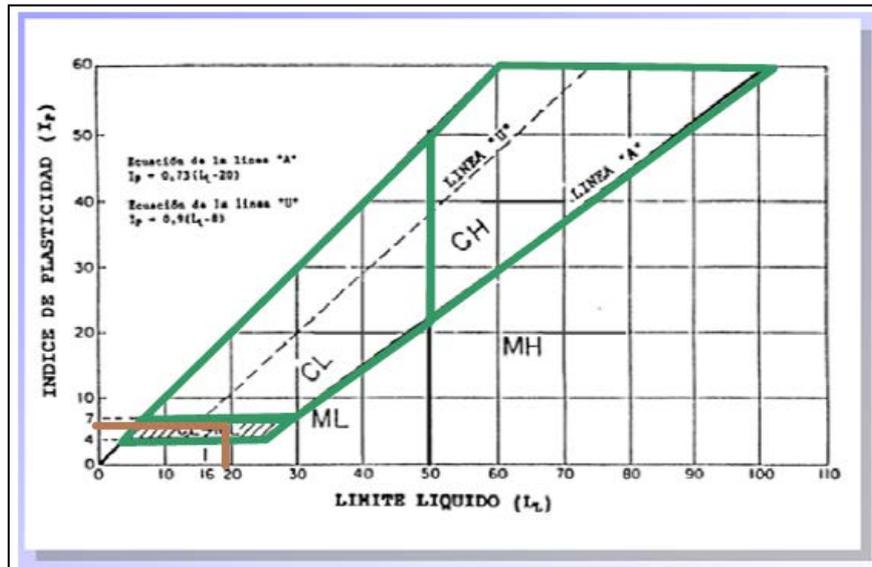
Desde el punto de vista granulométrico:

- Gravas (>2 mm) un promedio del 64%(58,8%-68.3%)
- Arena (2-0.08 mm) un promedio de 23% (16.1%-29.8%)

- Finos (< 0.08 mm) promedio de 13% (8%-19.7%)

La fracción fina tiene un límite líquido de 19,5%

Y la plasticidad es de 6,3.



Clasificación Casagrande suelos granulares nivel II

Como tenemos un índice de 6,3 y un límite líquido de 19,5 estamos en el campo de finos limosos.

Según la clasificación de "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS) el suelo se podría clasificar desde:

- GP (Gravas con pocos finos y mal graduadas) a GP-GM.
- GW-GM (Gravas con contenidos en finos del 5 al 12%, bien y mal graduadas) hasta GM.
- GC (gravas con alto contenido en finos, más del 12%, gravas limosas o gravas arcillosas).

A) Parámetros de Resistencia

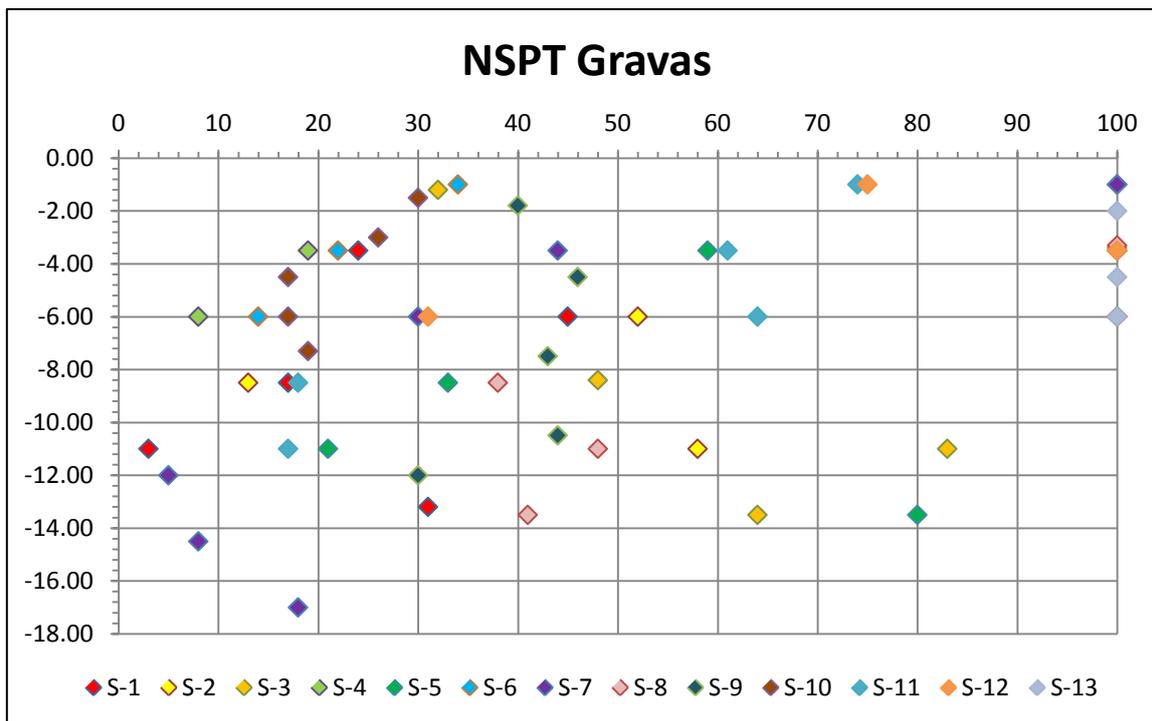


Grafico dispersión NSPT en Nivel II.

Para los valores de los ensayos del SPT tenemos la siguiente tabla:

| SPT | Nº | Media |
|----------------|----|-------|
| $N_{60} < 15$ | 5 | 7.40 |
| $N_{60} > 15$ | 50 | 42.08 |
| $N_{SPT} < 15$ | 6 | 8.50 |
| $N_{SPT} > 15$ | 40 | 39.83 |

Media de ensayos NSPT y DPSH

Como podemos observar disponemos de unas gravas de compacidad media-alta, con varios golpes que se considerarían como gravas de baja compacidad. Estas gravas con golpes inferiores a 15 se dan en la fachada este en los sondeos S-6, S-10, S-11, S-4 y en el S-2, generalmente siempre por debajo de los 5-6 metros de profundidad.

Según el ensayo DPSH tenemos valores de 7 para aquellas zonas donde se sitúan las gravas de compacidad baja. Para las gravas densas poseemos golpes superiores a 15. En la zona este y en la presencia de gravas densas se poseen golpes con valores entre los 15 y los 28 con un promedio de 18. En el resto de zonas se tiene un golpe promedio de 20-30, con un valor de 28.

Entre los golpes de SPT y DPSH, en suelos granulares se ha considerado esta expresión:

$$N_{SPT} = \frac{25 * \log(1.22 * N_{DPSH}) - 15.16}{1.27}$$

Aplicando estas formulas tenemos los siguientes valores

| DPSH | Gravas Flojas | Gravas Semidensa | Gravas Densas |
|------------------|---------------|------------------|---------------|
| N ₂₀ | 7 | 18 | 28 |
| N _{SPT} | 6.00 | 14.00 | 18.00 |

Tabla relación entre DPSH y NSPT

Nuestro SPT se nos reduciría a 14 en aquellos tramos que tenemos el N20=18 y a valores de 18 en donde tenemos el N20=28. Para las gravas flojas de la zona este, tendríamos unos valores de 6.

Estos resultados a la vista, son mucho menores que los del propio SPT.

Por todo ello escogemos los siguientes valores del SPT:

- Para las gravas densas el N60=28
- Para las gravas semidensas N60=20
- Para las gravas más flojas un N60= 8

Se establece una densidad aparente de 2.1 T/m³.

Para la densidad relativa utilizamos la formula señalada en ISOPT-1 (1988)

$$DR (\%) = 25 * N^{0.44} * (100 * \sigma'_{v0})^{-0.13}$$

Donde tenemos:

- σ'_{v0} = la presión vertical efectiva corresponde con los siguientes valores 11.39, 12.40 y 38,75 para las gravas flojas, semidensas y densas respectivamente.
- N= el valor del SPT

La densidad relativa promedio de las gravas flojas estaría entorno a los 25% Mientras que el resto de gravas comprendería entre 37-45 %

A.1) Angulo Rozamiento Interno

Tenemos las siguientes formulaciones:

- Schmertmann (1977) el ángulo ϕ se relaciona con la densidad relativa a partir de :

$$\phi = 38 + 0.08 * DR$$

- Autores como Muromachi proponen relaciones con el SPT

$$\phi = 12 * (20 * N)^{0.5}$$

$$\phi = 20 + 3.5 * N^{0.5}$$

Tenemos para las gravas flojas un ángulo de 32°

Obtenemos un ángulo de 35° a 38° para las semidensas a densas

A.2) Cohesión

No consideramos cohesión alguna, tanto con o sin drenaje adoptamos una $c=0$ kN/m².

B) Parámetros de Deformabilidad.

B.1) Modulo de deformación.

Para el cálculo de los módulos de deformación de los materiales grueso (como las gravas o arenas), se ha considerado las correlaciones que relacionan el módulo de deformación elástico con los golpes obtenidos en los ensayos de SPT. Son los siguientes:

- Begueman (1974) $E=40+12(N-6)$ kg/cm²
- Wrench y Nowatzki $E= 2.22 \times N^{0.888}$ kg/cm²
- D'Appolonia $E= 7.56 \times NSPT + 187.5$ kg/cm²
- Angnostoupoulos $E= 7.5+0.8 \times NSPT$ MPa
- Bowles (1983) $E= 7.5+0.5 \times NSPT$ KPa

| Modulo deformación | Flojas | Semi | Densas |
|-------------------------------|---------|---------|---------|
| Begueman (1974) | 64.00 | 208.00 | 304.00 |
| Wrench y Nowatzki | 143.51 | 323.79 | 436.55 |
| D'Appolonia et al | 240.42 | 338.70 | 414.30 |
| Angnostoupoulos | 64.62 | 170.70 | 252.30 |
| Bowles (1893) | 110.70 | 177.00 | 228.00 |
| Promedio (kN/m ²) | 1500.00 | 2350.00 | 3000.00 |

Tabla resumen de modulo de deformación gravas Nivel II

Para las gravas flojas tenemos un $E= 1500$ kN/m²

Para las gravas semidensas tenemos un $E=2350$ kN/m².

Mientras que para las más densas tenemos una $E=300$ kN/m².

B.2) Coeficiente de balasto placa de 30 cm (K30).

- Según Terzaghi (citado en Rodríguez Ortiz et. al. 1989) propone para las arenas las siguientes formulas:

- Arena seca o húmeda $k_{30} = 10^{\frac{N+2}{34}}$

- Arena sumergida $k_{30} = 0.6 * 10^{\frac{N+2}{34}}$

De forma orientativa el código técnico de la edificación propone la siguiente tabla:

| Suelo | K_{30} (Kp/cm ³) |
|--------------------------------|--------------------------------|
| Arena fina de playa | 1,0-1,5 |
| Arena floja, seca o húmeda | 1,0-3,0 |
| Arena media, seca o húmeda | 3,0-9,0 |
| Arena compacta, seca o húmeda | 9,0-20,0 |
| Gravilla arenosa floja | 4,0-8,0 |
| Gravilla arenosa compacta | 9,0-25,0 |
| Grava arenosa floja | 7,0-12,0 |
| Grava arenosa compacta | 12,0-30,0 |
| Margas arcillosas | 20,0-40,0 |
| Rocas blandas o algo alteradas | 30,0-500 |
| Rocas sanas | 800-30.000 |

Tabla Coeficiente balasto según Terzaghi

Tomamos pues para unas gravas flojas de 40000 kN/m³.

Para las gravas semidensas tenemos un k₃₀ de 90000 kN/m³.

Para el resto de las gravas un k₃₀ de 120000 kN/m³.

B.3) Coeficiente Balasto Horizontal

En terrenos granulares, cuando se diseñan elementos verticales se tiene que estimar un valor del coeficiente de balasto horizontal. Podemos aplicar las siguientes relaciones:

- Relación directa entre el SPT tenemos:

$$k_h = 600 * 10^{\frac{N-48}{48}} * \frac{z}{b} \text{ Donde:}$$

- N= golpeo SPT
- z= profundidad donde se evalúa el parámetro. Tomamos una profundidad igual a 6 que está entre la mínima y la máxima esperable de esta capa
- b= anchura de la placa, en este caso consideramos el diámetro de pilote.

| GRAVAS SEMIDENSAS | | | |
|-------------------|-----------------|---|------|
| Diametro (m) | N ₆₀ | kh (kN/m ³) N ₆₀ | Z |
| 0.65 | 20 | 34945.33 | 6.00 |
| 0.70 | 20 | 32449.23 | 6.00 |
| 0.85 | 20 | 26722.90 | 6.00 |
| 0.90 | 20 | 25238.29 | 6.00 |
| 1.00 | 20 | 22714.46 | 6.00 |

Tabla calculo coeficiente balasto horizontal gravas densas.

| GRAVAS SEMIDENSAS | | | |
|-------------------|-----------------|---|------|
| Diametro (m) | N ₆₀ | kh (Tn/m ³) N ₆₀ | Z |
| 0.65 | 20 | 34945.33 | 6.00 |
| 0.70 | 20 | 32449.23 | 6.00 |
| 0.85 | 20 | 26722.90 | 6.00 |
| 0.90 | 20 | 25238.29 | 6.00 |
| 1.00 | 20 | 22714.46 | 6.00 |

Tabla calculo coeficiente balasto horizontal gravas semidensas.

| GRAVAS FLOJAS | | | |
|---------------|-----------------|---|------|
| Diametro (m) | N ₆₀ | kh (kN/m ³) N ₆₀ | Z |
| 0.65 | 8 | 17514.15 | 6.00 |
| 0.70 | 8 | 16263.14 | 6.00 |
| 0.85 | 8 | 13393.18 | 6.00 |
| 0.90 | 8 | 12649.11 | 6.00 |
| 1.00 | 8 | 11384.20 | 6.00 |

Tabla calculo coeficiente balasto horizontal gravas flojas.

- Según Leoni, con la siguiente expresión:

$$k_h = nh * \frac{z}{b} \text{ Donde:}$$

- kh= coeficiente de balasto horizontal en t/m³
- nh= es un factor que depende del valor del NSPT, y que si consideramos que tenemos arenas saturadas (caso más desfavorable), usamos la siguiente fórmula:

$$nh = \left(\frac{N_c}{N_c * 0.36 + 32} \right)^{1.7} + 0.03$$

- z= profundidad donde se evalúa este parámetro
- b= anchura de la placa, consideramos diferentes diámetros de los pilotes.

| GRAVAS DENSAS | | | | |
|---------------|----------|------------------------------------|------|-------------------|
| Diametro (m) | N_{60} | kh (kN/m ³) N_{60} | Z | nh (N_{60}) |
| 0.65 | 28 | 48951.77 | 6.00 | 0.53 |
| 0.70 | 28 | 45455.21 | 6.00 | 0.53 |
| 0.85 | 28 | 37433.71 | 6.00 | 0.53 |
| 0.90 | 28 | 35354.06 | 6.00 | 0.53 |
| 1.00 | 28 | 31818.65 | 6.00 | 0.53 |

Tabla calculo coeficiente balasto horizontal (Leoni) gravas densas.

| GRAVAS SEMIDENSAS | | | | |
|-------------------|----------|------------------------------------|------|-------------------|
| Diametro (m) | N_{60} | kh (kN/m ³) N_{60} | Z | nh (N_{60}) |
| 0.65 | 20 | 32172.97 | 6.00 | 0.35 |
| 0.70 | 20 | 29874.90 | 6.00 | 0.35 |
| 0.85 | 20 | 24602.86 | 6.00 | 0.35 |
| 0.90 | 20 | 23236.03 | 6.00 | 0.35 |
| 1.00 | 20 | 20912.43 | 6.00 | 0.35 |

Tabla calculo coeficiente balasto horizontal (Leoni) gravas semidensas.

| GRAVAS FLOJAS | | | | |
|---------------|----------|------------------------------------|------|-------------------|
| Diametro (m) | N_{60} | kh (kN/m ³) N_{60} | Z | nh (N_{60}) |
| 0.65 | 8 | 10322.08 | 6.00 | 0.11 |
| 0.70 | 8 | 9584.79 | 6.00 | 0.11 |
| 0.85 | 8 | 7893.36 | 6.00 | 0.11 |
| 0.90 | 8 | 7454.84 | 6.00 | 0.11 |
| 1.00 | 8 | 6709.35 | 6.00 | 0.11 |

Tabla calculo coeficiente balasto horizontal (Leoni) gravas flojas.

- Según la figura adjunta (Monnet 1994), que se suele emplear mucho en el Eurocodigo, tenemos la relación entre el coeficiente de balasto horizontal y los parámetros de corte. Estos datos son generales e independientes de la dimensión del pilote y de la profundidad.

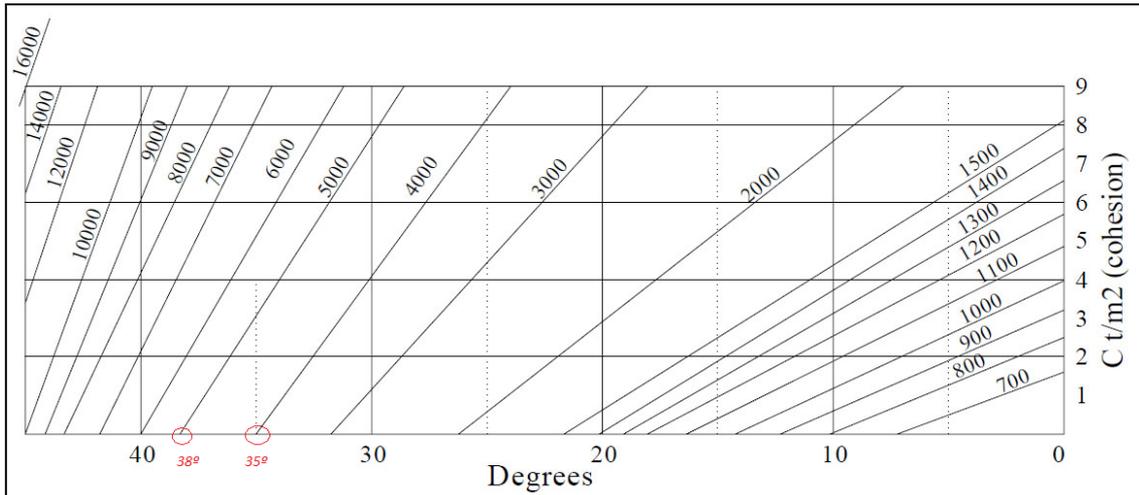


Figura Monnet. Relación Coeficiente balasto y cohesión.

