

**ANEJO 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO CIMENTACIÓN**  
**ESTRUCTURAS**

**INDICE**

1.- INTRODUCCIÓN .....4

2.- CAMPAÑA DE PROSPECCIONES PARA ESTRUCTURAS .....4

    2.1.- INFORMACIÓN ANTECEDENTE .....4

    2.2.- METODOLOGÍA .....5

    2.3.- DESCRIPCIÓN DE LA CAMPAÑA REALIZADA.....7

3.- DEFINICIÓN DE LAS LITOLOGÍAS PRESENTES EN EL CORREDOR.....8

4.- CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES.....8

5.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TERRENO PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS.  
16

    5.1.- PERFIL GEOTÉCNICO TIPO.....16

    5.2.- PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS SUELOS DEL SUSTRATO. ....17

    5.3.- PARÁMETROS GEOTECNICOS MATERIALES DE APORTACIÓN .....20

6.- NIVEL FREÁTICO. ....21

7.- AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN.....22

8.- SISMICIDAD .....22

9.- CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES .....23

    9.1.- CIMENTACIONES DIRECTAS.....23

        9.1.1.- Suelos finos.....23

        9.1.2.- Suelos granulares .....26

        9.1.3.- Rocas .....26

    9.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS .....28

        9.2.1.- Carga de hundimiento .....28

        9.2.2.- 10.2.2.- Coeficientes de seguridad.....29

        9.2.3.- Deformabilidad de los pilotes .....30

10.- EXCAVACIONES TEMPORALES .....31

11.- PROYECTOS Y OBRAS ANTECEDENTES .....31

12.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS .....33

    12.1.- ESTRUCTURA 1 .....33

        12.1.1.- Descripción.....33

        12.1.2.- Emplazamiento. Geología y Geotécnia .....34

        12.1.3.- Tipología de cimentación proyectada.....35

        12.1.4.- Esfuerzos parásitos en pilotes de pilas .....35

        12.1.5.- Esfuerzos parásitos en pilotes de estribos.....35

        12.1.6.- Efecto grupo .....37

        12.1.7.- Penínsulas provisionales y accesos para construcción de la estructura.....37

        12.1.8.- Dimensionamiento y comprobación de la cimentación. Carga de hundimiento ....38

        12.1.9.- Auscultación de los pilotes contruidos..... 41

        12.1.10.- Protecciones de la estructura ..... 41

        12.1.11.- Taludes de excavaciones provisionales. .... 41

12.2.- ESTRUCTURA 2 .....42

    12.2.1.- Descripción..... 42

    12.2.2.- Emplazamiento. Geología y Geotécnia ..... 42

    12.2.3.- Tipología de cimentación proyectada..... 43

    12.2.4.- Esfuerzos parásitos en pilotes de pilas ..... 44

    12.2.5.- Esfuerzos parásitos en pilotes de estribos ..... 44

    12.2.6.- Efecto grupo ..... 45

    12.2.7.- Accesos para construcción de la estructura..... 46

    12.2.8.- Dimensionamiento y comprobación de la cimentación. Carga de hundimiento ... 46

    12.2.9.- Auscultación de los pilotes contruidos..... 49

    12.2.10.- Protecciones de la estructura ..... 49

    12.2.11.- Taludes de excavaciones provisionales. .... 49

12.3.- ESTRUCTURA 3 .....50

    12.3.1.- Descripción..... 50

    12.3.2.- Emplazamiento. Geología y Geotécnia ..... 50

    12.3.3.- Tipología de cimentación proyectada..... 51

    12.3.4.- Esfuerzos parásitos en pilotes de pilas ..... 52

    12.3.5.- Esfuerzos parásitos en pilotes de estribos ..... 52

    12.3.6.- Efecto grupo ..... 53

    12.3.7.- Accesos para construcción de la estructura..... 54

    12.3.8.- Dimensionamiento y comprobación de la cimentación. Carga de hundimiento ... 54

    12.3.9.- Auscultación de los pilotes contruidos..... 56

    12.3.10.- Protecciones de la estructura ..... 56

    12.3.11.- Taludes de excavaciones provisionales. .... 57

13.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LAS OBRAS DE DRENAJE ..... 57

14.- MURO DE ESCOLLERA ..... 57

15.- CUÑAS DE TRANSICIÓN. .... 59

**APÉNDICES:**

APÉNDICE 1. Información geotécnica ESTRUCTURA 1.

- Planta y perfil geotécnicos.
- Registros de investigaciones de campo.

APÉNDICE 2. Información geotécnica ESTRUCTURA 2.

- Planta y perfil geotécnicos.
- Registros de investigaciones de campo.

APÉNDICE 3. Información geotécnica ESTRUCTURA 3.

- Planta y perfil geotécnicos.
- Registros de investigaciones de campo.

## ANEJO 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO CIMENTACIÓN ESTRUCTURAS

### 1.- INTRODUCCIÓN

En este Anejo constituye el estudio geotécnico de cimentación de estructuras realizado para el proyecto de construcción “**ACONDICIONAMIENTO DEL ENLACE DE TRES CAMINOS. CARRETERAS A-4, A-48 Y CA-33. PROVINCIA DE CÁDIZ**”, **Clave: 29-CA-4140 PR-538/06**.

Se describen los trabajos geotécnicos realizados (en campo, laboratorio y gabinete) para posteriormente realizar una caracterización geotécnica mediante la definición de parámetros geotécnicos de los materiales afectados y dar las recomendaciones que sirvan de base para el diseño, cálculo y construcción de la cimentación de las estructuras proyectadas.

Como información adicional a este estudio, se cuenta con el Anejo 3 (Geología y Procedencia de materiales) y el Anejo 7 (Estudio Geotécnico del Corredor).

El proyecto consiste en la nueva definición completa de un enlace que resuelve todos los movimientos en los dos sentidos entre San Fernando, Puerto Real, (ambos en la A-4, antigua N-IV), y Chiclana, (A-7, antigua N-340), con dos carriles por calzada en todos los ramales, contemplando asimismo los accesos al polígono industrial de Tres Caminos. Esta remodelación implica el proyecto de nuevas estructuras.

Las principales características de las estructuras proyectadas se resumen en el Cuadro siguiente.

| DENOMINACIÓN  | P.K.                            | Nº vanos | Longitud (m) | Ancho (m)   | FUNCIÓN / REPOSICIÓN  |
|---------------|---------------------------------|----------|--------------|-------------|---|
| E-1<br>eje 7  | 6+223.77 a 6+365.22<br>(eje 7)  | 5        | 141.9        | 19.22-15.80 | Acceso al Caño Zurraque   |
| E-1<br>eje 19 | 5+458.66 a 5+694.41<br>(eje 19) | 10       | 263.7        | 13.3        | Salvar el cruce con la los ejes 2 y 4 y acceso al Caño Zurraque |

| DENOMINACIÓN          | P.K.                            | Nº vanos | Longitud (m) | Ancho (m)   | FUNCIÓN / REPOSICIÓN  |
|-----------------------|---------------------------------|----------|--------------|-------------|---|
| E-1<br>eje 7 + eje 19 | 6+365.22 a 6+503.37<br>(eje7)   | 4        | 138.15       | 20.78-26.79 | Permitir el paso en dirección Chiclana sobre el Caño Zurraque |
| E-2<br>eje 1          | 3+585.19 a 4+054.52<br>(eje1)   | 18       | 497.8        | 11.8        | Salvar los cruces con los ejes 19, 2 y 4.                     |
| E-2<br>eje 1 – eje 20 | 3+155.35 a 2+590.95<br>(eje 20) | 20       | 565.4        | 11.8-18.7   | Salvar los cruces con los ejes 19, 2, 4 y 7.                  |
| E-3<br>eje 25         | 4+140 a 4+410.5<br>(eje 25)     | 10       | 270          | 8.80        | Salvar el cruce con la carretera existente A-48               |

### 2.- CAMPAÑA DE PROSPECCIONES PARA ESTRUCTURAS

#### 2.1.- INFORMACIÓN ANTECEDENTE

Se ha procedido a una recopilación de toda la información Geológico-Geotécnica previa que existiese sobre la zona. De forma concreta, se ha procesado, como apoyo para este proyecto, la información recogida en los anejos de Geología y Geotecnia de:

- Proyecto de Construcción “TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO 1: CHICLANA-CAÑO ZURRAQUE”. Redactado por la Consultora IDOM con fecha de Febrero de 2006 a petición del Ente Público de Gestión de Ferrocarriles de Andalucía, dependiente de la Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía.
- Proyecto de Construcción “TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO 2: CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO”. Redactado por la Consultora VS en Marzo de 2006 a petición, así mismo, del Ente Público de Gestión de Ferrocarriles de Andalucía.

- Proyecto de Construcción “DUPLICACIÓN DE LA CN-IV PK 664.8 A 671.8. TRAMO; FINAL VARIANTE PUERTO REAL-TRES CAMINOS”. Redactado por PROSER en Julio de 2000 para el Ministerio de Fomento.
- Documentación geotécnica generada durante la construcción de las obras del TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO. CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO. UTE SACYR-PRINUR / Uriel y Asociados. Noviembre y Diciembre de 2008.

## 2.2.- METODOLOGÍA

En la práctica totalidad del área de implantación de las nuevas estructuras, el subsuelo está constituido por sedimentos cuaternarios de marisma, de naturaleza arcillosa, limosa y con niveles arenosos, de muy baja resistencia, alta deformabilidad, nula sobreconsolidación y con nivel freático alto. El espesor medio ronda los 15 metros, apareciendo debajo suelos pliocenos arenosos o arcillosos resistentes.

La dinámica del proceso de sedimentación en este medio genera un tipo de sedimento con variaciones laterales pero con una cierta homogeneidad, lo que puede permitir la definición de perfiles geotécnicos bastante precisos con una moderada amplitud de la campaña de prospecciones a realizar.

Las técnicas de investigación, adecuadas al tipo de terreno existente y las estructuras proyectadas, han sido las siguientes: Calicatas, ensayos DPSH, sondeos con ensayos de permeabilidad y presiométricos y CPTU con ensayos de disipación.

### Calicatas

A lo largo del trazado se han excavado 7 calicatas mecánicas con una retroexcavadora tipo “mixta”.

Durante la excavación se tomaron datos de la naturaleza del terreno, espesores de relleno, de la capa de tierra vegetal y de los distintos estratos, condiciones de excavabilidad, estabilidad de las paredes y situación del nivel freático. Los registros de las calicatas se presentan en Apéndice nº 3 del Anejo nº 7.

Las calicatas excavadas junto con su localización y profundidad alcanzada se muestran en la siguiente tabla:

| Calicata | Eje         | P.k.  | Prof. (m) |
|----------|-------------|-------|-----------|
| C-1      | 12          | 0+440 | 2,3       |
| C-2      | 15          | 0+240 | 1,8       |
| C-3      | 1           | 4+100 | 1,8       |
| C-4      | 22 (20m MD) | 3+580 | 2,6       |
| C-5      | 5           | 3+780 | 2,5       |
| C-6      | 19          | 6+690 | 2,5       |
| C-7      | 29 (20m MD) | 0+440 | 2,6       |

En aquellas catas desplazadas con respecto al eje del trazado se ha completado el dato kilométrico con la distancia al eje y la margen de situación del trabajo.

### Ensayos de Penetración Dinámica

A lo largo de la traza se han realizado 12 ensayos de penetración dinámica, hincando la puntaza hasta rechazo, mediante un equipo automático tipo DPSH.