Tenemos para ángulos de 35° un coeficiente de balasto de 40000 kN/m^3

Para un ángulo de 38° tenemos un coeficiente de balasto de 50000 kN/m^3

A la vista de los resultados tenemos los siguientes valores de coeficiente de balasto horizontal.

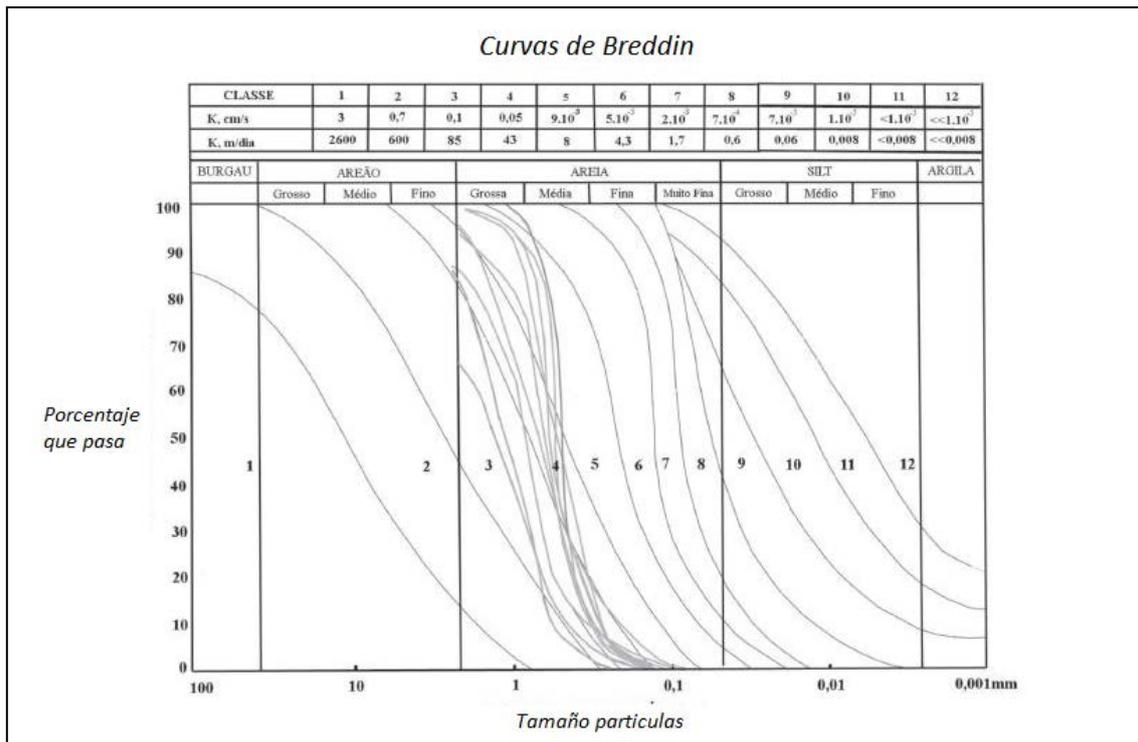
| COEFICIENTE BALASTO HORIZONTAL | | Diametro (m) | | | | |
|--------------------------------|-----------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | 0.65 | 0.70 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| Tipología Gravas | N_{SPT} | kh (kN/m^3) |
| Gravas Flojas | 8 | 13918.12 | 12923.97 | 10643.27 | 10051.97 | 9046.78 |
| Gravas Semidensas | 20 | 33559.15 | 31162.07 | 25662.88 | 24237.16 | 21813.45 |
| Gravas Densas | 28 | 52168.19 | 48441.89 | 39893.32 | 37677.03 | 33909.33 |

Tabla resumen coeficiente balasto horizontal gravas Nivel II

C) Otros aspectos geotécnicos

C.1) Permeabilidad

Para valorar la permeabilidad recurriremos a los métodos basados en las granulometrías, en este caso a las curvas de Breddin que asignan una permeabilidad según el ajuste de la curva granulométrica de laboratorio a unas curvas predeterminadas.



Aproximación curvas de Breddin

Asignaríamos a estos materiales una permeabilidad del orden de 10^{-1} a 10^{-2} cm/s, propia de un terreno permeable (permeabilidad media a alta).

C.2) Agresividad química de los hormigones

El contenido en sulfatos solubles obtenido fue de 104 mg de SO_4^{2-} / Kg de suelo por lo que según la EHE se califican como no agresivos al hormigón.

Como resumen, tenemos los siguientes parámetros geotécnicos de esta capa.

| UNIDAD GEOTECNIA II | Cu (Kg/cm ²) | φ (°) | E (kN/m ²) | Dap (kN/m ³) |
|---------------------|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Gravas Densas | 0 | 38 | 3000 | 21 |
| Gravas Semidensas | | 35 | 2350 | |
| Gravas Flojas | | 32 | 1500 | |
| UNIDAD GEOTECNIA II | DR (%) | K ₃₀ (kN/m ³) | K _h (kN/m ³) | K (cm/s) |
| Gravas Densas | 45 | 120000 | Tabla | 10 ⁻¹ 10 ⁻² |
| Gravas Semidensas | 37 | 90000 | | |
| Gravas Flojas | 25 | 40000 | | |

Resumen parámetros geotécnicos gravas densas

| COEFICIENTE BALASTO HORIZONTAL | | Diametro (m) | | | | |
|--------------------------------|------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | 0.65 | 0.70 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| Tipologia Gravas | N _{SPT} | kh (kN/m ³) |
| Gravas Flojas | 8 | 13918.12 | 12923.97 | 10643.27 | 10051.97 | 9046.78 |
| Gravas Semidensas | 20 | 33559.15 | 31162.07 | 25662.88 | 24237.16 | 21813.45 |
| Gravas Densas | 28 | 52168.19 | 48441.89 | 39893.32 | 37677.03 | 33909.33 |

Resumen Coeficientes balasto horizontal Nivel II

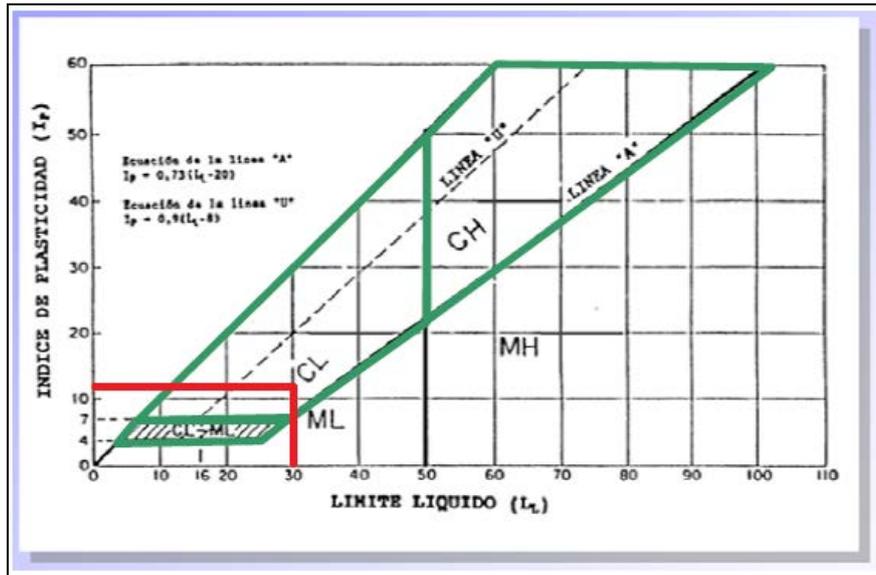
3.5.2.- Suelos granulares finos (limos arenosos, limos arcillosos y arcillas arenosas)

Desde el punto de vista granulométrico tenemos los siguientes datos:

- Fracción fina (< 0.08 mm) el promedio es de 93% (90.7% - 94.6%)
- Fracción arena (2-0.08 mm) el promedio es de 6% (7.8% - 5%)
- Fracción Grava (> 2 mm) el promedio es del 1%

La fracción fina posee un valor promedio del límite líquido del 30%

Mientras que el índice de plasticidad es de 11



Clasificación Casagrande suelos cohesivos nivel II

Podemos clasificar según la hoja de Casagrande, como "CL" (Arcillas inorgánicas de baja plasticidad).

De los ensayos de laboratorio obtenemos los siguientes datos:

- Densidad Aparente de 20 kN/m³
- Peso específico del ensayo edométrico con un valor de 2.73 g/cm³

A) Parámetros de Resistencia

Los ensayos de campo que pueden darnos información de la claridad en el golpeo del ensayo SPT son los sondeos 7 y 8

En el S-7 obtenemos un NSPT de 5

Mientras que en el S-8 obtenemos un NSPT de 48 pasando de gravas a arcillas en la unidad geotécnica II.

Usando la formulación dada por la Guía de Cimentaciones tenemos un valor medio del N₆₀ de 6 para el sondeo S-7.

A.1) Resistencia a compresión

Para caracterizar la resistencia a compresión podemos aplicar diferentes correlaciones:

- Los resultados de los ensayos de SPT ejecutados en suelos finos, pueden ser relacionados con la consistencia de los mismos en su estado natural y con los valores aproximados de las tensiones de rotura a la compresión simple de probetas cilíndricas inalteradas. Según la figura siguiente tenemos:

| Suelos finos | Valores del SPT | Resistencia a la compresión simple "q_u" en (kg/cm²) | Valores de la cohesión tomando c_u = q_u/2 (kg/cm²) |
|-----------------------|------------------------|--|---|
| Muy Blando | < 2 | < 0,25 | < 0,125 |
| Blando | 2 a 4 | 0,25 a 0,50 | 0,125 a 0,25 |
| Medianamente compacto | 4 a 8 | 0,50 a 1,00 | 0,25 a 0,50 |
| Compacto | 8 a 15 | 1,00 a 2,00 | 0,50 a 1,00 |
| Muy Compacto | 15 a 30 | 2,00 a 4,00 | 1,00 a 2,00 |
| Duro | > 30 | > 4,00 | > 2,00 |

Tabla consistencia para suelos finos

Según estos valores y con un NSPT de 5 podemos aproximar la resistencia a compresión simple ente 0.50-1.00 (kg/cm²).

- Se realizaron unos ensayos de corte directo tipo CU para este tipo de material obteniéndose una resistencia del orden de 0,45 kg/cm².

Por ello tomamos un valor medio de 50-60 kN/m² para la resistencia a compresión simple.

A.2) Cohesión

Para el caso de la cohesión tenemos las siguientes correlaciones:

- Según la figura anterior y adoptando un valor de la cohesión como la mitad de la resistencia a compresión simple, obtendríamos unos valores de 0.25-0.50 kg/cm².
- Aplicando las formulas de Kulhawy y Maine (1990) podríamos obtener la cohesión con la siguiente fórmula:

$$c_u = 0.145 * (N_{60})^{0.72} \text{ (Pa)}$$

- Obteniendo un valor de 0.46 kg/cm².
- Según Terzaghi y Peck que relacionan la cohesión con la plasticidad se obtienen valores de cohesión entre 0.2 y 0.4 kg/cm².
- Según el ensayo de laboratorio de corte directo tipo CU se obtiene un valor de 0,23 kg/cm².

Por todo ellos se escoge un valor de cohesión a corto plazo de 20 kN/m².

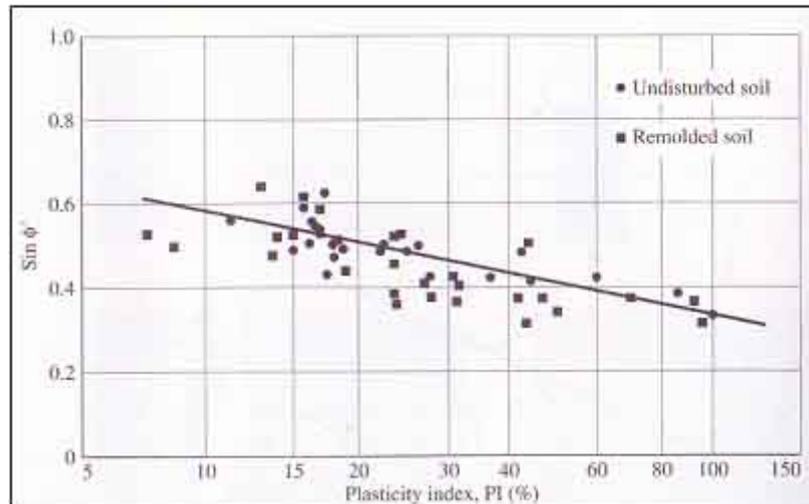
A.3) Angulo de Rozamiento

Para el ángulo de rozamiento interno del material tenemos los siguientes datos:

- Considerando la siguiente fórmula:

$$C_u = q_u * \left(\frac{1 - \sin \phi}{2 * \cos \phi} \right)$$

- Obteniendo un valor de 12°
- Según el ensayo de corte específico tipo CU se obtuvo un valor de 15,8°
- Según la grafica que relaciona el Índice de Plasticidad con el ángulo de rozamiento tenemos



Grafica relación índice plasticidad y ángulo rozamiento

Tenemos un ángulo entre 25°-30°

Por lo que tomamos un ángulo de rozamiento entre 20-25°

B) Parámetros de deformabilidad

B.1) Módulo de deformación, módulo edométrico y otros

Para evaluar el modulo de deformación de este material se emplean diversas formulaciones:

- Según Stroud, para suelos arcillosos normalmente consolidado tenemos la siguiente fórmula:

$$(E) = 1725 * N_{60}$$

- Obtendríamos un valor de 103 kg/cm².
- Para ecuaciones que relacionan el SPT tenemos valores entre 123 y 44 kg/cm².
- Se realizó un ensayo edométrico en el S-7 con un golpeo SPT de 7. Los resultados aportados por los ensayos del laboratorio dan valores entorno a 60 kg/cm², considerando un coeficiente de poisson de 0,3.

Con los resultados anteriores, y sabiendo que con el ensayo edométrico estamos en valores más pésimos, tomamos un valor de 700 kN/m² del modulo de deformación.

También se han obtenido del edómetro los siguientes resultados:

- Índice de compresión $C_c = 0.138$
- Índice de entumecimiento $C_s = 0.026$
- Coeficiente de consolidación $C_v = 1.35 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/$

B.2) Coeficiente de balasto placa de 30 cm (K30)

La estimación de este parámetro geotécnico lo relacionamos con el valor de la resistencia a compresión:

- Para una arcilla blanda según Terzaghi tenemos la siguiente fórmula:

$$K_{30} = 1.645 * q_u$$

Obteniendo un valor de 80 kN/m².

- Según el CTE para arcillas blandas y limos tenemos un valor de k₃₀ entre 1,5 y 3 kg/cm³.

Con estos dos resultados, obtendríamos del lado de la seguridad un valor del coeficiente de balasto igual a 10000 kN/m³. Adoptando un coeficiente de poisson de 0.3.

B.3) Coeficiente de balasto horizontal

Aplicando relaciones directas entre dicho valor y el golpeo del SPT o el valor de la resistencia a compresión simple, según Muzas, 2002:

$$k_h = \frac{100}{3} * \frac{1}{D} * q_u = \frac{40 * N}{D}$$

Donde:

- kh= coeficiente de balasto horizontal en kN/m³.
- N= golpeo del SPT.
- D= ancho en sentido horizontal (m) que asignamos diámetros de pilotes.
- q_u= Resistencia a compresión simple (kN/m²).

| Diametro (m) | q _u (kN/m ²) | N | kh (kN/m ³) | kh (kN/m ³) | Promedio kh (kN/m ³) |
|--------------|-------------------------------------|---|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|
| 0.65 | 50 | 6 | 3692.31 | 2564.102564 | 3128.21 |
| 0.7 | 50 | 6 | 3428.57 | 2380.952381 | 2904.76 |
| 0.85 | 50 | 6 | 2823.53 | 1960.784314 | 2392.16 |
| 0.9 | 50 | 6 | 2666.67 | 1851.851852 | 2259.26 |
| 1 | 50 | 6 | 2400.00 | 1666.666667 | 2033.33 |

Tabla coeficiente balasto horizontal suelos cohesivos nivel II.

Según Terzaghi que relaciona un coeficiente vertical con el horizontal en suelos cohesivos tenemos la siguiente expresión:

$$k_h = \frac{30 (cm)}{1.5 * b(cm)} * k_{v30}$$

Donde:

- kh= coeficiente de balasto horizontal.
- b= ancho del pilote
- kv₃₀=coeficiente de balasto vertical.

| Diametro (m) | K_{30} (kN/m ³) | kh (kN/m ³) |
|--------------|-------------------------------|-------------------------|
| 0.65 | 10000 | 3076.92 |
| 0.7 | 10000 | 2857.14 |
| 0.85 | 10000 | 2352.94 |
| 0.9 | 10000 | 2222.22 |
| 1 | 10000 | 2000.00 |

Tabla coeficiente balasto horizontal según Terzaghi.

Por todo ello adoptaríamos los menores de los obtenidos según las dos aplicaciones que coinciden con los de Terzaghi.

| Diametro (m) | K_{30} (kN/m ³) | kh (kN/m ³) |
|--------------|-------------------------------|-------------------------|
| 0.65 | 10000 | 3076.92 |
| 0.7 | 10000 | 2857.14 |
| 0.85 | 10000 | 2352.94 |
| 0.9 | 10000 | 2222.22 |
| 1 | 10000 | 2000.00 |

Tabla coeficiente balasto horizontal según Terzaghi.