La ubicación de estos ensayos junto con la profundidad de rechazo se muestra en la siguiente tabla:

| Ensayo Penetración | Eje         | P.K.  | Prof. (m) |
|--------------------|-------------|-------|-----------|
| P-1                | 1           | 4+100 | 24,2      |
| P-2                | 20          | 2+780 | 23,2      |
| P-3                | 20          | 2+880 | 25,0      |
| P-4                | 19          | 5+620 | 24,4      |
| P-5                | 7 (15m MI)  | 6+260 | 22,2      |
| P-6                | 5 (50m MD)  | 4+220 | 22,8      |
| P-7                | 5           | 3+780 | 20,0      |
| P-8                | 5 (15m MD)  | 3+180 | 17,0      |
| P-9                | 3           | 0+700 | 23,4      |
| P-10               | 29 (20m MD) | 0+440 | 18,2      |
| P-11               | 19 (10m MD) | 5+430 | 16,2      |
| P-12               | 1 (50m MD)  | 4+620 | 22,2      |

En el apéndice 3 del Anejo nº 7 se hace entrega del registro de estos trabajos.

### Sondeos a rotación

Se han perforado 10 sondeos mecánicos a rotación con recuperación de testigo, en los que se han realizado Ensayos de Penetración estándar (S.P.T.), toma de muestras inalteradas y testigos parafinados. El objetivo de la realización de estos sondeos ha sido el estudio de las características naturales y geotécnicas de los materiales atravesados en zonas de terraplenes significativos, así como para estudiar las condiciones de cimentación de las estructuras previstas. En estas prospecciones se ha procedido al levantamiento geológico – geotécnico sistemático de la columna estratigráfica atravesada, y a la obtención de las muestras que han permitido la caracterización geotécnica en profundidad de los materiales.

En el Apéndice 3 del Anejo nº 7 se encuentran los registros de los sondeos con la testificación detallada de cada uno de ellos.

La profundidad alcanzada en cada uno de estos sondeos, junto con su localización se muestran en la tabla siguiente:

| Sondeo | Eje        | P.K.  | Prof. (m) |
|--------|------------|-------|-----------|
| S-1    | 1 (50m MD) | 4+620 | 28,1      |
| S-2    | 1 (25m MI) | 4+620 | 39,2      |
| S-3    | 20         | 0+600 | 49,4      |
| S-4    | 7          | 6+300 | 45,4      |
| S-5    | 19         | 5+560 | 45,3      |
| S-6    | 5 (50m MD) | 4+220 | 46,8      |
| S-7    | 1          | 3+620 | 49,6      |
| S-8    | 3          | 0+680 | 29,5      |
| S-9    | 25         | 4+100 | 27,6      |
| S-10   | 25         | 4+420 | 30,1      |

#### Ensayos de penetración estática tipo CPTU

A lo largo del trazado se han repartido 10 ensayos de penetración estática con disipación de presiones, tipo CPTU. En todos los ensayos, salvo en el numerado como 5, donde hubo un problema de desviación del varillaje, se ha alcanzado el rechazo.

| CPTU     | Eje         | P.K.  | Prof. (m) |
|----------|-------------|-------|-----------|
| CPTU-1   | 1 (50m MD)  | 4+620 | 22,1      |
| CPTU-2   | 1 (25m MI)  | 4+640 | 19,7      |
| CPTU-3   | 20          | 0+620 | 17,4      |
| CPTU -4  | 5 (50m MD)  | 4+220 | 16,3      |
| CPTU -5  | 19 (10m MD) | 5+440 | 8,4       |
| CPTU -6  | 1           | 3+630 | 16,3      |
| CPTU -7  | 33          | 1+560 | 17,2      |
| CPTU -8  | 5           | 3+180 | 19,1      |
| CPTU -9  | 25          | 4+100 | 17,6      |
| CPTU -10 | 25          | 4+420 | 5,5       |

Durante la hincada de cada uno de estos trabajos se procedió a realizar distintos ensayos de disipación. En total se han realizado 18 ensayos de este tipo, cuyos datos se pueden consultar, como el resto de información de estos trabajos, en el apéndice 3 del Anejo nº 7.

#### Ensayos Lefranc de Permeabilidad

Aprovechando la perforación de los sondeos se han realizado 14 ensayos de permeabilidad in situ tipo Lefranc, 10 del tipo variable y 4 del tipo constante. Los datos de estos trabajos son los siguientes:

| Ensayo | Sondeo | Profundidad | Tipo      |
|--------|--------|-------------|-----------|
| 1      | S-3    | 5.0-6.0 m   | VARIABLE  |
| 2      | S-3    | 17.0-18.0 m | VARIABLE  |
| 3      | S-3    | 23.0-24.0 m | VARIABLE  |
| 4      | S-3    | 35.0-36.0 m | CONSTANTE |
| 5      | S-3    | 45.0-47.0 m | CONSTANTE |
| 6      | S-4    | 5.0-6.0 m   | VARIABLE  |
| 7      | S-4    | 15.0-17.0 m | VARIABLE  |
| 8      | S-4    | 22.0-24.0 m | VARIABLE  |
| 9      | S-4    | 32.0-33.0 m | CONSTANTE |
| 10     | S-6    | 9.0-10.2 m  | VARIABLE  |
| 11     | S-6    | 15.0-16.0 m | VARIABLE  |
| 12     | S-6    | 19.0-20.0 m | VARIABLE  |
| 13     | S-6    | 25.0-26.0 m | VARIABLE  |
| 14     | S-6    | 34.5-35.5 m | CONSTANTE |

Los resultados de estos trabajos se entregan en el apéndice 4 del Anejo nº 7.

#### Ensayos Presiométricos

En los sondeos S-1-III, S-2-III y S-6-III ejecutados en la campaña complementaria realizada para la ejecución de las obras del TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO. CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO. UTE SACYR-PRINUR / Uriel y Asociados. Noviembre y Diciembre de 2008, se realizaron 6 ensayos presiométricos, en los estribos de los viaductos y estructuras en construcción.

### ENSAYOS DE LABORATORIO

Con las muestras de material recogidas en las calicatas y sondeos se han realizado los siguientes ensayos:

|   |             |
|---|-------------|
| - Análisis granulométrico por tamizado        | 52 unidades |
| - Determinación de los límites de Atterberg   | 52 unidades |
| - Contenido en materia orgánica               | 5 unidades  |
| - Contenido en sulfatos                       | 15 unidades |
| - Contenido en acidez Baumann-Gully           | 15 unidades |
| - Ensayo Proctor Normal                       | 2 unidades  |
| - Determinación índice CBR                    | 2 unidades  |
| - Hinchamiento libre                          | 3 unidades  |
| - Ensayo corte directo CD                     | 5 unidades  |
| - Ensayo Triaxial Tipo CD                     | 4 unidades  |
| - Densidad y humedad natural                  | 28 unidades |
| - Contenido en Sales Solubles                 | 2 unidades  |
| - Análisis de agua de agresividad al hormigón | 4 unidades  |
| - Edómetros                                   | 11 unidades |
| - Ensayo compresión simple en suelo           | 24 unidades |

### **2.3.- DESCRIPCIÓN DE LA CAMPAÑA REALIZADA**

Durante la previsión de campaña geotécnica para el total del proyecto, ya se tuvo en cuenta las necesidades de investigación para las estructuras. De ahí que la campaña que a continuación se expone ya haya sido iniciada, y en su fase de campo culminada. La homogeneidad litológica detectada en el terreno y los datos de trabajos previos con los que se cuenta, hacen, en principio, suficiente el alcance que se describe a continuación

En los apéndices de este anejo se adjuntan planta y perfil geotécnicos de las estructuras con situación de las prospecciones realizadas. Se adjunta igualmente los registros de las investigaciones de campo realizadas.

### Estructura del Polígono Industrial de Tres Caminos – SIN ACTUACIÓN PROYECTADA

Para el estudio del estado de esta estructura, que se pretende mejorar, y para poder estudiar las condiciones de ejecución del nuevo enlace elevado de acceso, se propusieron y se han ejecutado los siguientes trabajos:

- 2 sondeos a rotación que se han denominado como S-1 y S-2. Cada uno de los sondeos se ha planteado en uno de los extremos de la actual estructura. Las profundidades de prospección se han movido entre 30 y 40 metros.
- 1 Ensayo de penetración dinámica tipo DPSH denominado como P-12.

### Estructuras Enlace de Tres Caminos: **ESTRUCTURAS Nº 1 Y Nº 2.**

- 5 sondeos, S-3 a S-7, de entre 30 y 50 m de profundidad. Estos sondeos han permitido estudiar las condiciones de apoyo para las distintas estructuras previstas en esta área.
- 7 ensayos DPSH denominados como P-1, P-2, P-3, P-4, P-5, P-6 y P-11.
- 4 ensayos piezoconos CPTU-3 A CPTU-6.

Se incluyen también las prospecciones tomadas de campañas geotécnicas antecedentes realizadas en proyectos y obras ejecutados en el entorno:

- CG Antecedente Plataforma Reservada Transporte Público entre Chiclana de la Frontera y San Fernando: Sondeos SE-11-I, SE-12-I.
- CG Antecedente El Tren-Tranvía Chiclana-Caño Zurraque: SE-11.
- CG Antecedente PC Tren-Tranvía Caño Zurraque-San Fernando: SER-2-II.
- CG Antecedente PC Tren-Tranvía Chiclana-Caño Zurraque: penetro DPSH P-25.

### Estructura de cambio de sentido en A-48: **ESTABILIZACIÓN DE RELLENOS DE ACCESO A ESTRIBOS.**

Para el estudio del estado de esta estructura se ha ejecutado:

- 1 Sondeo a rotación de 30 m denominado como S-8.
- 1 Ensayo de penetración DPSH numerado como P-9

El sondeo se ha realizado desde la coronación del estribo más afectado por los asientos, buscando determinar el grado de consolidación alcanzado.

**Estructura del enlace de Chiclana norte – ESTRUCTURA Nº 3:**

- 2 Sondeos a rotación numerados como S-9 y S-10 y que han alcanzado una profundidad del orden de 30 metros.
- 1 ensayo piezocono CPTU-10.

Se incluyen también las prospecciones tomadas de campañas geotécnicas antecedentes realizadas en proyectos y obras ejecutados en el entorno:

- CG Antecedente El Tren-Tranvía Chiclana-Caño Zurraque: SM-7.
- CG Antecedente PC Tren-Tranvía Chiclana-Caño Zurraque: penetro DPSH P-20.

En resumen, para el estudio de las nuevas estructuras y el análisis de las existentes, se han llevado a cabo los siguientes trabajos, realizados ex profeso para la redacción del PC:

- 15 sondeos rotativos de entre 30 y 50 metros.
- 11 ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.
- 5 ensayos CPTU.
- Ensayos de laboratorio.

**3.- DEFINICIÓN DE LAS LITOLÓGÍAS PRESENTES EN EL CORREDOR.**

La disposición de los materiales en profundidad según los datos extraídos de los sondeos es la siguiente:

**RELLENOS ANTRÓPICOS:**

- **Q<sub>XA</sub>** – Materiales de origen antrópico no estructurales. Con espesores normales de hasta 2 m.
- **Q<sub>XT</sub>** – Materiales de origen antrópico de tipo estructural. Se trata de rellenos tipo terraplén en viario existente. Los espesores no suelen superar los 1-2 metros, salvo en el caso de los estribos de acceso a las estructuras existentes, donde las alturas máximas se mueven en 3-4 metros. Fuera de esta tendencia general, en las estructuras de acceso al polígono Banderas, cambio de sentido en la A-48 y enlace Oeste de Chiclana, las alturas de terraplén llegan a alcanzar los 7-8 metros
- **Q<sub>XE</sub>** – Materiales tipo escollera en protección de rellenos y cauces.

**CUATERNARIO:**

- **Q<sub>M</sub>** – Fangos de marisma. Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos.

**TERCIARIO:**

- **T<sub>A</sub>** – Arenas amarillas/beige y biocalcarenitas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.

**4.- CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES**

En este apartado se va a realizar un análisis de las características geotécnicas de los materiales de las diferentes formaciones que afectan al proyecto, en base a los resultados de los ensayos de campo y laboratorio.

QXT. Rellenos Estructurales

Se corresponden con los rellenos de explanación de las actuales carreteras y caminos de servicio asociados. Litológicamente, y de forma muy regular en toda el área, el material se describe un suelo areno-limoso de tonos beige y amarillentos.

Los espesores no suelen superar los 1-2 metros, salvo en el caso de los estribos de acceso a las estructuras existentes, donde las alturas máximas se mueven en 3-4 metros. Fuera de esta tendencia general, en las estructuras de acceso al polígono Banderas, cambio de sentido en la A-48 y enlace Oeste de Chiclana, las alturas de terraplén llegan a alcanzar los 7-8 metros. La densidad relativa de estos materiales se mueve entre medianamente densa y densa.

No se dispone de ensayos de laboratorio en esta unidad.

En general, atendiendo a la información complementaria disponible, estos materiales se clasifican como suelos adecuados o seleccionados según las premisas marcadas por el PG-3.

QM. Depósitos de Marisma

Representan el nivel de suelos Cuaternarios (Holoceno) depositados a techo de la unidad Terciaria T<sub>A</sub>. Se trata de suelos finos cohesivos con comportamiento plástico que oscila entre limos de alta plasticidad (MH) y arcillas de media-alta plasticidad (CL y CH), a veces con importantes contenidos en materia orgánica y olor fétido, de consistencia muy blanda o blanda, con ocasionales intercalaciones de capas

delgadas de arena fina o incluso de arena y grava. Tienen colores que varían desde gris claro hasta gris negruzco, este último tono especialmente en superficie.

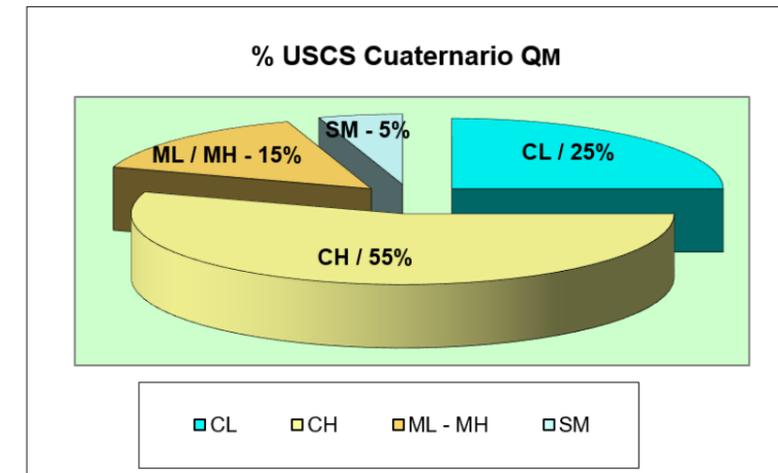


Aspecto a visu del nivel de Marisma QM (testigo S-3) / secuencia de arcillas CL - CH de Consistencia Muy Blanda

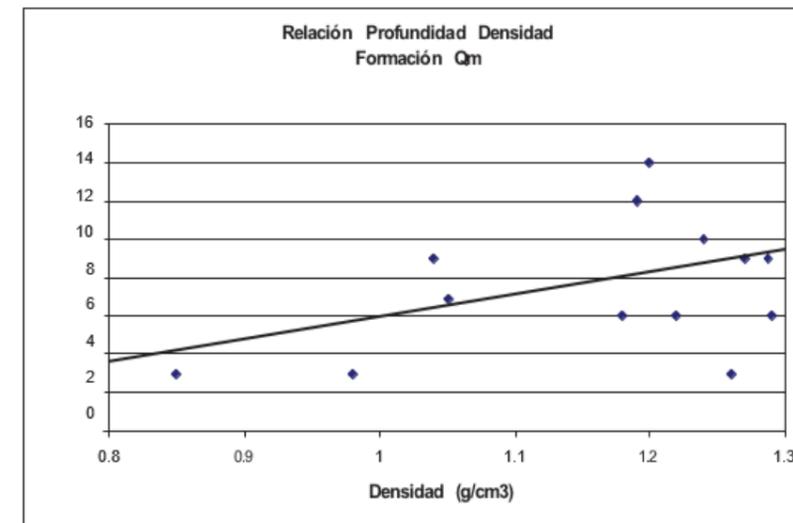
En superficie los materiales sufren una desecación que proporciona una sobre consolidación, aumentando algo la resistencia y un cambio de coloración a tonos marrones. El espesor desecado generalmente no supera los 50-75 cm en el área de estudio.

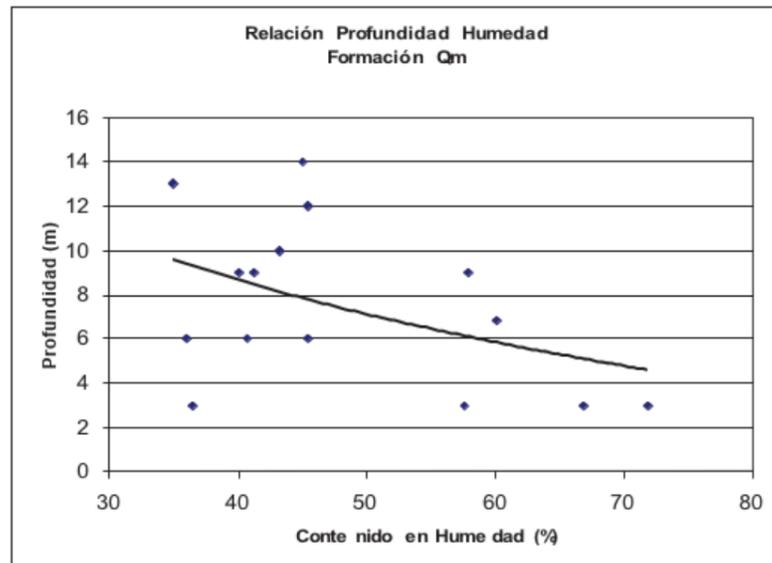
El nivel aparece desde superficie en todo el trazado, descontando los recubrimientos de rellenos estructurales asociados a las vías actuales. La base o muro del nivel, en el tránsito vertical de facies hacia la unidad  $T_A$ , se puede fijar de forma media en toda el área de afección del proyecto en torno a los 15,0 metros de profundidad, salvo en la zona más próxima a Chiclana, en la ubicación del enlace Oeste de esta localidad, donde la potencia se mueve entre 5,0-8,0 metros.

La clasificación mayoritaria de las muestras, un 66%, se corresponde con el grupo CH, (con un caso MH), arcillas de alta plasticidad según el sistema unificado de clasificación de suelos. El resto se corresponde con suelos CL, de arcillas de baja plasticidad. Solo una de las muestras ensayadas, que ha coincidido con una de las franjas arenosas que irregularmente se intercalan en el depósito, se ha clasificado como SM.



La clasificación de Casagrande es la siguiente:





Desde un punto de vista resistente nos encontramos ante materiales poco consolidados, de consistencia blanda a muy blanda, y de baja resistencia al corte, donde los datos de rotura a compresión simple (salvo un caso poco representativo en el sondeo S-1 entre 6,80-7,40 m, con un valor de 2,6Kg/cm<sup>2</sup> que podría explicarse por la amplia deformación de la muestra, superior al 10%), no han superado los 0,6Kg/cm<sup>2</sup>, moviéndose en el 80% de las muestras entre 0,1-0,2 Kg/cm<sup>2</sup>, correspondientes con una consistencia muy blanda.

La resistencia a compresión no se ve influenciada por la profundidad, obteniéndose magnitudes muy homogéneas en todo el espesor del depósito. Los pocos ensayos SPT realizados en el nivel han avanzado por su propio peso, o bien han proporcionado valores de N<sub>spt</sub> = 1-2 golpes.

Esta información se ve corroborada por los parámetros resistentes aportados por los ensayos CPTU, en los cuales el valor de S<sub>u</sub> se mueve mayoritariamente en la horquilla 0,1-0,2 Kg/cm<sup>2</sup>, a lo largo de toda la columna litológica, excepcionalmente en la horquilla 0,2-0,3 Kg/cm<sup>2</sup>, en los CPTU-6, CPTU-7 y CPTU-9.

En los ensayos de penetración, más susceptibles a rozamientos laterales por la fricción del suelo sobre el varillaje, las medias D<sub>PSH</sub> se mueven en valores N<sub>dps</sub> = 1-4 hasta ≈ 8,00-10,00m de profundidad, registrando un cierto incremento de la consistencia a partir de 10,00m con valores N<sub>dps</sub> = 5-7 hasta ≈ 13,00-14,00m de profundidad.

Los ensayos triaxiales tipo CD han proporcionado cohesiones efectivas comprendidas entre 0,2-0,4 Kg/cm<sup>2</sup> y ángulos de rozamiento moviéndose entre 7,5°-16,5°. En los ensayos de corte la cohesión ha sido algo más baja, entre 0,04-0,28 Kg/cm<sup>2</sup> y los rozamientos más altos, de entre 16,3-23,6°.

En consonancia con los datos resistentes, de los resultados de los ensayos edométricos se extrae que se trata de materiales altamente deformables, que van a provocar asentamientos importantes. El valor medio del coeficiente C<sub>c</sub> es de 0,452 (*compresibilidad Alta; Crespo Villalaz, C.; 2005*), para un índice de poros medio de 1,34 y una presión de preconsolidación nula. En el 90% de los Edómetros, el valor del índice de poros es > 1,00-1,10.

Los hinchamientos libres han sido muy importantes, con un valor máximo del 9,85% y una media del 6%. En cualquier caso, el alto contenido en humedad y las escasas posibilidades de cambios en el grado de saturación, limitarán las posibilidades reales de hinchamiento de estos suelos.

La agresividad del nivel a los hormigones se debe considerar como fuerte, tipo específico de exposición Q<sub>c</sub> por presencia de sulfatos, (se han medido valores de hasta 98.600 mg/Kg de suelo, lo que representa un 8% aproximadamente).

En función de los ensayos disponibles, los suelos de la formación Q<sub>M</sub> se clasifican según las premisas del PG-3 como suelos marginales e incluso inadecuados. La media de contenido en materia orgánica es del 1,5% y en sales solubles del 9,2%. El contenido en sulfatos hace muy difícil plantearse procesos de mejora con cal en vistas a su posible reutilización en los rellenos previstos en el proyecto.

Se han realizado dos ensayos de compactación y CBR sobre dos muestras tomadas en las calicatas. Se han obtenido los siguientes valores:

| CALICATA | PROCTOR          |       | C.B.R. |     |      |
|----------|------------------|-------|--------|-----|------|
|          | γ <sub>Max</sub> | W Opt | 100%   | 95% | % H  |
| C-1      | 1.52             | 24%   | 4.9    | 2.2 | 11.4 |
| C-3      | 1.43             | 20.9% | 2.2    | 1.5 |      |

Teniendo en cuenta las características de compactación anteriores y que el estado de humedad natural del terreno está muy por encima de las humedades óptimas arriba marcadas, a efectos de caracterización del terreno natural subyacente, se puede adoptar un valor de 1 como referencia para el CBR, (al 95% del PN).