C) Otros aspectos geotécnicos

C.1) Expansividad

Habla sobre criterio de Vijayvergiya y Ghazzaly o de OTEO

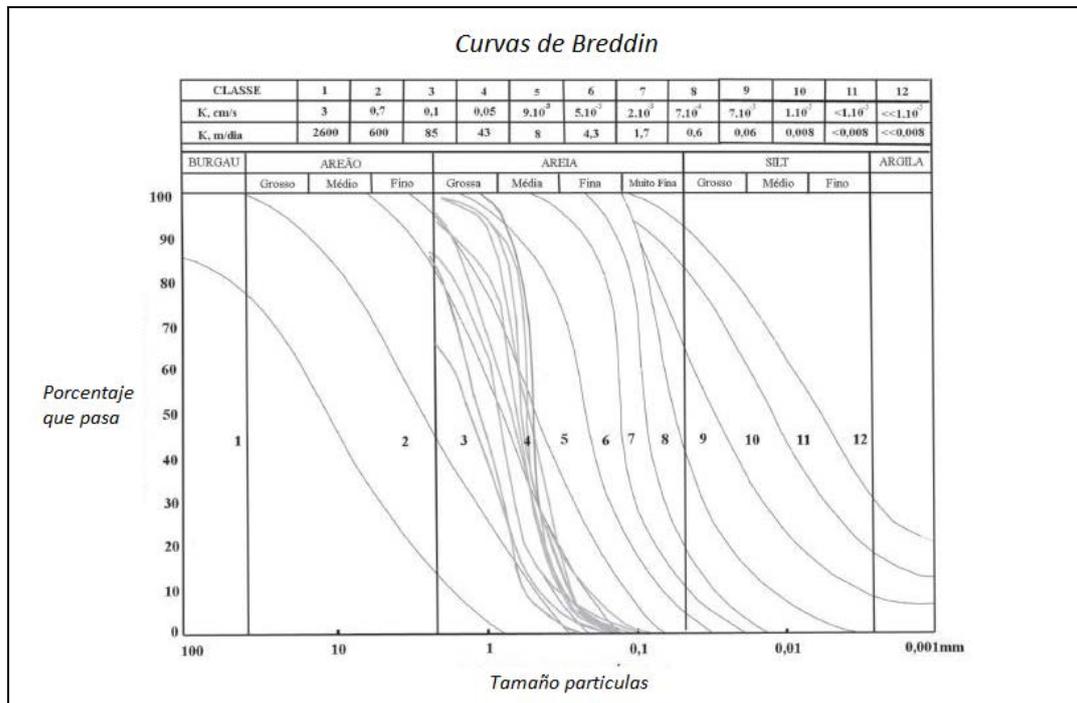
Como tenemos valores de plasticidad muy bajos propios de suelos de nula a baja plasticidad según la tabla siguiente tenemos que estaríamos en el campo I, suelos de nula a baja plasticidad con presiones de hinchamiento inferiores a 30 kPa.

| GRADO | EXPANSIVIDAD | FINOS % | LL | Ind. Lambe kPa | Presión Hincham. kPa | Hinch. Libre % |
|-------|--------------|---------|-------|----------------|----------------------|----------------|
| I | Baja | <30 | <35 | <80 | <25 | <1 |
| II | Baja a Media | 30-60 | 35-50 | 80-150 | 25-125 | 1 a 4 |
| III | Media a Alta | 60-95 | 50-65 | 150-230 | 125-300 | 4 a 10 |
| IV | Muy Alta | >95 | >65 | >230 | >300 | >10 |

Grados de expansividad en arcillas

Como carácter general podemos considerar este material como bajo potencial de hinchamiento inferior a 100 kN/m².

C.2) Permeabilidad



Aproximación curvas de Breddin

Como disponemos de una reducida granulometría de los materiales, la comparación de dicha curva granulométrica con las de Breddin, podemos observar como esta por valores mayores a la de la clase 10. Por lo que asignaríamos un permeabilidad igual o inferior a 10^{-5} cm/s, propia de un terreno de permeabilidad muy baja a prácticamente impermeable.

Según el ensayo edométrico y aplicando esta ecuación:

$$k_v = \frac{C_v * \gamma_w}{E_m}$$

Suponiendo un intervalo de carga de 0.8 a 10 kg/cm², obtenemos una permeabilidad del orden de 10^{-8} cm/s mucho menor que con la aplicación de las curvas de Breddin.

Por lo que sería suficiente y estaríamos del lado de la seguridad suponiendo una permeabilidad promedio general inferior a 10^{-5} .

C.3) Agresividad química a los hormigones

Tenemos de los ensayos de laboratorio el contenido en yeso de este tipo de material (0.38%) y también el contenido en sales solubles distintas del yeso (0.37%). Con estos resultados se calificaría como ligeramente agresivo al hormigón (ambiente Qa)

Tenemos a modo de resumen una tabla con los parámetros geotécnicos.

| | | | | |
|----------------------------|------------------------------|--|---|-------------------------------|
| UNIDAD GEOTECNIA II | Cu (kN/m²) | φ (°) | E (kN/m²) | Dap (kN/m³) |
| | 20 | 25-30 | 700 | 20 |
| | qu (kN/m²) | K₃₀ (kN/m³) | K_h (kN/m³) | K (cm/s) |
| | 50-60 | 10000 | Tabla | > 10 ⁻⁵ |

| Diametro (m) | K ₃₀ (kN/m ³) | kh (kN/m ³) |
|--------------|--------------------------------------|-------------------------|
| 0.65 | 10000 | 3076.92 |
| 0.7 | 10000 | 2857.14 |
| 0.85 | 10000 | 2352.94 |
| 0.9 | 10000 | 2222.22 |
| 1 | 10000 | 2000.00 |

Tabla resumen parámetros geotécnicos suelos cohesivos Nivel II.

3.6.- UNIDAD GEOTÉCNICA III

Esta unidad está compuesta por una parte superior básicamente de arcillas grisáceas a marrones, pasando por coloración marrón verdosas, verdosa y gris verdosas. A este subnivel se le ha denominado como III-A, y representa un terreno alterado del sustrato rocoso infrayacente que aparece por debajo y que hemos denominado como subnivel III-B.

Destacar que en el S-1, y dentro de este sustrato sano, se detectaron dos conductos kársticos o de disolución de un espesor que varía entre 0.5-0.7 metros. El primero de ellos estaba relleno por arcillas con cantos, mientras que el segundo estaba sin relleno alguno.

Ambos subniveles se han analizado y caracterizado por separado.

3.6.1.- Subnivel III-A (suelos arcillosos de alteración del Sustrato Terciario Infrayacente)

El subnivel III-A se caracteriza por la presencia de un variable contenido en nódulos calcáreos con tamaños centimétricos que se concentran en estratos o bien aparecen de forma dispersa. Tenemos también zonas con gravas redondeadas que aparecen en el contacto con el nivel II, como ya hemos explicado en el apartado anterior, se trata de un nivel de tránsito. Estas gravas aparecen a mayor profundidad dentro de las arcillas, que se podían interpretar como la presencia de paleoconductos kársticos por lo que se han movilizadado parte de las gravas del nivel II y que en fases posteriores del proceso de alteración del sustrato rocoso se han hundido y mezclado con las arcillas.

Dentro de estas arcillas, en la zona de la base aparecen nódulos de yesos alabastrinos de tamaño centimétrico fácilmente disgregables. También se reconocieron estratos intercalados del sustrato Terciario menos alterado.

Las arcillas del subnivel III-A representan un estado de alteración muy destacada del sustrato rocoso que estaría en relación no solo con la acción del río durante su discurrir por la zona del nivel II de terraza, sino también por los procesos asociados de disolución-karstificación progresiva de los yesos. Este estado de alteración intenso, es variable y supone en algunos casos que aparezcan intercalaciones de restos de sustrato Terciario más sano.

| UNIDAD GEOTECNICA III | Fachada Oeste | Fachada Este | Fachada Norte | Fachada Sur | Antigua Nave |
|-----------------------|--------------------------------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Sustrato III-A | Espesor medio de 10 -15 metros | | | | |
| | | 18 a 27 m | 18-27 m | 18-27 m | 8 a 10 m |

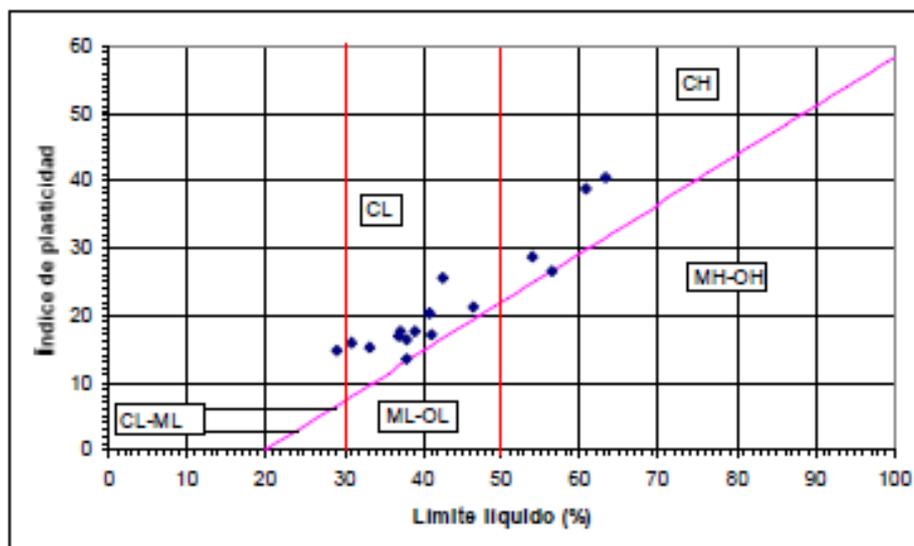
Tabla espesor medio Nivel III-A.

El espesor general de este subnivel III-A es superior en media a los 10-15 metros y llega a alcanzar máximos de 18 a 27 metros, en la zona este, norte y sur de la zona de estudio.

Para la granulometría de este nivel tenemos:

- Fracción gruesa (> 2 mm) con un valor promedio de 34.7% (mínimo de 19,3% y un máximo de 49.6%).
- Fracción arena (2-0.08 mm) tiene un promedio de 12,6% (Min de 8.4% y Max de 16.6%)
- Fracción fina (< 0.08 mm) tiene un promedio del 50% (Min de 40.9% y Max de 72.3%).

La presencia de nódulos calcáreos tiene un tamaño superior a 2 mm e inferior a 25-40 mm de diámetro.



Clasificación Casagrande suelos cohesivos nivel III-A.

Sin considerar los la fracción de nódulos calcáreos, los materiales se clasificarían como arcillas tipo "CL" (de baja a media plasticidad) y en menor medida como arcillas tipo "CH" (de alta plasticidad).

Considerando la fracción gruesa, se obtienen materiales catalogables como "CH" (arcillas inorgánicas de alta plasticidad), como "GC" (mezcla mal graduada de gravas, arenas y arcillas) y como "SC" (Arenas arcillosas, mezcla de arenas y arcillas).

Densidad aparente promedio es de 2.0 g/cm³ con humedades en torno al 23,5%.

A) Parámetros de Resistencia

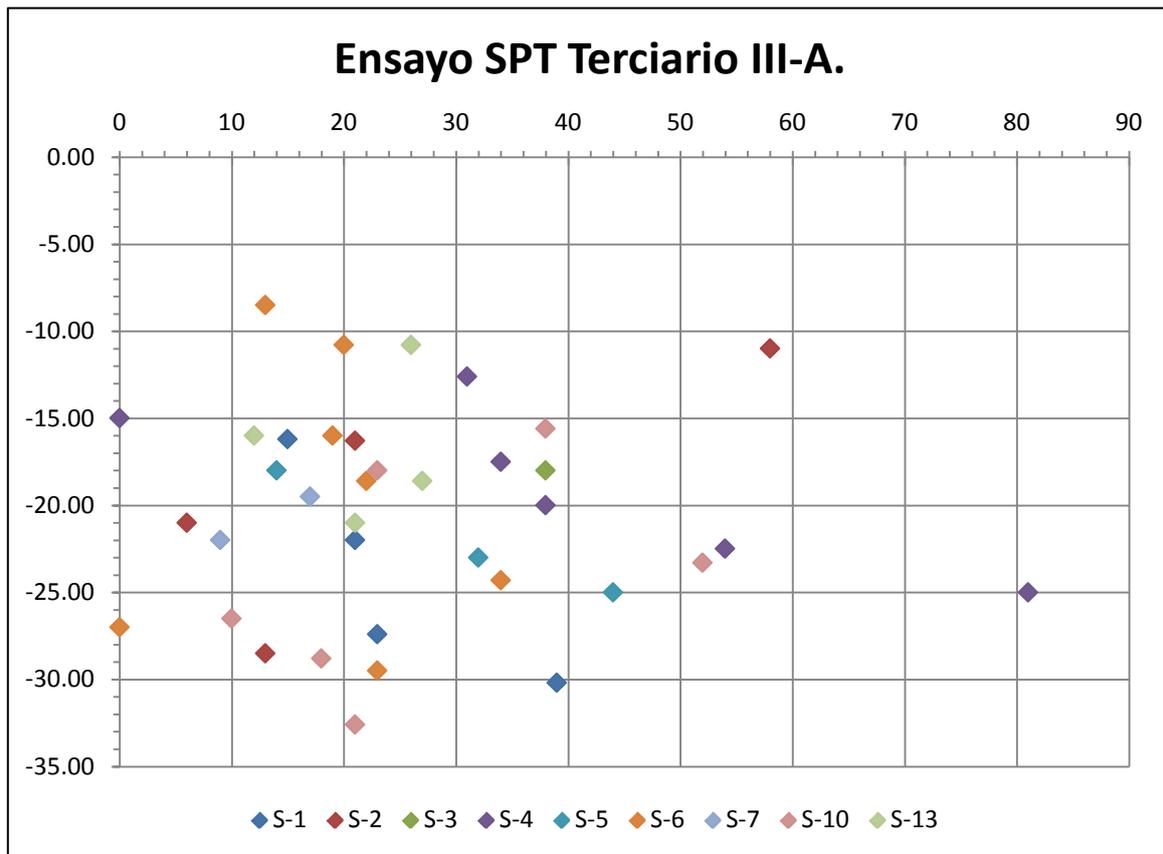


Grafico dispersión NSPT Nivel III-A.

Tenemos unas arcillas de carácter más blandas que tienen un valor de N₆₀ por debajo de 15, y por otra unas arcillas compactas de N₆₀ por encima de 15.

| SPT | Nº | Media |
|----------------------|----|-------|
| N ₆₀ <15 | 10 | 10.40 |
| N ₆₀ >15 | 24 | 27.84 |
| N _{SPT} <15 | 7 | 11.00 |
| N _{SPT} >15 | 29 | 31.79 |

Tabla media de ensayos NSPT y DPSH

Para el ensayo de SPT en muestras inalteradas tenemos un valor promedio de 18. En este caso también tenemos unas arcillas con NSPT por debajo de 15 y otras superiores a 15.

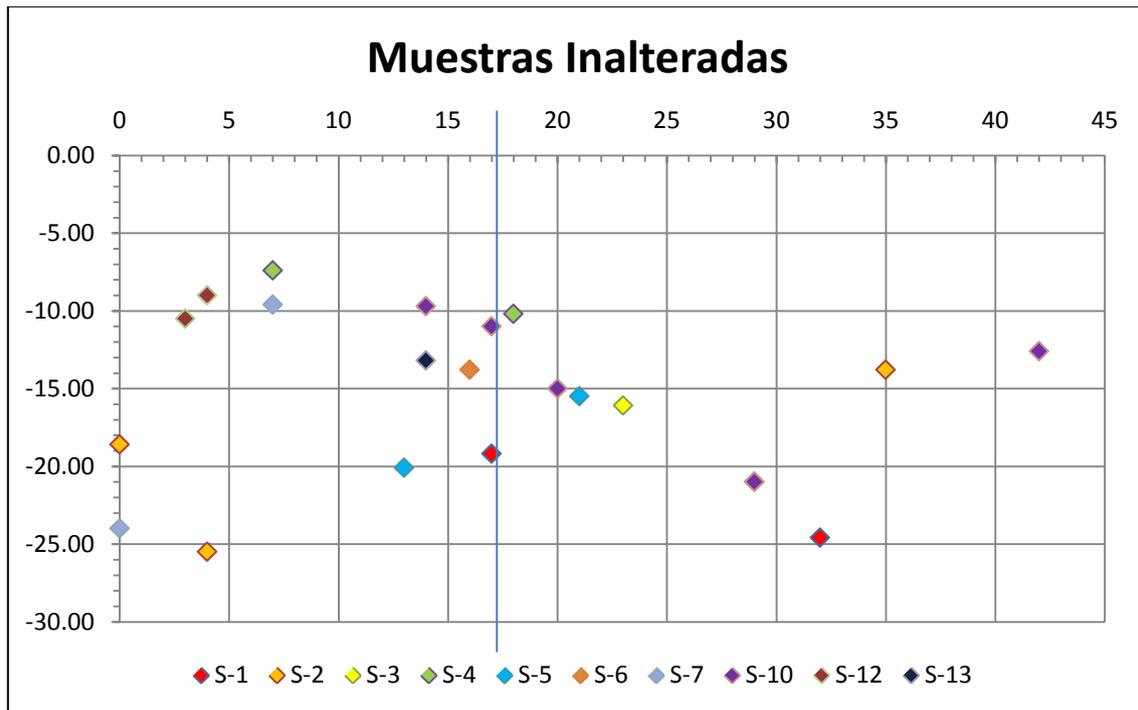


Grafico dispersión muestras inalteradas Nivel III-A.

| Arcillas MI | Nº | Media |
|----------------|----|-------|
| $N_{SPT} < 15$ | 8 | 8.25 |
| $N_{SPT} > 15$ | 12 | 25.73 |

Media de ensayos NSPT.

Por lo que para aquellas arcillas más flojas consideraremos un valor de $N_{60}=9$

Mientras que para las arcillas más compactas, del lado de la seguridad escogeremos el valor promedio de los ensayos de SPT en muestras inalteradas, con valor de 18

A.1) Resistencia a compresión

Con los resultados del ensayo SPT para suelos puramente cohesivos de mediana plasticidad podemos estimar:

| Suelos finos | Valores del SPT | Resistencia a la compresión simple "q _u " en (kg/cm ²) | Valores de la cohesión tomando c _u = q _u /2 (kg/cm ²) |
|-----------------------|-----------------|---|---|
| Muy Blando | < 2 | < 0,25 | < 0,125 |
| Blando | 2 a 4 | 0,25 a 0,50 | 0,125 a 0,25 |
| Medianamente compacto | 4 a 8 | 0,50 a 1,00 | 0,25 a 0,50 |
| Compacto | 8 a 15 | 1,00 a 2,00 | 0,50 a 1,00 |
| Muy Compacto | 15 a 30 | 2,00 a 4,00 | 1,00 a 2,00 |
| Duro | > 30 | > 4,00 | > 2,00 |

Tabla consistencia de suelos finos

Para arcillas flojas un valor de 50 a 100 kN/m²

Para arcillas de mayor consistencia de 200 a 400 kN/m².

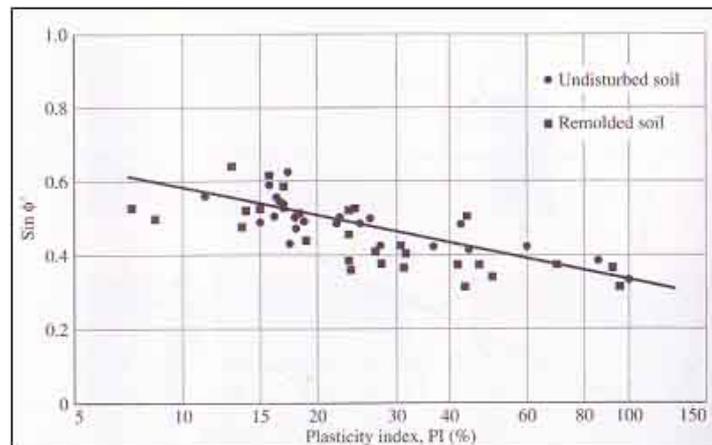
C.3) Cohesión

Con los valores anteriores de resistencia uniaxial se estimaría una cohesión sin drenaje del orden de:

- 25-50 kN/m² para las arcillas más blandas
- De 100 a 200 kN/m² para las arcillas más compactas.

A.2) Ángulo de Rozamiento

Según la grafica que correlaciona el índice de plasticidad con el ángulo de rozamiento interno



Relación entre índice plasticidad y ángulo rozamiento

Obtenemos un ángulo de rozamiento entre 25-30°

B) Parámetros de deformabilidad

B.1) Modulo de deformación. Modulo Edométrico y otros.

Según Stroud para suelos arcillosos normalmente consolidado, cohesivos y de mediana plasticidad se puede estimar el modulo de deformación a partir del valor del NSPT

$$E = 1150 * N_{60}$$

Para esta fórmula tenemos:

- Arcillas blandas un valor de 1035.0 kN/m².
- Mientras que para las arcillas más compactas tenemos un valor de 2070 kN/m².

Según ecuaciones que directamente relacionan el valor del SPT con el modulo de deformación:

- Para las arcillas blandas valores de 880 a 1000 kN/m².
- Para las arcillas más compactas con valores de 1470 a 2200 kN/m².

Consideramos pues según los valores aportados un valor promedio de:

- Arcillas blandas un valor de E= 900 kN/cm².
- Para las arcillas más compactas un valor de E=1500 kN/m².

B.2) Coeficiente de balasto placa de 30 cm (K30)

Para una arcilla según Terzaghi tenemos la siguiente fórmula:

$$K_{30} = 1.645 * q_u$$

En este caso tenemos para las arcillas blandas un valor de K30= 11500 kN/m³.

Para las arcillas más compactas tenemos un valor de K30= 32900 kN/m³.

- El código técnico de la edificación propone para arcillas blandas un valor de K30=15000-30000 kN/m³; mientras que para las arcillas más compactas propone un valor de K30= 30000 a 60000 kN/m³.

| Suelo | K_{30} (Kp/cm ³) |
|--------------------------------|--------------------------------|
| Arena seca o húmeda | |
| —Suelta | 0,64-1,92 (1,3)* |
| —Media | 1,92-9,60 (4,0) |
| —Compacta | 9,60-32 (16,0) |
| Arena sumergida | |
| —Suelta | (0,8) |
| —Media | (2,50) |
| —Compacta | (10,0) |
| Arcilla | |
| $q_u = 1-2$ Kp/cm ² | 1,6-3,2 (2,5) |
| $q_u = 2-4$ Kp/cm ² | 3,2-6,4 (5,0) |
| $q_u > 4$ Kp/cm ² | > 6,4 (10) |

* Entre paréntesis los valores medios propuestos.

Tabla coeficiente balasto suelos cohesivos

Con estos resultados podemos optar a escoger:

- Un valor de 11000 kN/m³ para las arcillas más blandas
- Un valor de 35000 kN/m³ para las arcillas más compactas.

Siempre tomando como coeficiente de poisson 0,3.

B.3) Coeficiente de balasto horizontal

Se pueden considerar las expresiones explicadas en el apartado de limos de la unidad geotécnica anterior.

| Terreno | Diametro (m) | N ₆₀ | k ₃₀ (kN/m ³) | kh (kN/m ³) Muzas, N _{SPT} | Terzaghi (kN/m ³) |
|------------------|--------------|-----------------|--------------------------------------|--|----------------------------------|
| Arcillas Blandas | 0.65 | 9 | 11000.00 | 5538.46 | 3384.62 |
| | 0.70 | 9 | 11000.00 | 5142.86 | 3142.86 |
| | 0.85 | 9 | 11000.00 | 4235.29 | 2588.24 |
| | 0.90 | 9 | 11000.00 | 4000.00 | 2444.44 |
| | 1.00 | 9 | 11000.00 | 3600.00 | 2200.00 |
| Arcillas Duras | 0.65 | 18 | 35000.00 | 11076.92 | 10769.23 |
| | 0.70 | 18 | 35000.00 | 10285.71 | 10000.00 |
| | 0.85 | 18 | 35000.00 | 8470.59 | 8235.29 |
| | 0.90 | 18 | 35000.00 | 8000.00 | 7777.78 |
| | 1.00 | 18 | 35000.00 | 7200.00 | 7000.00 |

Tabla coeficiente balasto horizontal nivel III-A.

Los resultados que escogemos son el promedio de las dos correlaciones que hemos usado:

| Terreno | Diametro (m) | Promedio (T/m ³) |
|------------------|--------------|---------------------------------|
| Arcillas Blandas | 0.65 | 4461.54 |
| | 0.70 | 4142.86 |
| | 0.85 | 3411.76 |
| | 0.90 | 3222.22 |
| | 1.00 | 2900.00 |
| Arcillas Duras | 0.65 | 10923.08 |
| | 0.70 | 10142.86 |
| | 0.85 | 8352.94 |
| | 0.90 | 7888.89 |
| | 1.00 | 7100.00 |

Tabla promedio coeficiente balasto horizontal

C) Otros aspectos geotécnicos

C.1) Expansividad

Según el ensayo realizado se ha obtenido una presión de hinchamiento de 0,05 kg/cm², propia de un terreno de una expansividad baja a nula.

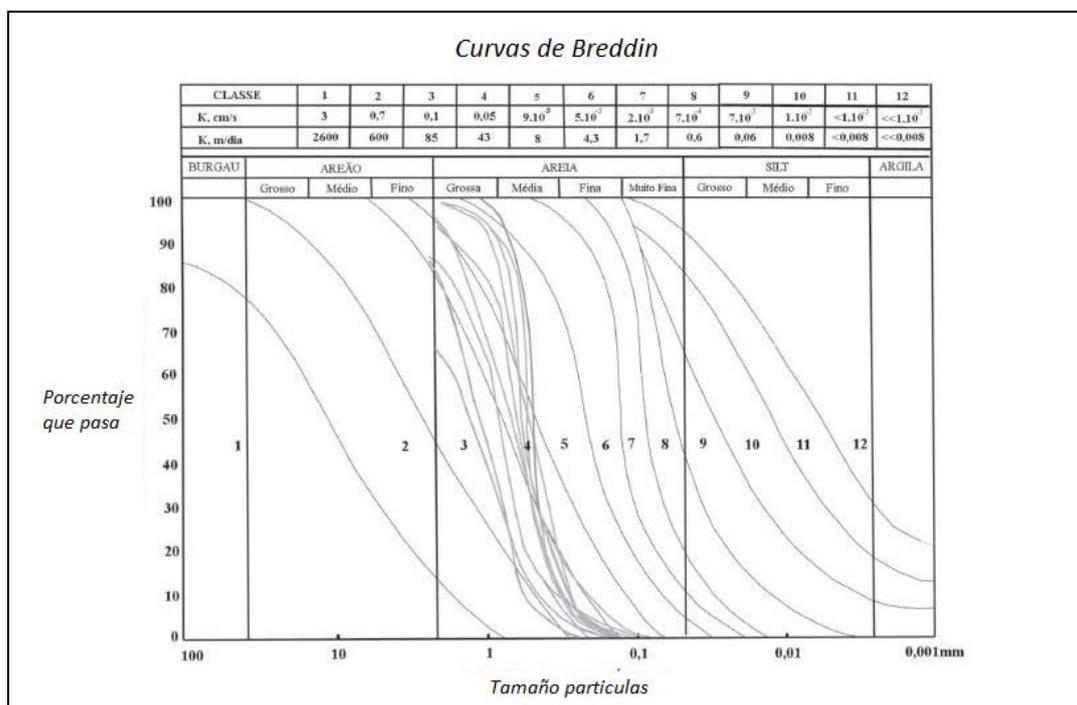
Aplicando los criterios de Vijayvergiya y Ghazzaly, y los de Oteo para suelos españoles, en los dos casos disponemos de muestras que están en zona de hinchamiento bajo a medio.

| GRADO | EXPANSIVIDAD | FINOS % | LL | Ind. Lambe kPa | Presión Hincham. kPa | Hinch. Libre % |
|-------|--------------|---------|-------|----------------|----------------------|----------------|
| I | Baja | <30 | <35 | <80 | <25 | <1 |
| II | Baja a Media | 30-60 | 35-50 | 80-150 | 25-125 | 1 a 4 |
| III | Media a Alta | 60-95 | 50-65 | 150-230 | 125-300 | 4 a 10 |
| IV | Muy Alta | >95 | >65 | >230 | >300 | >10 |

Grados de expansividad en arcillas

Material arcilloso como de medio-bajo potencial de hinchamiento, con presiones de hinchamiento esperables o inferiores a 1.0 kg/cm².

C.2) Permeabilidad



Aproximación curvas de Breddin

Como tenemos granulometría muy reducida con aportación de algunos nódulos calcáreos, podíamos ajustar la curva granulométrica de la clase 7 hasta la 11, teniendo valores de permeabilidad desde $2 \cdot 10^{-3}$ cm/s a inferiores a 10^{-5} cm/s.

C.3) Agresividad a los hormigones

Contenido en sulfatos del orden de 248 a 436 mg de SO₄²⁻/kg de suelo, donde la alteración ha sido intensa y no hay rastro de los yesos. Hacia la base se incrementa a valores de 3378 mg de SO₄²⁻/ Kg de suelo coincidiendo con la presencia de yesos dispersos.

Pasamos de no ser agresivo a poseer una agresividad media (Ambiente Ob) según la EHE.

A modo de resumen tenemos una tabla con los parámetros geotécnicos

| UNIDAD GEOTECNIA III | Cu (kN/m ²) | φ (°) | E (KN/m ²) | Dap (kN/m ³) |
|-----------------------|-------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| Arcillas Blandas | 25-50 | 25 | 900 | 20.00 |
| Arcillas Consistentes | 100-200 | 30 | 1500 | |
| UNIDAD GEOTECNIA III | qu (kN/m ²) | K ₃₀ (kN/m ³) | K _h (kN/m ³) | K (cm/s) |
| Arcillas Blandas | 50-100 | 11000 | Tabla | 2*10 ⁻³ a 10 ⁻⁵ |
| Arcillas Consistentes | 200-400 | 35000 | Tabla | 2*10 ⁻³ a 10 ⁻⁵ |

| Terreno | Diametro (m) | Promedio (T/m ³) |
|------------------|--------------|------------------------------|
| Arcillas Blandas | 0.65 | 4461.54 |
| | 0.70 | 4142.86 |
| | 0.85 | 3411.76 |
| | 0.90 | 3222.22 |
| | 1.00 | 2900.00 |
| Arcillas Duras | 0.65 | 10923.08 |
| | 0.70 | 10142.86 |
| | 0.85 | 8352.94 |
| | 0.90 | 7888.89 |
| | 1.00 | 7100.00 |

Tabla resumen parámetros geotécnicos nivel III-A

3.6.2.- Subnivel III-B (Sustrato Terciario sano)

El sustrato Terciario sano o poco alterado (subnivel III-B) está formado por una mezcla de argillitas a arcillas (rocas de dureza blanda a suelos rígidos) con nódulos de yesos y niveles de yesos alabastrinos principalmente, de dureza media.

| UNIDAD GEOTECNICA III | Fachada Oeste | Fachada Este | Fachada Norte | Fachada Sur | Antigua Nave |
|-----------------------|------------------------------|--------------|---------------|-------------|--------------|
| Sustrato III-B | Espesor medio de 8-10 metros | | | | |

Tabla espesores Nivel III-B.

Puede observarse en los sondeos una profundización que va de cotas mínimas de -25 metros a cotas máximas de -34 metros.

A) Parámetros de Resistencia

En todos los ensayos de SPT realizados se obtuvo el rechazo con penetraciones inferiores a 15-30 cm. Estos resultados nos indican la presencia de un terreno de consistencia alta y de una capacidad portante también alta.

Podemos tomar pues el SPT como de 50.

A.1) Resistencia a compresión simple de la roca matriz

Según los ensayos de laboratorio asignamos un valor del orden de 2400 kN/m² rebajándolo a 2000 kN/m², para considerar los niveles flojos intercalados.

A.2) Parámetros de Deformabilidad de la roca matriz

Según Stroud, considerando el terreno es en su totalidad un suelo arcilloso de mediana a alta plasticidad y con la expresión:

$$E \text{ (KPa)} = 870 * N_{60}$$

Considerando un N60 de 50 el modulo de deformación seria de 4350 kN/m2.

Según ecuaciones que relacionan el valor del SPT o el valor de la cohesión sin drenaje con el modulo de deformación tenemos para las argilitas rígidas valores de 47500 a 88000 kN/m2.

Para los tramos de yesos según referencias tenemos valores de 500000 kN/m2.

B) Parámetros del macizo rocoso en su conjunto.

De lo indicado por Ortiz et al (1989) y si consideramos el caso de una roca lutitica tenemos:

- Coeficiente de poisson 0.2
- Modulo de deformación $E = (150 * q_u)$ obtendríamos un valor de 120000 kN/m2. Si aplicamos el factor corrector según el valor del RQD, que tiene un valor de 0.4 el modulo de deformación se quedaría en 48000 kN/m2.
- Cohesión de 100 a 400 kN/m2.
- Angulo de rozamiento interno de 10 a 25°

B.1) Coeficiente de balasto vertical, placa de 30 Kv30

Para el caso de argilitas duras tenemos un coeficiente del orden de 10000 Tn/m3.

Para las margas arcillosas tenemos un valor de 200000 a 400000 kN/m3.

Si consideramos un comportamiento de suelo arcilloso y aplicamos las expresiones para este tipo de terreno a partir de la compresión simple tenemos:

- Argilitas tenemos un Kv30= 131600 kN/m3.
- Argilitas tenemos un Kv30= 329000 kN/m3.

Con todo ello adoptamos un valor de Kv30 de 200000 kN/m3.

Para el coeficiente de balasto horizontal, podemos aplicar el criterio de Terzaghi (1955) en función del diámetro del pilote

| Terreno | Diametro (m) | $k_{30}(\text{kN/m}^3)$ | Terzaghi (kN/m^3) |
|-----------|--------------|-------------------------|---------------------------------|
| Cohesivos | 0.65 | 200000.00 | 61538.46 |
| | 0.70 | 200000.00 | 57142.86 |
| | 0.85 | 200000.00 | 47058.82 |
| | 0.90 | 200000.00 | 44444.44 |
| | 1.00 | 200000.00 | 40000.00 |

Tabla coeficiente balasto horizontal Nivel III-B.

B.2) Agresividad de los hormigones

Contenido en sulfatos alto debido a la presencia de yesos. Consideramos un nivel más que en el caos del sustrato III-A, catalogamos como ambiente Qc según la EHE

B.3) Expansividad

Al tratarse de un sustrato rocoso, la permeabilidad está en función de las litologías que lo integran así como por el grado de fracturación o densidad de discontinuidades en el mismo.

Dado que las litologías que lo integran son prácticamente impermeables, nuestro condicionante es el grado de fracturación.

Podemos asignar un valor de K igual o inferior a 10^{-5} propio de un terreno calificable como impermeable

No obstante con la aparición de conductos kársticos, la permeabilidad se verá incrementada de una forma muy local y puntual.