En la siguiente tabla se recogen los resultados de todos los ensayos realizados en sondeos y calicatas. En el apéndice 3 del Anejo nº 7 se aportan los datos de los ensayos CPTU.

| REC. | PROFUNDIDADES |      | UNIDAD | GRANULOMETRÍA |       |       |      |       | LÍMITES DE ATTERBERG |      |      | CLASIFICACIONES |      | HUMEDAD Y DENSIDAD |                        | C.SIMPLE |                          | EDÓMETRO |       |    |       | CORTE DIRECTO            |      | Hinch. Libre | ENSAYOS QUIMICOS |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
|------|---------------|------|--------|---------------|-------|-------|------|-------|----------------------|------|------|-----------------|------|--------------------|------------------------|----------|--------------------------|----------|-------|----|-------|--------------------------|------|--------------|------------------|---------|--------|-------|--|--|--|------|------|---------|------|-----|------|------|--|------|
|      | P1            | P2   |        | #20           | #5    | #2    | #0.4 | #0,08 | LL                   | LP   | IP   | Casag           | USCS | w (%)              | yd (t/m <sup>3</sup> ) | Def %    | qu (kg/cm <sup>2</sup> ) | e0       | Cc    | Pc | Cs    | c' (kp/cm <sup>2</sup> ) | FI'  |              | M.O. (%)         | SO4 (%) | A.B.G. | SS(%) |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-1  | 6.8           | 7.4  | Qm     | 100.0         | 99.5  | 99.1  | 96.3 | 91.3  | 61.3                 | 27   | 34.3 | CH              | CH   | 60.1               | 1.05                   | 10.3     | 2.6                      | 1.414    | 0.567 | 0  | 0.097 |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-1  | 10            | 10.6 | Qm     | 100.0         | 100.0 | 99.9  | 98.4 | 96.0  | 28.8                 | 21.8 | 7.0  | CL              | CL   | 43.2               | 1.24                   |          |                          | 1.117    | 0.361 | 0  | 0.051 | 0.31                     | 14.7 |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-1  | 13            | 13.6 | Qm     | 100.0         | 100.0 | 99.7  | 97.4 | 93.1  | 36.8                 | 22.9 | 13.9 | CL              | CL   | 34.94              | 1.35                   |          |                          | 0.951    | 0.319 | 0  | 0.042 | 0.2                      | 16.5 |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-2  | 3             | 3.6  | Qm     | 100.0         | 95.5  | 92.0  | 80.6 | 60.9  | 59.6                 | 26.2 | 33.4 | CH              | CH   | 36.5               | 1.26                   | 4.8      | 0.2                      | 1.04     | 0.342 | 0  | 0.053 |                          |      | 1.2          | 1.64             | 11943   | 7      |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-2  | 9             | 9.6  | Qm     | 100.0         | 100.0 | 100.0 | 97.1 | 85.7  | 52.7                 | 28.8 | 23.9 | CH              | CH   | 40.04              | 1.287                  | 9.6      | 0.52                     | 1.084    | 0.407 | 0  | 0.083 | 0.39                     | 7.4  |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-3  | 6             | 6.6  | Qm     | 100.0         | 99.7  | 98.6  | 97.7 | 84.1  | 36.9                 | 17   | 19.9 | CL              | CL   | 36                 | 1.29                   | 4.3      | 0.3                      | 1.042    | 0.3   | 0  | 0.027 |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-3  | 12            | 12.6 | Qm     | 100.0         | 98.1  | 95.9  | 92.4 | 87.8  | 52.8                 | 23.4 | 29.4 | CH              | CH   | 45.4               | 1.19                   |          |                          |          |       |    |       | 0.28                     | 16.3 |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-4  | 6             | 6.6  | Qm     | 100.0         | 99.9  | 99.2  | 98.6 | 81.6  | 39.6                 | 18.9 | 20.7 | CL              | CL   | 40.7               | 1.22                   | 3        | 0.2                      |          |       |    |       |                          |      |              |                  | 4099    | 9      |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-5  | 9             | 9.6  | Qm     | 100.0         | 99.9  | 99.5  | 99.1 | 83.7  | 40.2                 | 12.8 | 27.4 | CL              | CL   | 41.3               | 1.27                   | 2.1      | 0.2                      |          |       |    |       |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-5  | 15.6          | 16.2 | Qm     | 100.0         | 97.6  | 95.7  | 94.0 | 85.6  | 61.4                 | 31.9 | 29.5 | MH              | MH   |                    |                        |          |                          |          |       |    |       |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  | 2.06 |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-6  | 3             | 3.6  | Qm     | 100.0         | 99.7  | 99.4  | 98.8 | 98.4  | 79.8                 | 32.9 | 46.9 | CH              | CH   | 71.8               | 0.85                   | 5        | 0.2                      | 1.84     | 0.605 | 0  | 0.086 |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-6  | 9             | 9.6  | Qm     | 100.0         | 100.0 | 99.9  | 99.5 | 96.5  | 65.4                 | 19.7 | 45.7 | CH              | CH   | 57.9               | 1.04                   | 1.6      | 0.1                      |          |       |    |       | 0.13                     | 22   |              |                  | 98598   | 5      |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-7  | 3             | 3.6  | Qm     | 100.0         | 100.0 | 99.9  | 99.3 | 98.7  | 59.6                 | 22.9 | 36.7 | CH              | CH   | 66.9               | 0.7                    | 1.6      | 0.1                      |          |       |    |       | 0.04                     | 23.6 |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-7  | 6             | 6.6  | Qm     | 100.0         | 100.0 | 99.8  | 99.3 | 90.4  | 50.9                 | 19.1 | 31.8 | CH              | CH   | 45.5               | 1.18                   | 3        | 0.2                      | 1.18     | 0.393 | 0  | 0.037 |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      | 1.23 |         |      |     |      |      |  |      |
| S-8  | 8.7           | 9.3  | Qm     | 100.0         | 94.0  | 90.3  | 81.7 | 28.9  | 0                    | 0    | 0.0  | ML              | SM   |                    |                        |          |                          |          |       |    |       |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-8  | 11.6          | 12.2 | Qm     |               |       |       |      |       |                      |      | 0.0  | ML              | ML   |                    |                        |          |                          |          |       |    |       |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      | 1901 | 22      |      |     |      |      |  |      |
| S-8  | 14            | 14.6 | Qm     | 100.0         | 100.0 | 100.0 | 98.9 | 97.1  | 45.1                 | 31.9 |      |                 |      | 45.06              | 1.20                   |          |                          | 1.18     | 0.524 | 0  | 0.114 | 0.42                     | 8.40 |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-10 | 3             | 3.6  | Qm     | 100.0         | 97.3  | 92.7  | 83.6 | 65.4  | 52.2                 | 23   | 29.2 | CH              | CH   | 57.6               | 0.98                   | 1.6      | 0.2                      | 1.549    | 0.507 | 0  | 0.075 |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      |     |      |      |  |      |
| S-10 | 6             | 6.6  | Qm     |               |       |       |      |       |                      |      | 0.0  | ML              | ML   |                    |                        |          |                          |          |       |    |       |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      | 1408.00 | 6    |     |      |      |  |      |
| C-1  | 1.2           | 1.4  | Qm     | 100.0         | 96.5  | 95.2  | 93.9 | 92.2  | 99.1                 | 32.3 | 66.8 | CH              | CH   |                    |                        |          |                          |          |       |    |       |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      | 9.85    | 0.77 |     |      | 7.15 |  |      |
| C-3  | 1.2           | 1.3  | Qm     | 100.0         | 100.0 | 99.9  | 99.8 | 99.5  | 72.5                 | 21.7 | 50.8 | CH              | CH   |                    |                        |          |                          |          |       |    |       |                          |      |              |                  |         |        |       |  |  |  |      |      |         |      | 6.3 | 1.87 |      |  | 11.2 |

Tabla 2. Relación de ensayos de caracterización formación Q<sub>M</sub>

En azul se recogen los datos de los triaxiales tipo CD realizados.

T<sub>A</sub>. Arenas, gravas y limos amarillentos. Arcillas margosas de tonos verdosos.

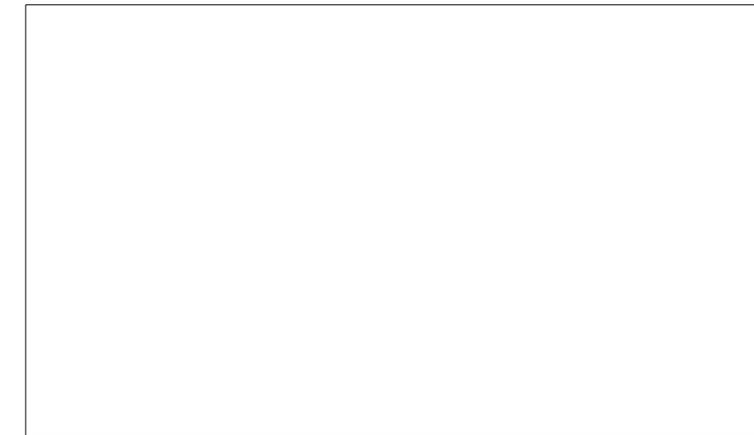
Esta unidad Terciaria representa el muro de la columna litológica investigada en la zona de actuación. Es el sustrato sobre el que se depositan los materiales de marisma. Aparecen, de forma media, a partir de unos 15,0 metros de profundidad con respecto a la rasante actual del terreno en cada punto. En los reconocimientos realizados, que en algunos casos han superado los 49 metros, no se ha llegado a alcanzar la base de esta formación.

Se trata de depósitos predominantemente arenosos en los que se observan intercalaciones de arcillas margosas, y potencia normalmente decimétrica a métrica que, según las zonas, aunque muy puntualmente, pueden llegar a convertirse en la litología mayoritaria. El desarrollo lateral y en profundidad de estas capas cohesivas es bastante caótico, sin patrón definido, apareciendo en la mayor parte de los casos a modo de lentejones de cierto espesor, pero con escasa continuidad lateral. Puntualmente, en el conjunto de la formación, también es posible encontrar niveles con pequeños porcentajes de grava y la presencia, especialmente en las franjas más profundas, de capas decimétricas total o parcialmente cementadas.