3.7.- TABLA RESUMEN PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

| PARAMETROS GEOTECNICOS | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------------------|---------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|---------|---------|---------|---------|----------------|
| Unidad Geotecnica | Dap (kN/m ³) | φ (°) | C _u (kg/cm ²) | q _u (kg/cm ²) | E (kN/m ²) | K (cm/s) | K ₃₀ (kN/m ³) | K _n (kN/m ³) | | | | | Agresividad |
| | | | | | | | | 0,65 | 0,70 | 0,85 | 0,90 | 1,00 | |
| Nivel I. Rellenos | 18 | 25 | 10 | - | 700 | - | - | - | - | - | - | - | Q _s |
| Nivel II. Gravas/Arenas con gravas | | | | | | | | | | | | | |
| Gravas Densas | 21 | 38 | 0 | 0 | 3000 | 10 ⁻¹ - 10 ⁻² | 120000 | 52168,2 | 48441,9 | 39893,3 | 37677 | 33909,3 | No agresivos |
| Gravas Semidensas | | 35 | 0 | 0 | 2350 | | 90000 | 33559,2 | 31162,1 | 25662,9 | 24237,2 | 21813,4 | |
| Gravas Flojas | | 32 | 0 | 0 | 1500 | | 40000 | 13918,1 | 12924 | 10643,3 | 10052 | 9046,8 | |
| Nivel II. Arcillas limosas | 20 | 20-25 | 20 | 50-60 | 700 | 10 ⁻³ | 10000 | 3076,9 | 2857,1 | 2352,9 | 2222,2 | 2000 | Q _s |
| Nivel III. Arcillas alteradas | | | | | | | | | | | | | |
| Arcillas Blandas | 20 | 25-30 | 25-50 | 50-100 | 900 | 2*10 ⁻³ a 10 ⁻³ | 11000 | 4461,5 | 4142,9 | 3411,8 | 3222,2 | 2900 | Q _b |
| Arcillas Consistentes | | | 100-200 | 200-400 | 1500 | | 35000 | 10923,1 | 10142,9 | 8352,9 | 7888,9 | 7100 | |
| Nivel III. Sustrato Rocoso | 21 | 10 a 25 | 10 a 40 | 2000-2400 | 4800 | - | 200000 | 61538,5 | 57142,9 | 47058,8 | 44444,4 | 40000 | Q _c |

4.- HIDROGEOLOGÍA

4.1.- INTRODUCCIÓN

La cuenca del Ebro está situada en el Noreste de la Península Ibérica. Limita con las cuencas del Norte, Duero, Tajo, Júcar y Pirineo Oriental, además de las correspondientes a la vertiente francesa.

Tiene una forma aproximadamente triangular, con una extensión de 85.550 Km² (el 17% de la España peninsular), cuyos lados vienen definidos por las cordilleras Cántabro-Pirenaica, Ibérica y Costero Catalana. La Cordillera Cantábrica y los Montes Vascos se consideran como una prolongación Pirenaica.

Paralelamente a estas sierras principales y formando parte de ellas, hacia el interior de la cuenca aparecen otras elevaciones que son las sierras del Prepirineo (Leire, La Peña, Loarre, Cebollera, Guara y Montsec) y, al Sur del Ebro, las sierras del Moncayo, La Virgen, Vicort, Cucaclón y San Just, que forman la denominada "rama aragonesa" de la Cordillera Ibérica.

El río Ebro recorre su cuenca a modo de bisectriz del menor de los ángulos del triángulo, recogiendo por su margen izquierda los caudalosos afluentes pirenaicos y por su margen derecha los afluentes ibéricos, menos abundantes y caudalosos y de carácter generalmente torrencial.

Cabe señalar las existencias de cuencas endorreicas, entre las que destaca la de la Laguna de Gallocanta, situada en el sistema Ibérico entre las provincias de Zaragoza, Teruel y Guadalajara. Otras de menor extensión aparecen en las Bardenas, Campo de Borja, Monegros, Tierras de Belchite y Bajo Aragón.

Desde el punto de vista geológico, la cuenca del Ebro se caracteriza por el predominio de materiales miocenos, que cubren la mayor parte de la cubeta central, estando en algunos casos representados por materiales eocenos y oligocenos.

En las cordilleras limitrofes y en las subpirenaicas existen toda clase de terrenos, con predominio de materiales triásicos y paleozoicos en los Pirineos y en las estribaciones de la Ibérica. También hay representaciones del Jurásico y Cretácico en las formaciones montañosas del interior de la cuenca y en los montes Cantábricos. Los depósitos cuaternarios no son muy abundantes; están representados fundamentalmente por los aluviales de los ríos y los piedemontes. Los tramos carbonatados mesozoicos son los más importantes desde el punto de vista de las aguas subterráneas ya que, además de formar importantes relieves que recogen la mayor parte de las precipitaciones, son los principales conductores de la infiltración debido a sus excelentes características hidrodinámicas.

La conjunción de una geología variada, y una estructura tectónica compleja, da lugar a numerosos acuíferos, muchas veces relacionados entre sí, cuya reunión en unidades hidrogeológicas plantea no pocas dificultades.



Se puede agrupar por un lado los acuíferos de las serranías de la margen izquierda: Pirineos, Montes Vascos y Cordillera Cantábrica. En general, estos acuíferos tienen tipología cárstica, con circulación rápida, están muy influenciados en su régimen de descargas por las precipitaciones y el deshielo. Tienen, en consecuencia, poca capacidad de regulación. En muchos casos estos acuíferos presentan doble flujo, con una componente más lenta (más inercial) responsable de los caudales de estiaje de los ríos. En otras ocasiones cuentan con un recubrimiento detrítico que suaviza el régimen de alimentación-descarga.

Estos acuíferos se recargan a partir de las precipitaciones, bien directamente, por infiltración de los deshielos y escorrentías superficiales. Las principales se producen a través de manantiales y de forma difusa los ríos.

En el eje central de la cuenca se sitúan los acuíferos aluviales, tanto del río Ebro como de sus afluentes. Estos acuíferos de naturaleza detrítica forman junto con los ríos sistemas hidráulicos únicos. Su capacidad de regulación es media-alta. En general su recarga y descarga vienen condicionadas por el nivel relativo del agua en los ríos, cambiando su comportamiento influente o efluente en función del mismo. Esta interconexión los hace muy vulnerables a la contaminación.

Por último quedarían los acuíferos de las serranías de la margen derecha o acuíferos ibéricos.

El suave plegamiento que presenta la cordillera Ibérica, muchas veces recubierta por materiales terciarios o pliocuaternarios, ha permitido la instalación de numerosos y extensos acuíferos, principalmente en los niveles más calcáreos. La presencia de varios niveles de calizas castificadas inersedimentados con paquetes margosos de baja permeabilidad les confiere en muchos casos el carácter de acuífero multicapa.

La regulación que supone para los ríos que los drenan es alta, sobre todos los acuíferos cársticos de flujo difuso. Los ríos que atraviesan la cordillera Ibérica no siempre actúan como puntos de descarga de las aguas subterráneas; algunos permanecen gran parte de su recorrido colgados con respecto al nivel piezométrico regional, perdiendo parcial o totalmente sus aguas.

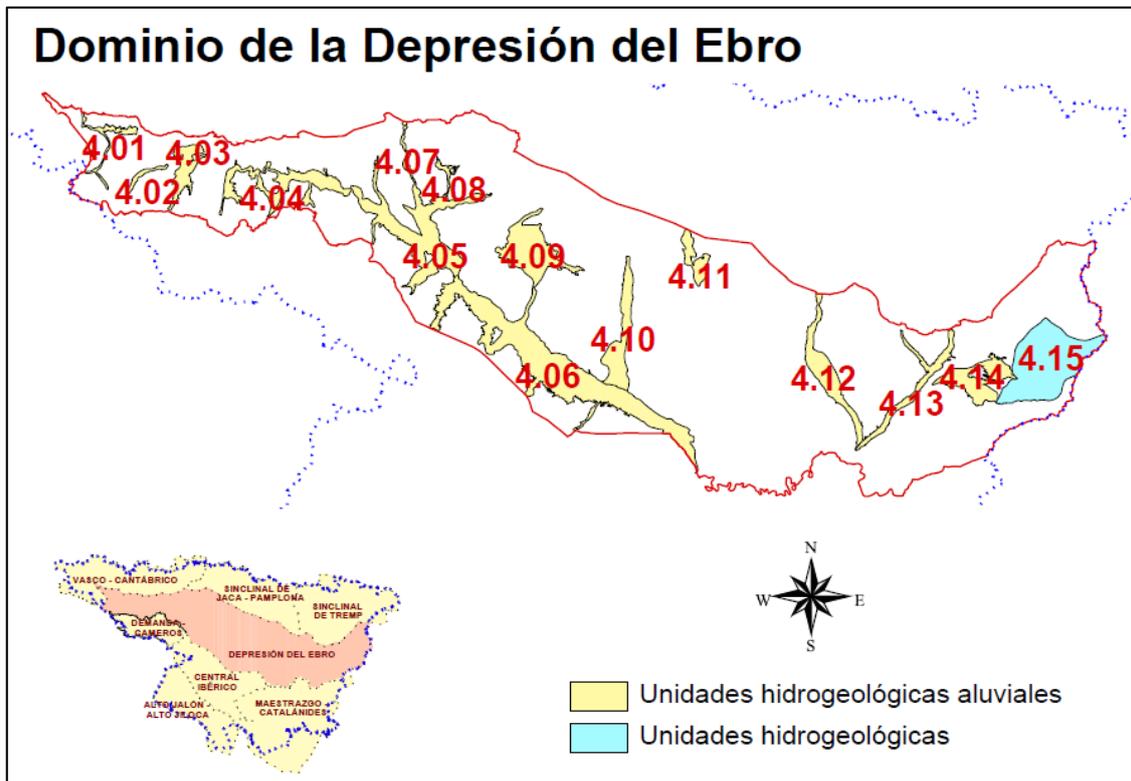
A la hora de establecer una zonificación de la cuenca del Ebro desde el punto de vista hidrogeológico, el principal criterio es de índole macroestructural. La presencia de dos grandes accidentes tectónicos a escala regional: el frente de cabalgamiento surpirenaico y la falla noribérica permiten discernir sin discusión tres grandes áreas: el área cántabro-pirenaica que al sur cabalga sobre la Cuenca Terciaria del Ebro; la propia Cuenca Terciaria del Ebro; y el Sistema Ibérico con su enlace con la Cordillera Costero Catalana, donde se superponen las directrices estructurales ibérica y costero-catalana. La subdivisión de estas tres grandes áreas en otras más funcionales con límites naturales bien definidos, debe regirse tanto por su funcionamiento hidráulico como por los criterios habituales de la planificación hidrológica y de la gestión y administración del recurso; por ello los límites entre estas áreas más funcionales vendrán marcados por cauces fluviales de carácter efluente, alineaciones impermeables regionales y divisorias hidrográficas o hidrogeológicas.

Las tres grandes áreas quedan delimitadas en la parte interior de la cuenca del Ebro por los dos importantes accidentes tectónicos mencionados: el Frente de Cabalgamiento Surpirenaico y la Falla Noribérica. El primero constituye un límite hidrogeológico y macroestructural neto, bien definido, detectado mediante cartografía y, en algunas zonas donde aparece recubierto por sedimentos terciarios, mediante criterios complementarios geofísicos e hidrogeológicos. La Falla Noribérica es otro límite neto y bien definido desde el río Tirón hasta el Jalón; a partir de allí diversos cabalgamientos se van revelando hasta enlazar con la cordillera Costero Catalana.

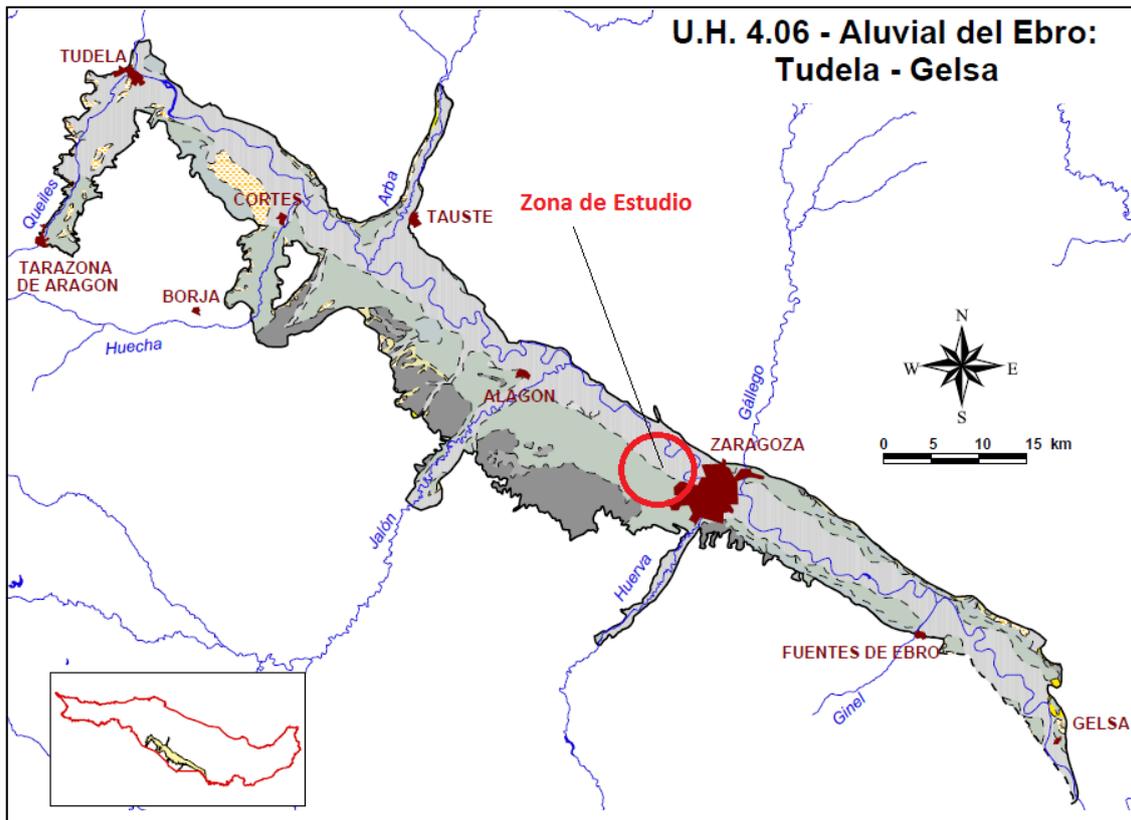
4.2.- UNIDAD HIDROGEOLOGICA

La zona de estudio se encuentra situada dentro del Dominio de la Depresión del Ebro, dentro de la Unidad nº 4.06 "Aluvial del Ebro: Tudela-Gelsa".

La Depresión del Ebro está claramente inscrita entre las dos grandes estructuras que limitan las cadenas, se extiende la depresión del Ebro. Aquí los principales acuíferos son de naturaleza detrítica con porosidad intergranular, en general se trata de formaciones aluviales o de glaci. También aparecen algunos acuíferos en rocas carbonatadas recientes (Calizas de Tárrega).



Esta unidad comprende los aluviales del Ebro entre Tudela (Navarra) Y Gelsa (Zaragoza), Queiles, Huecha, Jalón y Huerva (por margen derecha). Los acuíferos principalmente están asociados a los aluviales de estos ríos concretamente a las llanuras de inundación y terrazas bajas conectadas hidráulicamente con los cauces por los que su disposición es bastante lineal y coincidente con dichos ríos. En menor medida como acuíferos se señalan los niveles de coluviales y de glaci, así como los conglomerados y areniscas terciarias continentales.



La Unidad Hidrogeológica 4.06 tiene unos límites del tipo cerrado, según la extensión lateral de los aluviales conectados con la red superficial.

4.2.1.- Acuíferos

- Conglomerados, areniscas, arenas y limos del terciario continental.
- Cuaternario aluvial, constituido por las formaciones de la llanura de inundación y terrazas bajas conectadas hídricamente con los ríos. Litológicamente se componen de gravas heterométricas englobadas en una matriz arcillosa o arenolimsa.
- Cuaternario coluvial y glacis.

4.2.2.- Geometría

El acuífero aluvial está constituido por una serie de hasta 4 niveles de terrazas escalonadas que están conectadas hidráulicamente. Su espesor, muy variable incluso a escala local, está condicionado por la presencia de surcos en el sustrato terciario, especialmente bajo las terrazas inferiores. El espesor medio varía entre 23 y 33 m en el Ebro, disminuyendo considerablemente en los afluentes. En los surcos las potencias llegan a ser considerables: 50 m en el área de desembocadura del Jalón e incluso del orden de 100 m en la zona de desembocadura del Gállego.

El yacente impermeable del acuífero está constituido por las arenas, arcillas, limolitas y yesos del Neógeno.

Cuenta con una extensión superficial de 1350 Km²

4.2.3.- Aéreas de Descarga

La descarga se realiza de forma natural por flujo subterráneo hacia red fluvial. Las extracciones, dispersas en toda su extensión, se concentran mayoritariamente en la desembocadura del Gállego y en los alrededores de Zaragoza.

4.2.4.- Área de Recarga

Formada por toda la extensión del aluvial.

Relaciones Río-Acuífero.

Las relaciones con la red superficial se invierten cíclicamente en función de las precipitaciones, del régimen de riesgos y de las extracciones.

4.2.5.- Funcionamiento General del Acuífero

En el funcionamiento hay que considerar los cauces del Ebro y afluentes, la red de canales y acequias y el acuífero aluvial como un conjunto de piezas hídricamente conectadas en un mismo sistema hidrológico.

Los mecanismos de entrada de agua en la unidad incluyen la infiltración de las precipitaciones y los retornos de riego, almacenamiento en riberas durante las avenidas, aportes de barrancos laterales y transferencias de los aluviales emplazados aguas arriba de la unidad.

La circulación subterránea mantiene las mismas directrices que la red superficial, alterada local y temporalmente por las extracciones y durante avenidas que invierten la relación río-acuífero.

La presencia de importantes obras hidráulicas sobre el aluvial condiciona, localmente, la dinámica del acuífero. Así se constata en las zonas próximas de Zaragoza dominadas por el Canal Imperial, donde por singularidad y profusión destaca la presencia de gran cantidad de depresiones, a modo de dolinas, generadas por disoluciones del sustrato yesífero y catalizadas por la presencia de esta obra.

Las descargas de la unidad se realizan hacia la red superficial y mediante extracciones.

La parcela en donde se ubica la factoría PIKOLIN de la carretera de Logroño, se sitúa directamente sobre este acuífero libre de las terrazas del río Ebro formado por materiales de elevada permeabilidad. En la litología de la formación acuífera se distinguen dos tramos, uno inferior de gravas rodadas y bastantes sueltas y otro superior formado por limos y arcillas con arenas que componen la base de tierra vegetal cultivable. La potencia de los terrenos acuíferos oscila entre 10 y 30 metros, con un espesor saturado medio de 10 a 20 metros.

Concretamente se dispone sobre la terraza T2 del río Ebro, terraza que puede alcanzar espesores de más de 20 metros pero en ocasiones se reduce hasta los 8-10 metros. Estas gravas de la Terraza aluvial son permeables por porosidad intergranular y en ellas el drenaje se producirá por precolación.

La anchura media del acuífero está comprendida entre 8 y 10 km.

Los yesos del sustrato Terciario que conforman la base de dicha terraza pueden llegar a ser permeables por disolución, aunque en condiciones normales debe considerarse materiales poco permeables.

El nivel freático se desarrolla por tanto sobre los niveles de gravas de la terraza. La cota del nivel freático en esta zona se sitúa sobre la 200 msnm, lo que supone en la práctica que las aguas se detectan a profundidades de 3 a 7 metros por debajo de la cota actual del terreno.

Como parámetros básicos de dicho acuífero señalaremos la permeabilidad (K), o facilidad del acuífero para dejar pasar el agua, expresada en m/día; transmisividad (T), es decir, la capacidad con que el medio deja pasar esa agua a través de su espesor saturado, que se expresa en m²/día; y el coeficiente de almacenamiento (S), valor adimensional que representa al volumen de agua liberado por el acuífero al descender el nivel piezométrico, también denominado porosidad eficaz cuando se trata de acuíferos libres. Como parámetros básicos tenemos unas altas aunque variables permeabilidad y transmisividad con valores de 100 a 1500m/día (promedio de 280 m/día) para la primera, y del orden de 3000 a 7500 m²/día, para la segunda.

Las aguas del acuífero del río Ebro en este sector tiene una hidroquímica muy condicionada por la presencia más o menos superficial de los yesos, con aguas sulfatadas cuya concentración varía mucho según la proximidad lateral o en profundidad del contacto con los yesos miocenos.

5.- ESTUDIO DE SOLUCIONES

5.1.- INTRODUCCIÓN

Según el documento básico SE-C, Seguridad Estructural Cimientos del Código Técnico de la edificación, la edificación proyectada se catalogaría como tipo C-1 (Construcciones con superficies superiores a 300 m² pero de menos de 4 plantas) y el terreno se catalogaría como tipo T-3 (Terrenos desfavorables: terrenos kársticos en yesos). Según el criterio del CTE, la exigencia de estudio que se deriva sería la máxima a realizar según el tipo de edificación proyectada para un terreno T-2, intercalándose reconocimientos adicionales que permitan definir adecuadamente las zonas problemáticas.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de campo junto con los de laboratorio realizado con muestras seleccionadas de los materiales aparecidos, se ha determinado un modelo geológico-geotécnico para la zona de estudio que consta de tres grandes niveles:

- Nivel I. Rellenos con limos-arcillas de coronación de la zona cuaternaria.
- Nivel II. Gravas de la terraza cuaternaria del río Ebro con alguna intercalación intermedia de limos arcillosos.
- Nivel III. Sustrato Terciario que posee una parte superior alterada a arcillas de un espesor muy destacable que se incluye dentro del subnivel III-A y una parte inferior sana de naturaleza básicamente rocosa que se incluye dentro del subnivel III-B, caracterizada por una mezcla variable de arcillas rígidas-argillitas con yesos en forma de nódulos o como niveles individualizados, existiendo además delgadas intercalaciones especialmente a techo de este subnivel formadas por arcillas blandas que indican una alteración local y limitada del sustrato.

Se han detectado dos anomalías geotécnicas en el nivel III. Una corresponde a la aparición de gravas en la base del subnivel III-A, con un espesor de 0.9 metros y otra a la aparición de huecos rellenos o no dentro del nivel III-B con un espesor de 0.5-0.7 metros. Ambos hechos se interpretan como conductos kársticos o disolución del sustrato, en el primero de los casos al tratarse de un estado evolutivo de alteración avanzado, el conducto ha colapsado y las gravas se mezclan con las arcillas del nivel III-A, mientras que en el segundo de los casos el conducto se conserva como tal.

Se ha detectado la presencia generalizada de un nivel freático en los depósitos granulares de la terraza del Ebro que determina la presencia de un acuífero libre y superficial de agua incluido en la unidad 406 "Aluvial del Ebro Tudela-Gelsa. Dicho acuífero está conectado hidráulicamente con el río. Los rasgos básicos de este nivel son:

- Posee una variación temporal de la cota de aparición entre -5.5 y -7.7 metros. Se supone que en las zonas más bajas de la zona estudiada las aguas están tan solo a 3.5-4.0 metros bajo la actual superficie.
- Gradiente hidráulico bajo
- Tiene un grado de agresividad débil (Qa) hacia los hormigones por su concentración en sulfatos.

Concretamente se han diferenciado dos grandes áreas:

ZONA I. Zona de estudio donde la problemática de suelos flojos en superficie no es tan intensa, especialmente en el tramo más superficial, por lo que se puede plantear una solución de cimentación del tipo superficial sobre el nivel II de gravas.

ZONA II. Presenta un solape de tramos flojos especialmente en superficie, y donde además dichos tramos representan más del 40% del espesor total de cada tramo considerado. Además coincide a grandes rasgos y de forma mayoritaria con el sector de riesgo medio por hundimiento-subsistencia, y de forma minoritaria con el sector de riesgo alto. En esta área la solución de cimentación propuesta sería la de tipo profundo mediante pilotes apoyados y empotrados en el nivel III-B (sustrato Terciario sano).

5.1.1.- Tipología Estructural.

Respecto al tipo de cimentación empleada, se propuso el estudio de los dos casos:

- El empleo de cimentación tipo prefabricada, se descarto ya que en la zona de gravas poseíamos rechazos por lo que realizar la hincas de los pilotes prefabricados sería costosa y laboriosa.
- Por ello se escoge el uso de cimentaciones tipo "in situ".

5.2.- TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN

Como hemos dicho anteriormente, se han diferenciado dos grandes áreas, una empleando la cimentación superficial y la otra empleando el uso de pilotes pasando a una cimentación tipo profunda.

5.2.1.- Cimentación Superficial.

Para el empleo de este tipo de cimentación disponemos de tres metodologías diferentes: zapatas, losas de cimentación y pozos de cimentación.

A) Losa de cimentación

En edificación no es muy usual cimentar una estructura con zapatas totalmente aisladas. Generalmente se unen entre ellas con "Vigas de arriostramiento" aumentando de este modo la superficie ocupada por las cimentaciones.

En el caso límite de unir totalmente en dos direcciones cada zapata con sus vecinas, se obtendría el "Emparrillado".

Si la suma de las áreas de contacto de las zapatas y vigas de atado requeridas excede al 50% del área cubierta por el edificio, en general es preferible sustituir todas las zapatas por una Placa o Losa única de cimentación. Es un caso frecuente de edificios altos (> 10 plantas) y/o el terreno tiene una capacidad portante baja (< 150 kN/m²).

La solución de cimentación con losa se adopta también en las siguientes situaciones:

- Se requiere un sótano estanco, por debajo del nivel freático.
- Se desea reducir los asentamientos diferenciales en terrenos heterogéneos o con inclusiones o defectos erráticos.
- Interesa conseguir una mayor presión de trabajo aprovechando la descarga producida por la excavación de sótanos.

Para la zona de estudio, este tipo de solución no sería muy recomendable. Se trata de una solución demasiado cara. Como hemos explicado antes tenemos dos zonas, una primera zona con buena capacidad portante y otra con una capacidad portante floja en los tramos superficiales, además de estar afectada por efectos de subsidencia o hundimientos kársticos. Empleando la losa de cimentación podemos provocar fisuras debido al diferente comportamiento de cada zona, provocando escalones al pasar de una zona a otra.

También la separación entre pórticos o pilares es demasiado alta para emplear la losa de cimentación.

B) Pozos de cimentación

El pozo de cimentación, es un tipo de cimentación profunda, que es utilizado cuando los suelos no poseen buena resistencia y por lo tanto no son adecuados para cimentaciones superficiales. Se podría decir que su proceso constructivo consiste en que los tubos de hormigón armado se introducen en el terreno hasta alcanzar las capas firmes mediante perforaciones, y luego se rellenan con hormigón apisonado.

Profundidades de 2 a 5 metros, aunque es recomendable de 3 a 4 metros. Se suele también emplear cuando tenemos acciones horizontales importantes y con tracciones para compensarlo con el peso.

Este tipo de solución resulta menos cara que el de losa de cimentación pero un poco más cara que el empleo de zapatas aisladas. Se podría emplear en la zona donde se poseen estratos flojos, pero según el estudio geotécnico en esta zona, la mayoría de estratos poseen intercalaciones de estratos flojos, por lo que se pasó al empleo de pilotes llegando hasta el Sustrato Terciario sano.

Su único uso, sería ante la aparición de algún estrato flojo en la superficie de la zona I, pasando a cimentar a estratos más profundos.

C) Zapata

Cuando el terreno sea firme y competente, se puede cimentar con una presión media alta y se esperen asientos pequeños o moderados, la cimentación normal de los pilares de un edificio estará basada en zapatas individuales o aisladas.

La solución de zapata aislada es la empleada en la zona de estudio, concretamente en la zona I definida anteriormente. Cabe la posibilidad del empleo de zapatas tipo corrida, en caso de aparición de algún estrato flojo intercalado en las gravas.

Las zapatas interiores serán del tipo cuadrada, tanto por su facilidad constructiva como por su sencillez de modo estructural de trabajo. Las zapatas de medianería serán de planta rectangular, preferentemente con una mayor dimensión paralela a la medianería, y las de esquina de planta cuadrada.

Las zapatas aisladas se podrán unir entre sí mediante vigas de atado o soleras, que tendrán como objeto principal evitar desplazamientos laterales.

Con la disposición de los pilares de la nave y descartando las otras soluciones, las zapatas son la cimentación más cómoda.

5.2.2.- Cimentación Profunda.

Para la zona II de la zona de estudio, debido a la presencia de estratos flojos en los estratos del terreno, llegando a más del 40% del espesor total de cada tramo considerado, se ha escogido el uso de cimentaciones tipo profundo.

A) Micropilotes

Este sistema tiene la ventaja de la miniaturización del sistema de pilotes, de modo que contamos con una maquinaria de menor tamaño que puede acceder a algunos sitios donde nos sería imposible acercarnos con una perforadora de pilotes, como en el caso de recalce de cimentaciones existentes.

La diferencia entre uno y otro tipo vienen determinados por el sistema de perforación, la armadura y por el tipo de inyección o vertido.

Pueden emplearse en:

- Estructuras de cimentación: tanto en obra nueva como en recalces, reparaciones, etc.
- Estructuras de contención o sostenimiento del terreno.
- Estabilización de taludes o laderas.
- Paraguas de sostenimiento
- Mejora del terreno.

Son elementos circulares de sección circular de diámetro variable llegado a máximos de 350 mm, capaces de transmitir las cargas de una estructura al

terreno mediante esfuerzos de compresión y en ocasiones de flexión y cortante e incluso de tracción.

Los micropilotes se componen de una armadura de forma de tubo, perfil metálico tipo o barras de acero corrugado y por el recubrimiento de está en forma de lechada de cemento o mortero.

Esta solución es demasiado cara. Además estamos en una zona de la parcela donde tenemos que llegar hasta el estrato Terciario sano, que se encuentra a profundidades de 35-40 metros.

B) Pilotes.

Se considerara que una cimentación es profunda si su extremo inferior, en el terreno, está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho.

Cuando la ejecución de una cimentación superficial no sea técnicamente viable, se debe contemplar la posibilidad de realizar una cimentación profunda.

La cimentación profunda tipo pilote se puede clasificar de la siguiente manera:

- Pilote aislado: aquel que esta a una distancia lo suficientemente alejada de otros pilotes como para que no tengan interacción geotécnica entre ellos.
- Grupo de pilotes: son aquellos que por su proximidad interaccionan entre sí o están unidos mediante elementos estructurales lo suficientemente rígidos, como para que trabajen conjuntamente.
- Zona pilota: aquella zona en que los pilotes están dispuestos con el fin de reducir asientos o mejorar la seguridad frente a hundimiento de las cimentaciones. Suelen ser pilotes de escasa capacidad portante individual y estar regularmente espaciados o situados en puntos estratégicos.

En cuanto a la forma de trabajo los pilotes se clasifican:

- Pilotes por fusta: en aquellos terrenos en los que al no existir un nivel claramente más resistente, al que transmitir la carga del pilotaje, éste transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste. Se suelen denominar pilotes "flotantes".
- Pilotes por punta: en aquellos terrenos en los que al no existir, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmitirán fundamentalmente por punta. Se suelen denominar pilotes "columna".

5.2.3.- Excavaciones y perforaciones de pilotes.

Las excavaciones proyectadas son básicamente las correspondientes a: el saneo del nivel I, las cimentaciones superficiales, zanjas de servicio.

Todas ellas tienen un carácter temporal y a priori serian de alturas máximas de 2 a 5 metros.

Con dichas profundidades se verían afectados los niveles I y II que se catalogan como excavables con medios convencionales.

Con la profundidad indicada, y según las cotas del nivel freático, las excavaciones se realizarían en condiciones secas.

En la perforación de los pilotes, se puede plantear algunos problemas a la hora de atravesar los restos de estratos menos alterados que se intercalan en el nivel III-A y también la perforación propia del sustrato rocoso sano (nivel III-B) para el empotramiento y apoyo de los pilotes en el mismo, especialmente en el caso de que aparezcan yesos intercalados de potencia apreciable que no han sido observado en los sondeos. Para estos casos deberán utilizarse medios de perforación potentes (trépanos, coronas rotativas etc).

5.3.- CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

El análisis de la cimentación superficial se realiza para la zona I, considerando la opción de zapata aislada (cuadrada).

5.3.1.- Metodologías aplicadas

Se han aplicado metodologías de cálculo para el caso de suelos granulares, específicamente arenosos.

Según Código Técnico de la edificación mediante el método simplificado basado en el valor del golpeo del NSPT y según las expresiones que se indican a continuación:

a) Para $B^* < 1,2$ m

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \left(\frac{S_t}{25}\right) \text{ kN/m}^2 \quad (4.9)$$

b) Para $B^* \geq 1,2$ m:

$$q_d = 8 N_{SPT} \left[1 + \frac{D}{3B^*}\right] \left(\frac{S_t}{25}\right) \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*}\right)^2 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10)$$

siendo

S_t El asiento total admisible, en mm.

N_{SPT} el valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia $0,5B^*$ por encima de su base y otro situado a una distancia mínima $2B^*$ por debajo de la misma;

D la profundidad definida en el Anejo F

El valor de $\left[1 + \frac{D}{3B^*}\right]$ a introducir en las ecuaciones será menor o igual a 1,3.

La profundidad (D) que refleja el anejo F, es la distancia entre la superficie del terreno y la cara baja o apoyo de la zapata.

Para poder optar a este método, el CTE contempla una serie de condiciones:

- El terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%)

- La inclinación de la tensión respecto a la vertical sea inferior al 10% y se admita la producción de asentamientos de hasta 25 mm.

Según la Guía de Cimentaciones de obras de carretera para suelos granulares sin cohesión, específicamente arenosos utiliza una fórmula según el golpeo del SPT.

$$P_{v adm} = 4\bar{N}_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_I \cdot f_W \quad (\text{kPa})$$

Donde:

\bar{N}_{60} = Valor de cálculo del índice N del ensayo SPT, determinado como se indica en 4.5.2.1.

f_B = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación. Se utilizará el valor siguiente:

$$f_B = \left(\frac{B^* + 0,3\text{m}}{B^*} \right)^2 \leq 1,5$$

f_D = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la profundidad de cimentación, D . Se evaluará mediante la expresión siguiente:

$$f_D = \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \leq 1,5$$

f_L = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación. Su valor de cálculo es:

$$f_L = \left(\frac{L^* + 0,25B^*}{1,25L^*} \right)^2$$

f_I, f_W = Factores adimensionales para considerar el efecto del agua que pudiera existir bajo la cimentación. Véanse 4.5.2.2 y 4.5.2.3.

Las dimensiones D, B^* y L^* han quedado definidas en 4.3.1 y 4.3.5.

Esta fórmula es válida cuando se cumplen los requisitos siguientes:

- Terreno plano, horizontal o con pendiente inferior al 10%.
- La inclinación de la acción es inferior al 10% ($\text{tg } \delta < 0,10$).
- El agua se encuentra en régimen hidrostático.
- Bajo la cimentación y al menos hasta 1,5 veces su ancho existen terrenos arenosos y en profundidad no existen suelos cohesivos blandos.
- La estructura proyectada no es especialmente sensible a asentamientos y puede soportar asentamientos post-constructivos de 2,5 cm.
- El área de apoyo será inferior a 100 m². En caso contrario es necesario un cálculo específico de asentamientos.

Tomando un asiento de 25 mm en ambos casos, y una profundidad media de 2 metros, tenemos la siguiente tabla de resultados. Se ha estudiado el comportamiento según los tres tipos de gravas las densas, semidensas y las flojas. En nuestro estudio, para la cimentación superficial disponemos de gravas densas a semidensas.

| Carga Admisible (kg/cm ²) | Ancho Cimentación (m) | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2.00 | 2.25 | 2.50 | 2.75 | 3.00 | 3.25 | 3.50 |
| Gravas Densas | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 4.368 | 4.368 | 4.193 | 3.996 | 3.851 | 3.730 | 3.559 | 3.423 | 3.313 | 3.221 | 3.143 |
| Guía de Cimentaciones | 4.536 | 4.536 | 4.193 | 3.578 | 3.160 | 2.859 | 2.634 | 2.459 | 2.319 | 2.205 | 2.111 |
| Gravas Semidensas | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 3.120 | 3.120 | 2.995 | 2.854 | 2.751 | 2.664 | 2.542 | 2.445 | 2.366 | 2.301 | 2.245 |
| Guía de Cimentaciones | 3.240 | 3.240 | 2.995 | 2.729 | 2.539 | 2.398 | 2.288 | 2.201 | 2.130 | 2.000 | 1.892 |
| Gravas flojas | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 1.248 | 1.248 | 1.198 | 1.142 | 1.100 | 1.066 | 1.017 | 0.978 | 0.946 | 0.920 | 0.898 |
| Guía de Cimentaciones | 1.296 | 1.296 | 1.198 | 1.092 | 1.016 | 0.959 | 0.915 | 0.880 | 0.852 | 0.800 | 0.757 |

A la vista de los resultados, vemos que para un asiento de 2,5 cm tenemos unas cargas admisibles bastante altas.