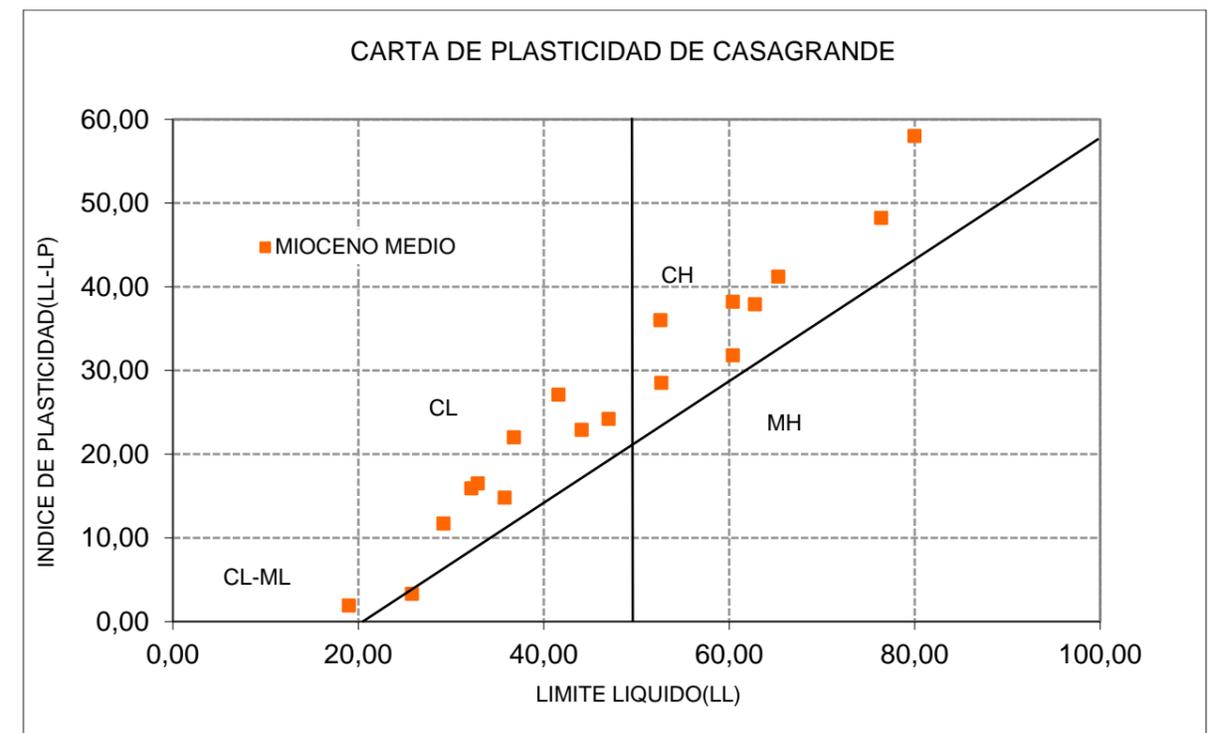
Aspecto a visu del nivel Terciario TA (testigo S-4) / secuencia de arenas arcillosas y arenas limosas. Compacidad Densa - Muy Densa

Las muestras se clasifican de forma mayoritaria como arenas, con entre algo y bastante limo de baja plasticidad o no plástico, tipo SM según el sistema unificado de clasificación de suelos, y como arenas algo arcillosas SC. En concreto un 61% del total del material ensayado se describe de esta forma. El 33% de las muestras se clasifican como arcillas algo arenosas, y como arcillas CH. Por último, existe un 6% del muestreo que se clasifica como gravas areno-limosas y gravas con finos arcillosos.



Litológicamente, las arenas son de grano fino, con predominio de granos de cuarzo y coloración amarillenta, (de tonalidad parda hacia techo y algo más rojiza, aunque no en todos los puntos, hacia muro). La proporción de fracción fina, de naturaleza mayoritariamente limosa y en general sin plasticidad, se mueve en el orden de algo a bastante, (10 a 35% en peso). Los niveles arcillosos, que en todas las muestras ensayadas se han clasificado como CH-CL, presentan proporciones bajas de arena, (inferior de forma media al 20%), coloración verdosa y pátinas ocre ferruginosas. En todos los casos la plasticidad de la fracción fina es baja, con valores medios del 40,4% definido sobre un rango de valores máximos del 96,7% y valores mínimos del 3,9%. La fracción arena se mueve en valores medios del 50,6% definido sobre un rango de valores máximos del 85,7% y valores mínimos del 2,7%.

El gráfico de Casagrande para esta unidad geotécnica es el siguiente:



Los valores de los límites se polarizan en función de la preponderancia de la fracción granulométrica del muestreo, siendo notoria la presencia de 14 muestras no plásticas correspondientes a clasificaciones de arenas limosas SM (según USCS). La distribución de este comportamiento No Plástico es aleatorio, siendo posible localizar muestras tanto a 7,00-9,00m (S-9 y S-10), como a 30,00m (S-5), como a 49,00m de profundidad (S-3). En su conjunto, los finos presentes en el muestreo muestran un comportamiento de media-baja plasticidad, con valores medios de  $IP = 14,5\%$  y máximos de  $IP = 58\%$ . Solamente 8 de las 33 muestras ensayadas (24%) presentan valores de plasticidad clasificados como de alta plasticidad según los criterios de clasificación de *González Vallejo (2002)* y *Rodríguez Ortiz (1975)*, esto es, valores de  $Ip > 28\%$ .

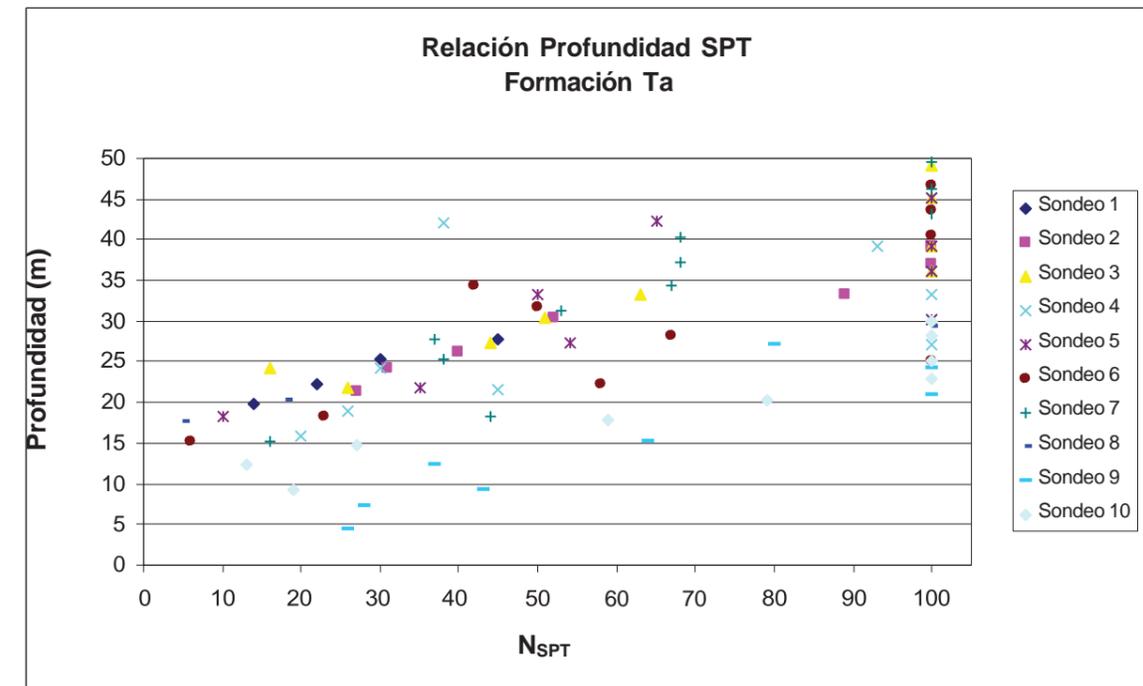
Los valores de estado de las muestras se presentan condicionados por el rango granulométrico y la clasificación USCS. Así, en las muestras con tendencia predominantemente arenosas, los valores de densidad seca han sido bastante constantes, moviéndose entre  $1,70-1,85Tn/m^3$ . Solo una de las muestras, correspondiente al sondeo S-1, rompe este intervalo, habiendo aportado un valor de densidad seca de  $1,54Tn/m^3$ . La humedad media se mueve en el orden del 19%. Por el contrario, en las muestras con tendencia predominantemente cohesiva, las densidades secas se han movido entre  $1,40-1,60Tn/m^3$ , para un valor medio de  $1,50Tn/m^3$ . La humedad media de las muestras es del 28%. Es posible constatar cierto aumento de la densidad seca con la profundidad.

Respecto del perfil resistente definido por los ensayos DPSH, las tandas de golpeo permiten diferenciar un nivel a techo menos resistente (en el tránsito vertical de facies desde la secuencia de Marismas), de un nivel de muro de mayor resistencia, y en el que se ha alcanzado rechazo de forma generalizada. A modo de resumen, el tránsito resistente desde el nivel de Marisma se acota en valores  $N_{dpsh} < 7-10$ , el nivel de techo, o nivel alterado de la secuencia Terciaria  $T_A$ , se acota en valores  $N_{dpsh} = 10-25$ , y el nivel de muro de la unidad  $T_A$  se acota para valores  $N_{dpsh} > 25-30$  hasta Rechazo. La potencia de este nivel menos resistente no es constante, pero en líneas generales oscila entre un espesor mínimo de 3,50m (DPSH P-4), y un espesor máximo de 6,00m (DPSH P-1), siendo el valor medio del techo alterado  $\approx 5,00m$ .

En todo caso, siguiendo las correlaciones propuestas por *Sanglerat (1967)* y *Hunt (1984, modificada de Meyerhof)*, este nivel de techo presenta un rango de compacidad Media-Densa, antes de dar paso a la secuencia no alterada de la unidad  $T_A$ , que se clasifica como de compacidad Muy Densa.

Los ensayos SPT también diferencian este nivel a techo de menor resistencia, con valores  $N_{30}$  en el rango de  $N_{30} = 13-18$  de forma generalizada, aunque los sondeos S-5 y S-6 son algo más penalizadores, rebajando el valor  $N_{30}$  hasta el rango de  $N_{30} = 6-12$ . El carácter diferenciador con respecto al muro no alterado de la unidad  $T_A$ , se acota en valores  $N_{30} > 30$ , observándose una clara tendencia a la mejora con la profundidad (hasta alcanzar valores de Rechazo en el ensayo), tal y como

se refleja en el siguiente cuadro donde se recogen el total de ensayos SPT realizados sobre esta unidad a lo largo de todos los sondeos:



A partir de unos 25,00m de profundidad, los golpes se sitúan claramente por encima de 30-40, pasando la compacidad a considerarse como Muy Densa. Las muestras más profundas han provocado el rechazo casi sistemático en el ensayo de penetración, pudiendo establecerse un horizonte Resistente conforme al valor de Rechazo del ensayo en el entorno de los 36,00-40,00m, excepcionalmente más alto en la columna (entre 25,00-27,00m) en el caso de las menores potencias del nivel suprayacente de Marisma. Este es el caso de los sondeos S-9 y S-10 (en los que el espesor del nivel  $Q_M$  es de 6,00-10,00m)

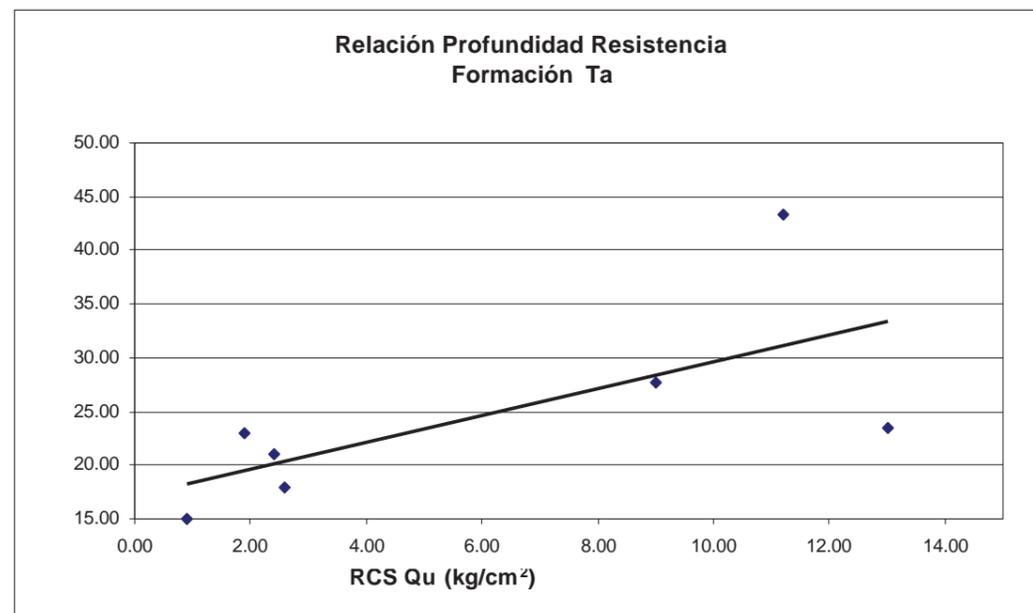
En lo que respecta a los ensayos CPTU cuya longitud de ejecución ha sido suficiente para cortar el total de la columna litológica de la zona de estudio, o al menos el tránsito vertical de facies desde la unidad de Marismas a la unidad Terciaria (CPTU-1 22,08m / CPTU-2 19,70m / CPTU-4 22,38m), los valores obtenidos de resistencia por punta y su interpretación estratigráfica (*Campanella y Robertson;1990*), acotan el techo alterado menos resistente con un menor espesor, desde  $\approx 15,00m$  hasta 18,00m de profundidad.