Si tomamos el asiento como 1,5 cm tenemos estos resultados.

| Carga Admisible (kg/cm ²) | Ancho Cimentación (m) | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2.00 | 2.25 | 2.50 | 2.75 | 3.00 | 3.25 | 3.50 |
| Gravas Densas | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 2.621 | 2.621 | 2.516 | 2.398 | 2.311 | 2.238 | 2.135 | 2.054 | 1.988 | 1.933 | 1.886 |
| Guía de Cimentaciones | 4.536 | 4.536 | 4.193 | 3.578 | 3.160 | 2.859 | 2.634 | 2.459 | 2.319 | 2.205 | 2.111 |
| Gravas Semidensas | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 1.872 | 1.872 | 1.797 | 1.713 | 1.650 | 1.598 | 1.525 | 1.467 | 1.420 | 1.380 | 1.347 |
| Guía de Cimentaciones | 3.240 | 3.240 | 2.995 | 2.729 | 2.539 | 2.398 | 2.288 | 2.201 | 2.130 | 2.000 | 1.892 |
| Gravas flojas | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 0.749 | 0.749 | 0.719 | 0.685 | 0.660 | 0.639 | 0.610 | 0.587 | 0.568 | 0.552 | 0.539 |
| Guía de Cimentaciones | 1.296 | 1.296 | 1.198 | 1.092 | 1.016 | 0.959 | 0.915 | 0.880 | 0.852 | 0.800 | 0.757 |

Para la guía de cimentaciones no cambia, ya que no está en función del asiento.

Para la cimentación profunda la solución mediante pilotes apoyados en el nivel III-B (sustrato Terciario sano, compuesto por argilitas y yesos) se plantea en la zona de estudio II, debido a la presencia de un terreno en superficie de unas características flojas que también se extiende en profundidad y que además plantea una problemática adicional de asientos dada su potencial deformabilidad y que en parte estaría asociada a fenómenos de subsidencia por causas kársticas.

Para el diseño de estos pilotes y a efectos de cálculo hemos tenido presente los siguientes condicionantes:

- El terreno de apoyo (nivel III-B) puede tener dos anomalías. De una parte la presencia de intercalaciones más flojas en la parte superior del mismo (2 a 3 metros) y por otra la presencia de conductos kársticos, a priori de alturas no superiores a 1 metros.

- Por la presencia de conductos kársticos dentro del sustrato rocoso, sería necesario prever que el pilote a diseñar contemple al menos un tubo de auscultación para posteriormente a su ejecución se compruebe el correcto apoyo de la punta del pilote en al menos 4 metros por debajo. Este hecho limita el diámetro mínimo a considerar.
- Respecto a la presencia de intercalaciones flojas, un adecuado control del pilotaje y un generoso empotramiento en el nivel III-B, que permita pasar los 2 a 3 metros más superficiales donde aparecen estas intercalaciones más flojas, se minoraría esta problemática.
- Dada la longitud de los mismos y la necesidad de trasladar las cargas al nivel III-B para que trabajen como pilotes columna así como la posible aparición de esfuerzos horizontales por el fenómeno de subsidencia, es necesario que la armadura del pilote baje en su totalidad hasta la punta del mismo.

La opción de más garantías sería el uso de pilotes perforados adoptando las medidas precisas para garantizar el sostenimiento de las paredes del nivel I, II y zonas más alteradas del nivel III-A que permitan el armado completo del pilote.

El diámetro mínimo sería de 0.65 metros. Debe preverse la colocación de al menos un tubo de auscultación que permita verificar el correcto apoyo de la punta del pilote y la ausencia de anomalías por debajo del mismo en al menos la profundidad de 4 metros, y por otra parte de detectarse poder aplicar soluciones basadas en la inyección del terreno.

El rozamiento a lo largo del fuste de los suelos o rocas más alteradas por encima de la profundidad de apoyo-empotramiento de los pilotes en la roca sana, exige una deformación del terreno que movilice el rozamiento entre el terreno y el pilote y que en general no es compatible con el apoyo de la roca que habitualmente tiene una muy reducida deformabilidad.

Si le sumamos la posibilidad de asiento en los suelos flojos que pueden generar rozamientos negativos en el pilote, podemos considerar que el pilote solo trabaja en la roca sana (nivel III-B) a manera de pilote columna, descartándose la resistencia por fuste de los niveles superiores (III-A y II).

La excavación de estos pilotes se plantea fácil en los niveles por encima del sustrato de empotramiento (nivel III-B), no obstante la presencia de restos rocosos poco alterados dentro del nivel III-A con espesores de 1 a 2 metros, puede requerirse la utilización de trépanos o coronas rotativas para ser atravesados.

5.3.2.- Método de cálculo.

Para el diseño de los posibles pilotes la carga de hundimiento Q_h se calcula con la expresión:

$$Q_h = Q_p + Q_f$$

Donde tenemos que:

Q_p es la carga resistente por punta $R_{up} \times A_p$

Q_f es la carga resistente por fuste $\sum R_{ufi} \times A_{fi}$

Los factores de seguridad habitualmente aplicados a resistencias unitarias, son de 3 para la punta y 2 para el fuste.

A) Terreno de apoyo-empotramiento calificable como roca.

Suponiendo un terreno de apoyo-empotramiento (nivel III-B) calificable como roca, La resistencia por punta depende, principalmente de los siguientes factores:

- El tipo de roca
- La resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y de las discontinuidades.
- La calidad, tipo y estado de fracturación del macizo rocoso.
- El empotramiento del pilote en la roca.
- Sobrecarga sobre el techo de la roca.
- Las dimensiones del pilote.
- La relación entre los módulos de deformación de la roca y el material del pilote.

Según el Código Técnico de la edificación, la resistencia por punta puede estimarse utilizando como base la formulación para una cimentación superficial en roca indicada en el CTE, pero aplicando un coeficiente de empotramiento. En estos cálculos se considera como ancho de la cimentación (B), el diámetro equivalente del pilote (D).

Al utilizar la presión admisible de una cimentación superficial en roca, las limitaciones de cálculo indicadas para la misma se pueden extender al caso de pilotes, y que son:

- Rocas con resistencias a compresión simple superior a 3 MPa.
- Macizos rocosos poco diaclasados (RMR <25).
- Alteración media o baja (grado ISRM inferior a IV).
- La inclinación de las acciones no supera el 10%
- La superficie de la roca es esencialmente horizontal.
- En el caso de rocas sedimentarias los estratos son horizontales o subhorizontales

La expresión aplicada en el cálculo de la carga unitaria de hundimiento en punta (con un empotramiento despreciable) para pilotes perforados en roca es la siguiente:

$$R_{up} = k_{sp} * q_u * d_f$$

Donde:

KSP coeficiente dado por la expresión

$$k_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 * \sqrt{1 + 300 * \frac{a}{s}}}$$

s- Espaciamiento de las discontinuidades que debe ser superior a 300mm

B- Ancho de cimentación en metros. Siendo $0.05 < s/B < 2$

a. Apertura de las discontinuidades en mm. Con los siguientes casos:

- Junta limpia $a < 5$ mm
- Junta rellena < 25 mm
- Siendo $0 < a/s < 0.02$.

q_u es la resistencia a compresión simple de la roca sana.

d_f es un factor dependiente del empotramiento y que se calcula según la expresión:

$d_f = 1 + 0.4 * \frac{L_r}{D}$ Valor que no puede ser superior a 3 siendo:

D= diámetro real o equivalente del pilote.

L_r = Profundidad de empotramiento en roca de la misma o mejor calidad que la existente en la punta.

La longitud de empotramiento a considerar será a partir de la profundidad donde el pilote contacta con la roca sana.

En rocas blandas se estima un empotramiento del orden de 2 a 3 diámetros, a los efectos de cálculo se considera el valor mayor (3 diámetros).

La resistencia unitaria por punta obtenida se considera lleva incorporado un factor de seguridad de 3, ya que lo lleva implícito en el cálculo aplicado a la cimentación superficial.

Dentro de la zona de empotramiento de la roca se puede considerar, para la evaluación de la capacidad de carga de los pilotes perforados, una resistencia unitaria por fuste igual a:

$$R_{uf} = 0.2 * q_u^{0.5}$$

En esta fórmula al utilizarse la resistencia a compresión simple no está considerado factor de seguridad alguno, por lo que hay que considerar en el factor de seguridad para resistencia unitaria por fuste.

Según Guía de Cimentaciones para obras de carretera, la resistencia unitaria por punta puede estimarse a partir de la expresión siguiente:

$$R_{up} = P_{cim\ sup} * 2$$

Siendo la $P_{cim\ sup}$ la presión admisible para una cimentación superficial en roca.

Al utilizar la presión admisible de una cimentación superficial en roca, las limitaciones de cálculo son extensibles al caso de los pilotes y son:

- Rocas con resistencias a compresión simple superior a 1 MPa.
- Macizos rocosos poco diaclasados (RQD mayor de 10).

- Alteración media o baja (grados ISRM inferiores a IV).
- La inclinación de las acciones no supera el 10%.
- No existe el flujo de agua con un gradiente importante.
- En cualquier caso la presión admisible a considerar en una cimentación superficial no será mayor de 5 MPa.

Concretamente el desarrollo de la expresión a utilizar en el cálculo de la carga unitaria de hundimiento en punta (con un empotramiento despreciable) para pilotes en roca es la siguiente:

$$q_{p,r} = 2 * p_0 * \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

Donde tenemos:

p_0 = presión de referencia tomándose un valor de 1 MPa.

q_u = Resistencia a compresión simple del sustrato en su conjunto y al que hemos asignado un valor medio de 2 MPa.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

TABLA 4.3. VALORES DE α_1 SEGÚN EL TIPO DE ROCA

| GRUPO N.º | NOMBRE GENÉRICO | EJEMPLOS | α_1 |
|-----------|---|--|------------|
| 1 | Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada | <ul style="list-style-type: none"> • Calizas, dolomías y mármoles puros • Calcarenitas de baja porosidad | 1,0 |
| 2 | Rocas ígneas y rocas metamórficas (*) | <ul style="list-style-type: none"> • Granitos, cuarcitas • Andesitas, riolitas • Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal) | 0,8 |
| 3 | Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas | <ul style="list-style-type: none"> • Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados • Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada) • Yesos | 0,6 |
| 4 | Rocas poco soldadas | <ul style="list-style-type: none"> • Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados • Margas | 0,4 |

(*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 3.

(**) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 4.

Los valores que se recomiendan para establecer el valor del parámetro α_2 son los siguientes:

- Grado de meteorización I (Roca sana o fresca): $\alpha_2 = 1,0$
- Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada): $\alpha_2 = 0,7$
- Grado de meteorización III (Roca moderadamente meteorizada): $\alpha_2 = 0,5$
- Cuando el grado de meteorización sea igual o superior al IV, deberá estarse a lo especificado al respecto en el epígrafe 4.5.3 (cálculo como en suelos).

Para el valor de α_3 se tomará el siguiente valor:

$$\alpha_3 = \left(\frac{RQD}{100} \right)^{0.5}$$

Dependiendo del empotramiento, se puede multiplicar la resistencia unitaria por un factor de empotramiento, d_f que se calcula según la misma expresión indicada que hemos incluido anteriormente para el cálculo por código técnico. No obstante dicho factor de empotramiento no puede ser superior a 2.

La resistencia por fuste del pilote en roca será contabilizada, únicamente dentro del empotramiento en la roca sana o con grados de alteración II y III.

Dentro de la zona de empotramiento en roca se puede considerar, para la evaluación de la capacidad de carga de los pilotes perforados, una resistencia por fuste, igual a:

$$\tau_f = 0.1 * q_p$$

Siendo:

q_p = Resistencia unitaria por punta que correspondería a dicha roca según se ha determinado anteriormente, antes de ser afectada por un factor d_f .

B) Terreno de apoyo-empotramiento calificable como suelo.

Para un terreno de apoyo-empotramiento (nivel III-B) calificable como suelo, el Código Técnico de la edificación para suelos cohesivos utiliza la expresión que se indica a continuación para una estimación de carga de hundimiento a corto plazo, basadas en el valor de la cohesión sin drenaje o bien la resistencia a compresión del terreno.

Resistencia unitaria de hundimiento por punta

$$R_{up} = C_u * N_p$$

Donde:

C_u = resistencia a corte sin drenaje, en MPa.

N_p = factor que depende del empotramiento y toma el valor de 9.

Presión unitaria de hundimiento por fuste

$$R_{uf} \text{ (kPa)} = \frac{(100 * C_u)}{(100 + C_u)}$$

Según la Guía de Cimentaciones de obras de carretera se utiliza la fórmula análoga a la de un suelo arenoso, con la particularización de no usar las tensiones efectivas, no teniendo en cuenta el efecto cohesivo del suelo.

Resistencia unitaria por punta:

$$R_{up} = \sigma'_v * N_q$$

Donde:

σ'_v : es la tensión vertical efectiva a nivel de la punta del pilote. Según la guía de cimentaciones para profundidades superiores a 20 veces el diámetro, como es el caso que nos ocupa, el valor a considerar sería la presión efectiva a una profundidad de 20 veces el diámetro.

N_q = factor capacidad de carga para cimentaciones profundas que viene dado por la expresión:

$$N_q = 1.5 * \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} * e^{\pi \tan \phi} * f_D$$

ϕ es el ángulo de rozamiento interno del terreno medio en las zonas pasiva y activa.

f_D factor que tiene en cuenta el diámetro del pilote

$$f_D = 1 - \frac{D}{3} > 2/3$$

Resistencia unitaria por fuste

$$R_{uf} = \sigma'_v * K_s * \tan \delta$$

Donde:

δ ángulo rozamiento terreno pilote.

K_s coeficiente de empuje que depende de la instalación del pilote.

A efectos de cálculo el producto $K_s * \tan \delta$ se asigna un valor de 0,3 según la guía de cimentaciones.

| PILOTES | Resistencia por Punta (Mpa) | | | | | Resistencia por Fuste (Mpa) | | | | | |
|----------------------------------|-----------------------------|----------|----------|----------|----------|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|------|
| | Dímetro m | 0.65 | 0.70 | 0.85 | 0.90 | 1.00 | 0.65 | 0.70 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| Nivel III-B como Roca | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 1.036 | 1.026 | 1.004 | 0.998 | 0.988 | 0.190 | 0.190 | 0.190 | 0.190 | 0.190 | |
| Guía de Cimentaciones | 1.183 | 1.183 | 1.183 | 1.183 | 1.183 | 0.059 | 0.059 | 0.059 | 0.059 | 0.059 | |
| Promedio (kPa) | 1109.642 | 1104.708 | 1093.388 | 1090.453 | 1085.464 | 124.445 | 124.445 | 124.445 | 124.445 | 124.445 | |
| Nivel III-B como Suelo | | | | | | | | | | | |
| Código Técnico de la Edificación | 0.240 | 0.240 | 0.240 | 0.240 | 0.240 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | |
| Guía de Cimentaciones | 0.652 | 0.687 | 0.780 | 0.806 | 0.853 | 0.036 | 0.039 | 0.047 | 0.050 | 0.056 | |
| Promedio (kPa) | 445.836 | 463.434 | 509.830 | 523.162 | 546.626 | 29.149 | 30.536 | 34.699 | 36.086 | 38.861 | |

Podemos decir según los resultados:

- Para un suelo calificable como Roca tenemos resistencias unitarias por punta de 1.1 a 1.08 MPa en función del diámetro. Para las resistencias por fuste tenemos un valor igual para todos los diámetros de 124,445 kPa.
- Para un terreno calificable como suelo, tenemos una resistencia unitaria por punta con valores de 0.45 a 0.54 MPa en función de los diámetros. En cuanto a la resistencia por fuste tenemos valores de 29 a 38 kPa en función del diámetro.

En los cálculos realizados, el empotramiento considerado ha sido de 3 diámetros según metodología aplicada.

C) Consideraciones adicionales para cimentaciones profundas.

Tomando los valores promedios señalados de resistencias unitarias por punta y por fuste para el nivel III-B, se han estimado las cargas admisibles de los pilotes en función del diámetro y también de la profundidad de empotramiento. En la tabla siguiente tenemos los valores obtenidos.

Para un terreno calificable como roca tenemos los siguientes valores:

| Carga admisible por hundimiento (kN) | | | | | | |
|--------------------------------------|------------------------|-------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|
| Diametro | Empotramiento (n° x D) | Fd | | Resistencia por Punta | Resistencia por Fuste | Resistencia Total |
| 0.65 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 368.213 | 495.537 | 863.751 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 435.161 | 660.717 | 1095.878 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 502.109 | 825.896 | 1328.005 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 502.109 | 991.075 | 1493.184 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 502.109 | 1156.254 | 1658.363 |
| 0.7 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 425.142 | 574.706 | 999.848 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 502.440 | 766.275 | 1268.715 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 579.738 | 957.844 | 1537.582 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 579.738 | 1149.412 | 1729.151 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 579.738 | 1340.981 | 1920.720 |
| 0.85 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 620.443 | 847.398 | 1467.842 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 733.251 | 1129.865 | 1863.116 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 846.059 | 1412.331 | 2258.390 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 846.059 | 1694.797 | 2540.856 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 846.059 | 1977.263 | 2823.322 |
| 0.9 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 693.717 | 950.025 | 1643.741 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 819.847 | 1266.699 | 2086.546 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 945.977 | 1583.374 | 2529.351 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 945.977 | 1900.049 | 2846.026 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 945.977 | 2216.724 | 3162.701 |
| 1 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 852.522 | 1172.870 | 2025.391 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 1007.526 | 1563.826 | 2571.352 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 1162.530 | 1954.783 | 3117.313 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 1162.530 | 2345.740 | 3508.269 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 1162.530 | 2736.696 | 3899.226 |

Para un terreno calificable como suelo:

| Carga admisible por hundimiento (kN) | | | | | | |
|--------------------------------------|------------------------|-------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|
| Diametro | Empotramiento (n° x D) | Fd | | Resistencia por Punta | Resistencia por Fuste | Resistencia Total |
| 0.65 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 147.942 | 116.069 | 264.011 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 174.841 | 154.758 | 329.599 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 201.739 | 193.448 | 395.187 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 201.739 | 232.138 | 433.877 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 201.739 | 270.827 | 472.566 |
| 0.7 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 178.350 | 141.020 | 319.370 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 210.778 | 188.027 | 398.804 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 243.205 | 235.033 | 478.238 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 243.205 | 282.040 | 525.245 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 243.205 | 329.047 | 572.252 |
| 0.85 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 289.303 | 236.277 | 525.580 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 341.904 | 315.036 | 656.939 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 394.504 | 393.795 | 788.299 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 394.504 | 472.554 | 867.058 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 394.504 | 551.313 | 945.817 |
| 0.9 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 332.821 | 275.484 | 608.305 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 393.334 | 367.312 | 760.646 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 453.847 | 459.140 | 912.987 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 453.847 | 550.968 | 1004.815 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 453.847 | 642.796 | 1096.643 |
| 1 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 429.319 | 366.257 | 795.577 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 507.377 | 488.343 | 995.720 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 585.435 | 610.429 | 1195.864 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 585.435 | 732.515 | 1317.950 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 585.435 | 854.600 | 1440.036 |

Consideramos que del lado de la seguridad se adopte un empotramiento algo mayor al utilizado en los cálculos, concretamente de 4 diámetros,

asegurando al menos una longitud de empotramiento en el sustrato sano (III-B) de 3 metros.

Tomando esta consideración la cota mínima a alcanzar por la punta de los pilotes sería aproximadamente de -37 a -40 metros en la zona sureste. En el resto de zonas la cota a alcanzar sería de -28 a -34.

D) Tope estructural del pilote.

El tope estructural de un pilote tipo perforado y entubado se establece según el código técnico a partir de la expresión:

$$Q_{\text{tope}} = \sigma * A$$

Donde tenemos:

σ Tensión del pilote, que para el tipo señalado sería de 5 MPa.

A: Área transversal del pilote.

Tenemos los siguientes resultados:

| | | | | | | |
|-------------------|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Diametro | m | 0.65 | 0.70 | 0.85 | 0.90 | 1.00 |
| A | m ² | 0.33 | 0.38 | 0.57 | 0.64 | 0.79 |
| σ | Mpa | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| Q_{tope} | Kn | 1659.15 | 1924.23 | 2837.25 | 3180.86 | 3926.99 |

E) Efecto Grupo, según el CTE.

No se considerará el efecto grupo cuando los pilotes estén separados una distancia respecto a sus ejes, i igual o mayor a 3 diámetros.

Cuando no se cumpla esta condición, el CTE indica que es necesario aplicar un factor de eficiencia del grupo según la fórmula:

$$Qh(\text{grupo}) = \eta * N * Qh(\text{pilote})$$

Donde tenemos:

Qh (pilote) es la carga admisible total del pilote individualmente.

N es el número de pilotes.

η es el factor de eficiencia que depende de la distancia entre ejes de pilotes.

Asimilando el comportamiento del nivel III-B al de un suelo arcilloso, y según el CTE, el factor de eficiencia sería de 1 para separaciones entre ejes de pilotes iguales o superiores a 3D (distancia 3 veces el diámetro), de 0.7 para separaciones del orden de 1 D y se interpolara linealmente entre 0.7 y 1 para separaciones comprendidas entre 1D y 3D.

F) Asiento de pilotes.

En este caso se indica la formulación para el cálculo del asiento de un pilote individual así como el grupo de pilotes.

Según el CTE y la Guía de Cimentaciones de obras de carretera se formula el cálculo del asiento de un pilote individual independientemente de las características de deformabilidad del terreno y está basado en el dato empírico "El asiento de los pilotes aislados sometidos a su carga de servicio suele estar en el entorno del 1% de su diámetro, siempre que la situación de servicio esté suficientemente alejada del hundimiento". La expresión es la siguiente:

$$s = \left(\frac{D}{40 * Qh} + \frac{l_1 + \alpha * l_2}{A * E} \right) * P$$

Donde tenemos:

D: diámetro del pilote

Qh: Carga hundimiento del pilote.

l1: Longitud del pilote fuera del terreno.

l2: Longitud del pilote dentro del terreno.

α : parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas del terreno.

Es 1 para pilotes que trabajan en punta y 0.5 para pilotes flotantes.

Para situaciones intermedias se adoptaría un valor según la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1}{Qh} * (0.5 * Qhf + Qhp)$$

A: área de la sección transversal del pilote.

E: Modulo de elasticidad del pilote (se considera 20000 MPa).

P: Carga aplicada a la cabeza del pilote.

Considerando que la carga aplicada a la cabeza del pilote (P) es la de su carga admisible por hundimiento (Qh), se ha realizado una estimación del asiento del pilote individual considerando la situación más desfavorable de apoya en la punta de 40 metros.

Para un terreno calificable como roca

| Diámetro | Empotramiento (n° x D) | Qh: Carga admisible | Seccion Transversal (m²) | Asiento Pilote (cm) |
|-----------------|-------------------------------|----------------------------|--|----------------------------|
| 0.65 | 3.000 | 863.751 | 0.332 | 2.146 |
| | 4.000 | 1095.878 | 0.332 | 2.286 |
| | 5.000 | 1328.005 | 0.332 | 2.425 |
| | 6.000 | 1493.184 | 0.332 | 2.525 |
| | 7.000 | 1658.363 | 0.332 | 2.625 |
| 0.7 | 3.000 | 999.848 | 0.385 | 2.270 |
| | 4.000 | 1268.715 | 0.385 | 2.409 |
| | 5.000 | 1537.582 | 0.385 | 2.549 |
| | 6.000 | 1729.151 | 0.385 | 2.649 |
| | 7.000 | 1920.720 | 0.385 | 2.748 |
| 0.85 | 3.000 | 1467.842 | 0.567 | 2.642 |
| | 4.000 | 1863.116 | 0.567 | 2.782 |
| | 5.000 | 2258.390 | 0.567 | 2.921 |
| | 6.000 | 2540.856 | 0.567 | 3.021 |
| | 7.000 | 2823.322 | 0.567 | 3.120 |
| 0.9 | 3.000 | 1643.741 | 0.636 | 2.767 |
| | 4.000 | 2086.546 | 0.636 | 2.906 |
| | 5.000 | 2529.351 | 0.636 | 3.045 |
| | 6.000 | 2846.026 | 0.636 | 3.145 |
| | 7.000 | 3162.701 | 0.636 | 3.244 |
| 1 | 3.000 | 2025.391 | 0.785 | 3.016 |
| | 4.000 | 2571.352 | 0.785 | 3.155 |
| | 5.000 | 3117.313 | 0.785 | 3.294 |
| | 6.000 | 3508.269 | 0.785 | 3.393 |
| | 7.000 | 3899.226 | 0.785 | 3.493 |

Para un terreno calificable como suelo cohesivo

| Diametro | Empotramiento (n° x D) | Qh: Carga admisible hundimiento (kN) | Seccion Transversal (m²) | Asiento Pilote (cm) |
|----------|------------------------|--------------------------------------|--------------------------|---------------------|
| 0.65 | 3.000 | 264.011 | 0.332 | 1.784 |
| | 4.000 | 329.599 | 0.332 | 1.824 |
| | 5.000 | 395.187 | 0.332 | 1.863 |
| | 6.000 | 433.877 | 0.332 | 1.887 |
| | 7.000 | 472.566 | 0.332 | 1.910 |
| 0.7 | 3.000 | 319.370 | 0.385 | 1.916 |
| | 4.000 | 398.804 | 0.385 | 1.957 |
| | 5.000 | 478.238 | 0.385 | 1.999 |
| | 6.000 | 525.245 | 0.385 | 2.023 |
| | 7.000 | 572.252 | 0.385 | 2.047 |
| 0.85 | 3.000 | 525.580 | 0.567 | 2.310 |
| | 4.000 | 656.939 | 0.567 | 2.357 |
| | 5.000 | 788.299 | 0.567 | 2.403 |
| | 6.000 | 867.058 | 0.567 | 2.431 |
| | 7.000 | 945.817 | 0.567 | 2.458 |
| 0.9 | 3.000 | 608.305 | 0.636 | 2.441 |
| | 4.000 | 760.646 | 0.636 | 2.489 |
| | 5.000 | 912.987 | 0.636 | 2.537 |
| | 6.000 | 1004.815 | 0.636 | 2.566 |
| | 7.000 | 1096.643 | 0.636 | 2.595 |
| 1 | 3.000 | 795.577 | 0.785 | 2.703 |
| | 4.000 | 995.720 | 0.785 | 2.754 |
| | 5.000 | 1195.864 | 0.785 | 2.805 |
| | 6.000 | 1317.950 | 0.785 | 2.836 |
| | 7.000 | 1440.036 | 0.785 | 2.867 |

Teniendo en cuenta las cargas admisibles consideradas para diferentes diámetros y profundidades de empotramiento tenemos:

- Para un terreno calificable como roca unos asientos que van de los 2.1 a 3.5 cm.
- Mientras que para un terreno calificable como suelo cohesivo se tienen unos asientos que van de los 1.8 a 2.8 cm.

Al igual que en la carga de hundimiento de un grupo de pilotes, el cálculo de asientos por efecto grupo no se considera si el espacio entre ejes es superior a 3D.

En el resto de casos, la estimación de asientos de un grupo de pilotes se realiza mediante una transformación a una zapata equivalente y calculándose los asientos para este tipo de cimentación superficial. Las consideraciones a tener en cuenta son las siguientes:

- Profundidad del plano de apoyo (z) se calcula con la expresión:
- $z = \alpha * l_2$
- Las dimensiones transversales B y L de la zapata equivalente se estima según las expresiones:
- $B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) * l_2$
- $L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) * l_2$

Donde a y l_2 tienen el mismo significado indicado para un pilote individual y BGRUPO y LGRUPO son las dimensiones del grupo considerando planos exteriores tangentes a los pilotes externos del grupo.

5.4.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

5.4.1.- Zapatas.

A la vista de los resultados, hemos visto que para un asiento de 2,5 centímetros tenemos tensiones admisibles bastante elevadas, propias de terrenos rocosos.

Bajando el asiento a 1,5 y 2,0 centímetros estos valores de carga admisible baja.

Es por ello que del lado de seguridad adoptamos un valor de:

| Carga Admisible (kg/cm^2) | Ancho Cimentación (m) | | | | | | | | | | |
|---|-----------------------|------|------|------|-------|------|-------|------|-------|------|------|
| | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2.00 | 2.25 | 2.50 | 2.75 | 3.00 | 3.25 | 3.50 |
| Gravas Densas | 3.000 | | | | 2.550 | | 2.350 | | 2.200 | | |
| Gravas Semidensas | 2.100 | | | | 1.800 | | 1.650 | | 1.550 | | |
| Gravas Flojas | 0.830 | | | | 0.730 | | 0.680 | | 0.640 | | |

Como en nuestra zona I disponemos de unas gravas densas a semidensas tenemos valores del orden de 3 kg/cm^2 a 1,55 kg/cm^2 según los diferentes anchos.

En la zona de estudio catalogada como zona I, disponemos de una serie de esfuerzos en los axiles destacando:

Esfuerzos axiles menores a 550 kN

Esfuerzos axiles mayores a 550 kN llegando a 1200 kN.

Para los esfuerzos menores a 550 kN, se predimensiona una zapata de 2.00x2.00 metros, mientras que para los esfuerzos mayores de 500 kN se predimensiona con una zapata de 2.50x2.50 metros.

5.4.2.- Pilotes

Para la zona de estudio II tenemos cargas que van desde los 500kN hasta los 1800 kN.

Como hemos visto anteriormente, en este tipo de solución tenemos dos posibilidades, una tomar el suelo como roca cumpliendo todas las exigencias del CTE respecto a la carga de hundimiento de un pilote; por otro lado tenemos la situación de calificar el terreno como un suelo cohesivo.

Hemos realizado una tabla con los valores promedios entre los dos tipos de soluciones:

| Carga admisible por hundimiento (kN) (Promedio) | | | | | | |
|---|------------------------|-------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|
| Diametro | Empotramiento (n° x D) | Fd | | Resistencia por Punta | Resistencia por Fuste | Resistencia Total |
| 0.65 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 258.078 | 305.803 | 563.881 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 305.001 | 407.738 | 712.739 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 351.924 | 509.672 | 861.596 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 351.924 | 611.606 | 963.531 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 351.924 | 713.541 | 1065.465 |
| 0.7 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 301.746 | 357.863 | 659.609 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 356.609 | 477.151 | 833.760 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 411.472 | 596.439 | 1007.910 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 411.472 | 715.726 | 1127.198 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 411.472 | 835.014 | 1246.486 |
| 0.85 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 454.873 | 541.838 | 996.711 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 537.577 | 722.450 | 1260.028 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 620.282 | 903.063 | 1523.344 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 620.282 | 1083.675 | 1703.957 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 620.282 | 1264.288 | 1884.569 |
| 0.9 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 513.269 | 612.754 | 1126.023 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 606.590 | 817.006 | 1423.596 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 699.912 | 1021.257 | 1721.169 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 699.912 | 1225.508 | 1925.420 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 699.912 | 1429.760 | 2129.672 |
| 1 | 3.000 | 2.200 | 2.200 | 640.920 | 769.564 | 1410.484 |
| | 4.000 | 2.600 | 2.600 | 757.451 | 1026.085 | 1783.536 |
| | 5.000 | 3.000 | 3.000 | 873.982 | 1282.606 | 2156.588 |
| | 6.000 | 3.400 | 3.000 | 873.982 | 1539.127 | 2413.110 |
| | 7.000 | 3.800 | 3.000 | 873.982 | 1795.648 | 2669.631 |

En las tablas del apartado anterior, así como en esta tabla hemos recogido la resistencia total del pilote en función del empotramiento en el sustrato rocoso. Como hemos explicado anteriormente en esta zona existen algunas anomalías como conductos kársticos (reellenos o no) y estratos mezclados debidos a presencia de subsidencia (gravas con arcillas). Es por ello que para garantizar una buena respuesta del pilote frente a estas anomalías, y en caso de encontrar estratos intercalados dentro del sustrato terciario sano se toma la decisión de tomar como mínimo un empotramiento de 3 metros. Como vemos a partir de un empotramiento de 5 veces el diámetro, la resistencia por punta del pilote no varía ya que el factor de empotramiento según el CTE no puede ser mayor a 3.

Para nuestro caso, deberíamos tomar los valores que van desde 5 veces el diámetro hasta 7.

Tomando estas consideraciones la longitud de los pilotes comprende desde los 28 metros hasta los 40. En la esquina sureste tendríamos pilotes de 37 a 40 metros, mientras que en el resto de zonas los pilotes van desde los 28 hasta los 34.

| Empotramiento 5ø | Resistencia Total (kN) | | |
|--------------------|------------------------|---------|---------|
| Diametro | 0.65 | 0.85 | 1.00 |
| Terreno como Roca | 1328.01 | 2258.39 | 3117.31 |
| Terreno como Suelo | 395.19 | 788.30 | 1195.86 |
| Promedio | 861.60 | 1523.34 | 2156.59 |

| Empotramiento ϕ | Resistencia Total (kN) | | |
|--|-------------------------------|---------|---------|
| Diametro | 0.65 | 0.85 | 1.00 |
| Terreno como Roca | 1493.18 | 2540.86 | 3508.27 |
| Terreno como Suelo | 433.88 | 867.06 | 1317.95 |
| Promedio | 963.53 | 1703.96 | 2413.11 |

No haría falta la disposición de grupo de pilotes, salvo que consideráramos el sustrato terciario sano como un suelo cohesivo. En ese caso tendríamos que disponer de encepados para poder albergar al grupo de pilotes.

6.- MEDICIÓN.

En el anexo 5, se hace referencia a una tabla de relación valorada con los datos sobre el uso de hormigón y acero para el estudio y análisis del diseño de la cimentación.

7.- CONCLUSIONES

En el nuevo estudio y/o análisis de la cimentación del edificio industrial obtenemos unos valores mucho más económicos y más asequibles a la hora de la realización de las cimentaciones.

Con los nuevos cálculos hemos considerado que el sustrato Terciario Sano, pese a tener diferentes anomalías, o incluso saber que ese estrato está un poco alterado los diferentes cálculos sobre la cimentación no son tan bajos como en el caso de la constructora.

Partiendo de que con ese análisis de considerar el sustrato alterado y utilizar unos parámetros geotécnicos más bajos de lo que le correspondería a unos yesos, nos deja del lado de la seguridad, sí que es verdad que eso se traduce en elevados costes en otras parcelas. Con este planteamiento, en donde se supone que el sustrato Terciario es una mezcla de Sustrato sano y terrenos cohesivos, obtenemos cálculos respecto a los pilotes muy bajos que si consideráramos el terreno como roca, esto se traduce en encepados con hasta tres pilotes y de diferentes tipos de zapata.

Con el nuevo estudio, se aborda siempre la problemática de las disoluciones y de los movimientos kársticos que afectan a toda la zona de estudio, pero sin perjudicar tanto a las características del sustrato terciario.

Con el nuevo planteamiento disponemos de dos tipos de zapatas en función de las cargas, con tensiones admisibles elevadas propias de terrenos competentes.

Para los pilotes hemos reducido tan solo el tema respecto a los encepados, tan solo se disponen de pocos encepados de dos pilotes frente a los tres que se planteaban en el proyecto. Si consideráramos el terreno como un suelo cohesivo sí que tendríamos diferentes problemas a la hora de resistir las cargas del edificio industrial.

En todo momento se ha empleado material facilitado por la empresa constructora, y con diferentes puntos de información se puede considerar que el terreno esta alterado pero no lo suficiente para disminuir tanto sus capacidades resistentes obligándonos a emplear mas material para poder cumplir con las exigencias de transmisión de esfuerzos.

En resumen:

Disponemos de dos tipos de zapatas distribuidas en la zona I, respecto a las casi 6-7 zapatas que se tenían en proyecto.

Se pasa a emplear encepados con dos pilotes y en algunas zonas de mayor transmisión de carga, el resto de zonas es suficiente con un encepado para un pilote. Respecto al proyecto en este se emplea hasta encepados de especiales.