Para la caracterización resistente de esta unidad en su conjunto se han realizado adicionalmente ensayos de resistencia a compresión simple. Estos trabajos han proporcionado valores extremos comprendidos entre mínimos de  $0,4 Kg/cm^2$  y máximos de  $13,0 Kg/cm^2$ . Los valores mínimos quedan relacionados con problemas de desmoronamiento de los testigos por la amplia presencia de la fracción arenosa, por lo que

no deben considerarse muy representativos. Así, por ejemplo, los valores de 0,40-0,90 Kg/cm<sup>2</sup> obtenidos en los sondeos S-1, S-2 y S-4, se relacionan con muestras cuyo contenido en la fracción arenas es del orden de 28,9-56,4%.

Observando los datos es posible distinguir dos grupos dentro de resultados, un 50% de las muestras ha roto por debajo de los 2,5 Kg/cm<sup>2</sup> y el otro 50% por encima de los 9 Kg/cm<sup>2</sup>. Descontando los valores extremos poco constantes, los valores medios de compresión se mueven en el orden de 2,5 Kg/cm<sup>2</sup>. Atendiendo a los valores de RCS, según los criterios de clasificación de *González Vallejo Luis I. (Ingeniería Geológica, 2002-2006)*, se puede concluir un rango de consistencia Firme y Muy Firme con carácter general.

Esta variación de valores parece tener relación con la profundidad de la muestra, como atestigua el siguiente gráfico, donde se puede ver cómo los valores de compresión más elevados (9,00-13,00 Kg/cm<sup>2</sup>) se concentran a partir de 22,00m de profundidad.



Se dispone de dos ensayos de corte directo tipo CD, que ha aportado valores de cohesión efectiva de 0,37-0,53 Kg/cm<sup>2</sup> y un rozamiento de 25,2° y 27,5°. Estos datos se corresponden con una de las muestras superficiales. Los valores de la cohesión en tensiones efectivas muestran una notoria subordinación al contenido granular del muestreo.

Aunque no se dispone del total de ensayos de clasificación necesarios, (nos encontramos ante depósitos que por su posición en el sustrato no van a ser alcanzados por excavación alguna, salvo las puntuales de las cimentaciones), las muestras de la facies arenosa se clasifican mayoritariamente

como suelos adecuados e incluso seleccionados. En el caso de las arcillas margosas plásticas, la clasificación se mueve entre tolerable, de forma mayoritaria, y marginal.

La formación *TA* en su conjunto no presenta agresividad a los hormigones según los criterios de contenido en sulfatos y acidez Baumnan-Gully recogidos en la EHE.

En la siguiente tabla se presenta el conjunto de ensayos de laboratorio disponibles.

| REC. | PROFUNDIDADES |       |       | UNIDAD | GRANULOMETRÍA |       |       |      |       | LÍMITES DE ATTERBERG |      |      | CLASIF. |      | HUMEDAD Y DENSIDAD |                                | C.SIMPLE |                             | CORTE DIRECTO            |        | ENSAYOS QUIMICOS |                         |       |         |
|------|---------------|-------|-------|--------|---------------|-------|-------|------|-------|----------------------|------|------|---------|------|--------------------|--------------------------------|----------|-----------------------------|--------------------------|--------|------------------|-------------------------|-------|---------|
|      | P1            | P2    | P     |        | #20           | #5    | #2    | #0.4 | #0,08 | LL                   | LP   | IP   | Casag   | USCS | w (%)              | $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> ) | Def %    | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | C' (kp/cm <sup>2</sup> ) | FI'    | M.O. (%)         | SO <sub>4</sub> (mg/Kg) | A.B.G | S.S.(%) |
| S-1  | 19.00         | 19.60 | 19.30 | Ta     | 100.0         | 97.3  | 93.4  | 81.5 | 64.2  | 47.0                 | 22.8 | 24.2 | CL      | CL   | 20.5               | 1.54                           | 5.20     | 0.40                        | 0.37                     | 25.2°  |                  |                         |       |         |
| S-1  | 22.60         | 23.20 | 22.90 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 99.9  | 99.0 | 53.4  | 44.1                 | 21.2 | 22.9 | CL      | CL   | 19.5               | 1.78                           | 3.40     | 10.30                       |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-2  | 21            | 21.6  | 21.30 | Ta     | 100.0         | 81.0  | 69.4  | 52.9 | 38.4  | 36.8                 | 14.8 | 22.0 | CL      | SC   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-2  | 33.0          | 33.6  | 33.30 | Ta     | 91.9          | 77.0  | 63.9  | 24.9 | 8.1   | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-2  | 15.00         | 15.60 | 15.30 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 98.4  | 91.2 | 71.1  | 52.6                 | 16.6 | 36.0 | CH      | CH   | 27.4               | 1.55                           | 4.90     | 0.90                        |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-2  | 27.70         | 28.00 | 27.85 | Ta     | 100.0         | 99.7  | 99.1  | 92.9 | 69.5  | 60.4                 | 28.6 | 31.8 | CH      | CH   | 24.9               | 1.52                           | 4.80     | 9.00                        |                          |        |                  | 196.00                  | 9     |         |
| S-3  | 18.00         | 18.60 | 18.30 | Ta     | 100.0         | 99.2  | 98.4  | 94.7 | 88.8  | 60.4                 | 22.2 | 38.2 | CH      | CH   | 26.6               | 1.58                           | 13.70    | 2.60                        |                          |        |                  | 219.00                  | 3     |         |
| S-3  | 21.6          | 22.2  | 21.90 | Ta     | 100.0         | 95.9  | 93.6  | 92.8 | 33.9  | 25.8                 | 22.5 | 3.3  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-3  | 43.30         | 43.60 | 43.45 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 98.8  | 96.8 | 83.9  | 65.3                 | 24.1 | 41.2 | CH      | CH   | 27.20              | 1.59                           | 4.70     | 11.20                       |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-3  | 49.0          | 49.4  | 49.20 | Ta     | 100.0         | 92.2  | 86.2  | 54.6 | 34.4  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-4  | 15.0          | 15.6  | 15.30 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 99.6  | 94.0 | 61.7  | 41.6                 | 14.5 | 27.1 | CL      | CL   | 24                 | 1.68                           | 13.6     | 3.3                         |                          |        |                  | 246.00                  | 3     |         |
| S-4  | 21.3          | 21.9  | 21.60 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 99.4  | 88.6 | 23.1  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-4  | 24.5          | 24.8  | 24.65 | Ta     | 94.5          | 87.8  | 85.5  | 81.7 | 45.1  | 32.2                 | 16.3 | 15.9 | CL      | SC   | 14.5               | 1.86                           | 6.7      | 2.8                         |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-4  | 30.0          | 30.4  | 30.20 | Ta     | 100.0         | 90.5  | 86.1  | 82.6 | 10.3  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-4  | 41.2          | 41.8  | 41.50 | Ta     | 100.0         | 96.8  | 92.9  | 81.8 | 40.4  | 29.2                 | 17.5 | 11.7 | CL      | SC   | 15                 | 1.87                           | 1.6      | 0.4                         |                          |        |                  | 237.00                  | 4     |         |
| S-5  | 23.50         | 23.80 | 23.65 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 99.4  | 96.7 | 78.9  | 62.8                 | 24.9 | 37.9 | CH      | CH   | 23.90              | 1.55                           | 6.90     | 13.00                       |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-5  | 30.0          | 30.6  | 30.30 | Ta     | 100.0         | 68.9  | 54.2  | 39.7 | 14.1  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-6  | 15.0          | 15.6  | 15.30 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 100.0 | 96.9 | 21.6  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  | 255.00                  | 11    |         |
| S-6  | 22.0          | 22.6  | 22.30 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 100.0 | 99.5 | 26.3  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-6  | 37.00         | 37.60 | 37.30 | Ta     | 100.0         | 99.0  | 98.7  | 97.4 | 71.1  | 52.7                 | 24.2 | 28.5 | CH      | CH   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-6  | 43.5          | 43.8  | 43.65 | Ta     | 90.9          | 27.6  | 18.5  | 7.1  | 3.9   | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | GP   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-7  | 15.0          | 15.6  | 15.30 | Ta     | 100.0         | 93.3  | 86.6  | 63.2 | 34.9  | 32.9                 | 16.4 | 16.5 | CL      | SC   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-7  | 21.00         | 21.60 | 21.30 | Ta     | 100.0         | 99.5  | 98.6  | 95.8 | 84.3  | 76.4                 | 28.2 | 48.2 | CH      | CH   | 31.90              | 1.48                           | 10.00    | 2.40                        | 0.53                     | 27.50° |                  |                         |       |         |
| S-8  | 23.00         | 23.60 | 23.30 | Ta     | 100.0         | 99.4  | 98.8  | 98.3 | 96.7  | 80.0                 | 22.0 | 58.0 | CH      | CH   | 32.80              | 1.42                           | 2.40     | 1.90                        |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-7  | 34.0          | 34.6  | 34.30 | Ta     | 100.0         | 84.5  | 79.5  | 66.8 | 13.6  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  | 164.00                  | 0     |         |
| S-7  | 46.0          | 46.4  | 46.20 | Ta     | 100.0         | 99.7  | 98.3  | 82.9 | 46.8  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-8  | 17.6          | 18.2  | 17.90 | Ta     | 100.0         | 97.4  | 92.6  | 58.7 | 28.8  | 35.8                 | 21.0 | 14.8 | CL      | SC   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-8  | 29.2          | 29.5  | 29.35 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 100.0 | 90.0 | 17.9  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-9  | 7             | 7.6   | 7.30  | Ta     | 100.0         | 81.1  | 69.9  | 48.5 | 10.8  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  | 167                     | 3     |         |
| S-9  | 27            | 27.5  | 27.25 | Ta     | 100.0         | 100.0 | 99.4  | 95.8 | 26.3  | 0.0                  | 0.0  | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  | 278                     | 1     |         |
| S-10 | 9             | 9.6   | 9.30  | Ta     | 100.0         | 96.8  | 92.3  | 78.8 | 11.1  | 0                    | 0    | 0.0  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |
| S-10 | 14.5          | 15.1  | 14.80 | Ta     | 100.0         | 96.9  | 93.4  | 64.3 | 12.3  | 19                   | 17.1 | 1.9  | ML      | SM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  | 179                     | 9     |         |
| S-10 | 25            | 25.4  | 25.20 | Ta     | 100.0         | 43.8  | 36.7  | 29.3 | 8.9   | 0                    | 0    | 0.0  | ML      | GM   |                    |                                |          |                             |                          |        |                  |                         |       |         |

Tabla 1. Ensayos realizados en la Unidad T<sub>A</sub>

**5.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TERRENO PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS.**

Se ha analizado toda la información geotécnica disponible (parámetros obtenidos directamente de ensayos de campo, parámetros obtenidos directamente de ensayos de laboratorio y parámetros obtenidos indirectamente por correlación con los resultados de los ensayos SPT).

En base a este análisis se han definido los parámetros de diseño para los todos grupos geotécnicos presentes en el enlace. Estos parámetros se resumen a continuación.

Definición de niveles geotécnicos de cálculo:

- **Q<sub>XA</sub>** – Materiales de origen antrópico no estructurales.
- **Q<sub>XT</sub>** – Materiales de origen antrópico de tipo estructural.
- **Q<sub>XE</sub>** – Materiales tipo escollera en protección de rellenos y cauces.
- **Q<sub>M</sub>** – Fangos de marisma. Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos.
- **T<sub>A</sub>** – Arenas amarillas/beige y biocalcarenitas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas. Para los cálculos realizados se han considerados dos niveles geotécnicos diferenciados dentro de esta unidad litológica:
  - Nivel Geotécnico TA secuencia de techo, alterada de compacidad media, compuesto por arenas limosas y limo-arcillosas con algunas gravas.
  - Nivel Geotécnico TA hasta muro investigado en 49,00m / Nivel TA secuencia de muro de compacidad densa-muy densa, compuesto por arenas limosas con algunas gravas, y pasadas o niveles netamente arcillosos y arcillo-margosos.

**5.1.- PERFIL GEOTÉCNICO TIPO**

Las descripciones geológicas de las litologías en estudio, junto a la caracterización geotécnica de estas formaciones, desarrollada en los apartados precedentes, permite resumir los siguientes niveles geotécnicos, presentes en las tres estructuras estudiadas:

Perfil esquemático tipo (profundidades / m)

**ESTRUCTURAS 1 Y 2**

|             |       |   |       |   |   |
|-------------|-------|---|-------|---|---|
| De          | 0,00  | a | 15,00 | <b>Marisma</b>  | <b>Unidad Q<sub>M</sub></b>                               |
| De          | 15,00 | a | 20,00 | <b>Terciario, secuencia de techo Meteorizado de menor resistencia</b> | <b>T<sub>A</sub> en contacto con la unidad de marisma</b> |
| A partir de | 20,00 | a | muro  | <b>Terciario, Secuencia de Muro. Compacidad Muy Densa.</b>            | <b>T<sub>A</sub></b>                                      |

**ESTRUCTURA 3**

|             |       |   |       |   |   |
|-------------|-------|---|-------|---|---|
| De          | 0,00  | a | 9,00  | <b>Marisma</b>  | <b>Unidad Q<sub>M</sub></b>                               |
| De          | 9,00  | a | 12,00 | <b>Terciario, secuencia de techo Meteorizado de menor resistencia</b> | <b>T<sub>A</sub> en contacto con la unidad de marisma</b> |
| A partir de | 12,00 | a | muro  | <b>Terciario, Secuencia de Muro. Compacidad Muy Densa.</b>            | <b>T<sub>A</sub></b>                                      |

Para asignar los parámetros geotécnicos de cálculo se han observado los resultados obtenidos en la campaña de ensayos de laboratorio, y se ha analizado su dispersión y representatividad. Posteriormente, dada la amplitud de la horquilla de valores obtenidos en algunos parámetros, se han comparado con las recomendaciones bibliográficas al uso según diferentes autores.

Las correlaciones y comparativas bibliográficas utilizadas se resumen en las tablas siguientes:

| Nspt  | Qu (kg/cm <sup>2</sup> ) | Descripción  | E (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|--------------------------|--------------|-------------------------|
| < 2   | < 0,25                   | Muy blanda   | 5                       |
| 2-4   | 0,25-0,50                | Blanda       | 50                      |
| 4-8   | 0,5-1,0                  | Media        | 50-90                   |
| 8-15  | 1,0-2,0                  | Compacta     | 90-200                  |
| 15-30 | 2,0-4,0                  | Muy compacta | >200                    |
| >30   | >4,0                     | Dura         | >400                    |

Fuente: Muelas Rodríguez, A.; "Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones"

| Autor                        | Correlación                       | Tipo de material |
|------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| Butler (1974)                | E' (kp/cm <sup>2</sup> ) = 130 Su | Arcillas         |
| Henkel (1971) y Wroth (1971) | E' (kp/cm <sup>2</sup> ) = 220 Su | Arcillas         |
| Jiménez Salas (1981)         | Eu (kp/cm <sup>2</sup> ) = 400 Su | Arcillas         |

| Autor                | Correlación   | Tipo de material                           |
|----------------------|---|--|
| Webb (1974)          | E (kp/cm <sup>2</sup> ) = 5 (N <sub>SPT</sub> + 15)   | Arenas finas por encima del nivel freático |
|                      | E (kp/cm <sup>2</sup> ) = 3.3 (N <sub>SPT</sub> + 15) | Arenas arcillosas                          |
|                      | E (kp/cm <sup>2</sup> ) = 4 (N <sub>SPT</sub> + 12)   | Casos intermedios                          |
| Meigh y Nixon (1961) | E (kp/cm <sup>2</sup> ) = 5 N <sub>SPT</sub>          | Limos y limos arenosos                     |
|                      | E (kp/cm <sup>2</sup> ) = 8 N <sub>SPT</sub>          | Arenas finas                               |

| Tipo de suelo / descripción<br><i>Hough, 1969 y Lambe y Whitman, 1969</i> | valores de $\phi'$ según compactación |       |       |
|---|---------------------------------------|-------|-------|
|   | Suelto                                | Medio | Denso |
| Arcillas y limos No Plásticos   | 26-30                                 | 28-32 | 30-34 |
| Arenas uniformes finas-medias   | 26-30                                 | 30-34 | 32-36 |
| Arenas bien graduadas   | 30-40                                 | 34-40 | 38-46 |
| Arenas y gravas   | 32-36                                 | 36-42 | 40-48 |

**5.2.- PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS SUELOS DEL SUSTRATO.**

Los criterios básicos en la definición de los parámetros geotécnicos de cálculo han sido:

- Los valores de densidad de todos los materiales presentes en el corredor, se han adoptado a partir de los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio.
- Para la resistencia al corte de los materiales del tramo, se han analizado los valores de los ensayos de corte directo, ensayos triaxiales y resistencia a compresión simple realizados, descartándose aquellos valores que se han considerado anómalos y no representativos del comportamiento normal de las formaciones, adoptando valores dentro del intervalo habitual, sancionado por la experiencia, para el tipo de suelos interceptado por la traza y quedándonos dentro de lado de la seguridad en relación con los valores medios de los resultados de laboratorio de los ensayos realizados.
- Para el estudio de deformabilidad por el modelo edométrico, se han adoptado los valores medios de los resultados de los ensayos edométricos realizados.
- El módulo de deformación se obtiene de los datos tabulados en el Geotecnia y Cimientos, para las distintas litologías y comportamiento de los suelos del enlace.
- Para fijar el Módulo de Poisson se ha adoptado el siguiente criterio y este será utilizado para todos los materiales presentes en el corredor:
  - Arenas y suelos granulares → ( $\mu = 0,30$ )
  - Suelos arcillosos medios y duros → ( $\mu = 0,30$ )
  - Arcillas blandas → ( $\mu = 0,40$ )
  - Mezcla de arcillas y limos → ( $\mu = 0,35$ )

- Para acotar la permeabilidad de los materiales del sustrato se han adoptados los valores medios obtenidos en los ensayos de permeabilidad Lefranc realizados en el interior de los sondeos a rotación, así como los resultados de los ensayos de disipación realizados.

Los parámetros geotécnicos, para los materiales del sustrato, adoptados y propuestos para el cálculo de las cimentaciones son los siguientes.

- $Q_M$  – Fangos de marisma. Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos.

| PARÁMETROS ADOPTADOS:                                    | Fangos de Marisma | Unidad Geotecnia $Q_M$ | CUATERNARIO |
|--|-------------------|------------------------|-------------|
| Densidad seca:   | 1,14              | Tn/m3                  | 11,4 kN/m3  |
| Humedad:   | 48                | %                      |             |
| Densidad aparente:                                       | 1,69              | Tn/m3                  | 16,9 kN/m3  |
| Cohesión efectiva:                                       | 0,55              | Tn/m2                  | 5,5 kPa     |
| Rozamiento:  | 14                | °                      |             |
| Cohesión sin drenaje:                                    | 0,11              | kg/cm2                 | 11 kPa      |
| Módulo de elasticidad:                                   | 143               | Tn/m2                  | 550 kPa     |
| Coef. de Poisson:  | 0,4               |                        |             |
| Coeficiente de compresión (Cc)                           | 0,452             |                        |             |
| Coeficiente de retracción (Cs)                           | 0,062             |                        |             |
| Índice de poros inicial ( $e_0$ )                        | 1,34              |                        |             |
| Coef. Consolidación vertical (Cv)                        | 3,50E-03          | m2/día                 |             |
| Coef. Consolidación horizontal (Ch)                      | 1,16E-03          | m2/día                 |             |
| Permeabilidad horizontal (Kh)                            | 3 10-3            | m/día                  |             |
| Permeabilidad vertical (Kv)                              | 2 10-4            | m/día                  |             |
| <b>AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN:</b>                   |                   |                        |             |
| Agresividad FUERTE, clase específica de exposición $Q_c$ |                   |                        |             |
| <b>COEFICIENTE SÍSMICO</b>                               |                   |                        |             |
| Tipo de suelo IV. C=2,0                                  |                   |                        |             |

- **T<sub>A</sub>** – Arenas amarillas/beige y biocalcarenitas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.

|  |  |       |       |       |
|--|--|-------|-------|-------|
| <b>PARÁMETROS ADOPTADOS:</b>   | Arenas amarillas. Intercalaciones de limos, arcillas y gravas. |       |       |       |
|  | Unidad Geotécnica TA. Terciario - Plioceno                     |       |       |       |
| Nivel TA secuencia Terciaria.<br>Compuesta por arenas limosas y limo-arcillosas, con algunas gravas, y con niveles de arcillas y arcillas margosas.                          |  |       |       |       |
| Se han diferenciado dos niveles dentro de la unidad TA:  |  |       |       |       |
| <b>TA Alterada secuencia de techo.</b>   | Terciario - Plioceno   |       |       |       |
| Nivel TA secuencia de techo, alterado en contacto con el nivel de marisma, de compacidad media.<br>Compuesto por arenas limosas y limo-arcillosas con algunas gravas.        |  |       |       |       |
| Densidad aparente:   | 1,9  | Tn/m3 | 19    | kN/m3 |
| Cohesión efectiva:   | 1,8  | Tn/m2 | 18    | kPa   |
| Rozamiento:  | 26   | °     |       |       |
| Módulo de elasticidad:   | 3900   | Tn/m2 | 39000 | kPa   |
| Coef. de Poisson:  | 0,3  |       |       |       |
| <b>AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN:</b>   |  |       |       |       |
| No AGRESIVO  |  |       |       |       |
| <b>COEFICIENTE SÍSMICO</b>   |  |       |       |       |
| Se propone Tipo de suelo III. C=1,6  |  |       |       |       |
| <b>TA secuencia de muro</b>  | Terciario - Plioceno   |       |       |       |
| Nivel TA secuencia de muro de compacidad densa a muy densa.<br>Compuesto por arenas limosas con algunas gravas, y pasadas o niveles netamente arcillosos y arcillo-margosos. |  |       |       |       |
| Densidad aparente:   | 1,9  | Tn/m3 | 19    | kN/m3 |
| Cohesión efectiva:   | 3,5  | Tn/m2 | 35    | kPa   |
| Rozamiento:  | 28   | °     |       |       |
| Módulo de elasticidad:   | 7500   | Tn/m2 | 75000 | kPa   |
| Coef. de Poisson:  | 0,3  |       |       |       |
| <b>AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN:</b>   |  |       |       |       |
| No AGRESIVO  |  |       |       |       |
| <b>COEFICIENTE SÍSMICO</b>   |  |       |       |       |
| Se propone Tipo de suelo III. C=1,6  |  |       |       |       |

*Resultado ensayos presiométricos*

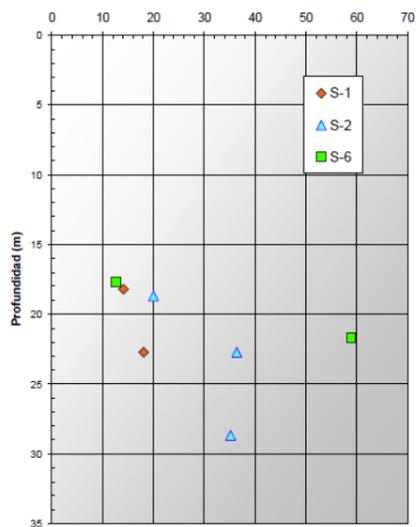
Las resistencias unitarias por fuste y punta en los niveles Terciarios se han obtenido aplicando la formulación de la GCOC para suelos arenosos según el método basado en ensayos presiométricos.

Para el resultado de la presión límite se ha obtenido una correlación con la profundidad conservadora en relación con los resultados reales obtenidos.

En los sondeos S-1-III, S-2-III y S-6-III ejecutados en la campaña complementaria realizada para la ejecución de las obras del TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO. CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO. UTE SACYR-PRINUR / Uriel y Asociados. Noviembre y Diciembre de 2008, se realizaron ensayos presiométricos, en los viaductos en construcción, cuyos resultados se exponen en la tabla siguiente.

|     | Prof. m | E <sub>M</sub> kp/cm <sup>2</sup> | P <sub>L</sub> kp/cm <sup>2</sup> | E <sub>M</sub> /P <sub>L</sub> | α    | E <sub>eod</sub> kp/cm <sup>2</sup> | ν   | E (s/EM) kp/cm <sup>2</sup> | Suelo                                       |
|-----|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|------|-------------------------------------|-----|-----------------------------|---|
| S-1 | 18,2    | 162,75                            | 14,142                            | 11,5                           | 0,66 | 246,59                              | 0,3 | 183,2                       | Limos y arcillas, vetas de arenas, indicios |
| S-1 | 22,7    | 135,89                            | 18,06                             | 7,5                            | 0,5  | 271,78                              | 0,3 | 201,9                       | Arenas arcillosas                           |
| S-1 | 32,7    | 618                               | --                                | --                             | 0,5  | 1236                                | 0,3 | 918,2                       | Arenas bastante arcillosas                  |
| S-2 | 18,7    | 140,92                            | 20,054                            | 7,0                            | 0,33 | 427,03                              | 0,3 | 317,2                       | Arenas algo limosas media comp.             |
| S-2 | 22,7    | 405,07                            | 36,37                             | 11,1                           | 0,4  | 1012,7                              | 0,3 | 752,3                       | Arenas algo limosas media comp.             |
| S-2 | 28,7    | 281,91                            | 35,213                            | 8,0                            | 0,33 | 854,27                              | 0,3 | 634,6                       | Arenas algo limosas, densas                 |
| S-6 | 17,7    | 116,19                            | 12,64                             | 9,2                            | 0,5  | 232,38                              | 0,3 | 172,6                       | Arenas arcillosas                           |
| S-6 | 21,7    | 495,31                            | 58,87                             | 8,4                            | 0,4  | 1238,3                              | 0,3 | 919,9                       | Arenas algo limosas densas                  |
| S-6 | 25,2    | 1833,5                            | --                                | --                             | 0,5  | 3667,1                              | 0,3 | 2724                        | Arenas muy densas (con biocalc.)            |

En el Gráfico siguiente, se representan todos los valores obtenidos.

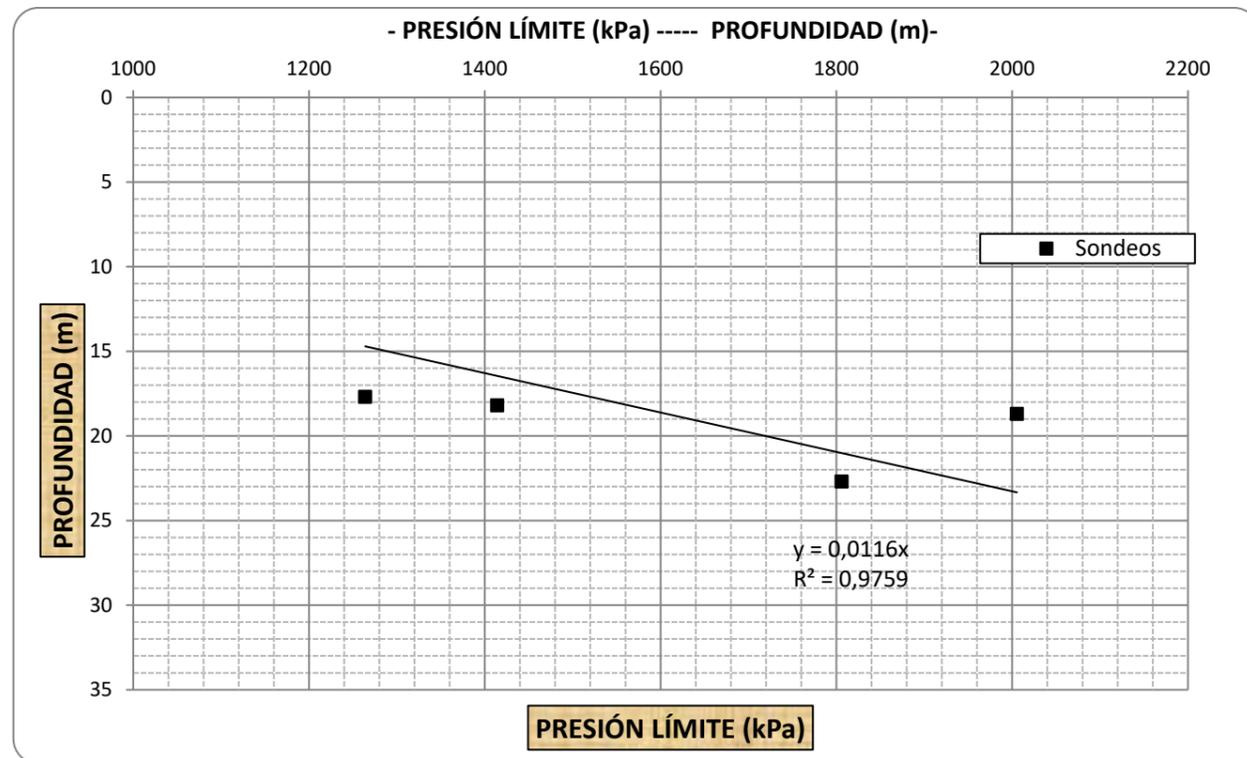


**Gráfico.** Relación Presión Límite (kp/cm<sup>2</sup>) – profundidad del ensayo (m).

A la vista del grafico se puede concluir que existe un aumento de la Presión Límite con la profundidad de ejecución del ensayo, con valores medios superiores a 15 kp/cm2 para profundidades de 20 metros de profundidad y valores medios en el entorno de 35 kp/cm2 para profundidades de 25 m.

En uno de los ensayos ejecutado a unos 22 metros de profundidad se ha obtenido una presión límite próxima a 60 kp/cm2.

De todos los resultados obtenidos y con el fin de quedarnos del lado de la seguridad, no se han considerado valores de la Presión Límite superiores a 30 kp/cm<sup>2</sup>, quedándonos con los valores más moderados. Los valores y correlación obtenida en este caso se exponen en la siguiente Gráfica.



**Gráfico.** Relación Presión Límite (kp/cm<sup>2</sup>) – profundidad del ensayo (m)

Eliminados valores de PL superiores a 30 kp/cm<sup>2</sup>.

Se obtiene por tanto la siguiente correlación: **Presión Límite = 86.2 z (kPa).**

Donde z = profundidad en metros desde la superficie del terreno.

*Rigidez transversal de los pilotes*

Para la comprobación de los pilotes bajo carga horizontal, se adoptarán los siguientes valores de rigidez horizontal:

| <b>K<sub>h</sub></b>    | <b>uds</b>                                  | <b>Formación</b>  |
|-------------------------|---|---|
| 100                     | Tn/<br>m3 1000 kN/m3                        | Marisma<br>Nivel TA secuencia de techo,<br>alterado en contacto con el<br>nivel de marisma, de<br>compacidad media. |
| 2500                    | Tn/<br>m3 25000 kN/m3                       | Nivel TA secuencia de muro de<br>compacidad densa a muy<br>densa.   |
| 3500 + 650 x<br>Δ z (*) | Tn/<br>m3 Hasta un máximo de<br>12000 Tn/m3 |   |

(\*) Δ z = incremento de profundidad, a partir del muro del nivel TA secuencia de techo.

**Tabla.** Valores módulo de balasto horizontal.

Para el caso de los suelos Terciarios estos valores se han obtenido por correlación con los resultados en los ensayos edométricos para el Módulo presiométrico de Menard.

El módulo de balasto horizontal a adoptar en los cálculos de dimensionamiento de los pilotes (empujes horizontales) puede estimarse, a partir de la información proporcionada por los ensayos presiométricos, mediante la siguiente expresión, propuesta por el Centre d'Etudes de Menard:

$$\frac{1}{k} = \frac{2}{9 \cdot E_M} \cdot B_0 \cdot \left(\frac{B}{B_0} \cdot 2,65\right)^\alpha + \frac{\alpha}{6 \cdot E_M} \cdot B$$

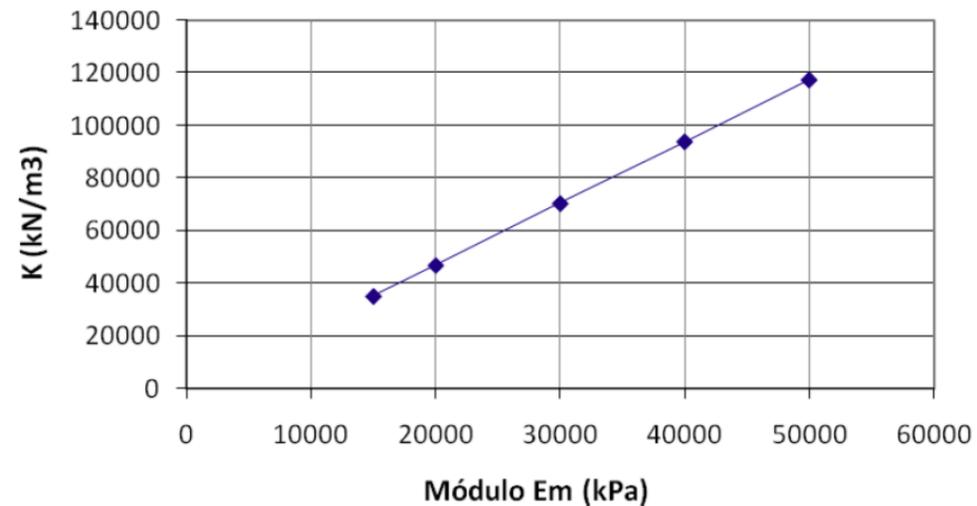
Donde:

- k      módulo de balasto
- B      diámetro del pilote (se considera 1,8 m)
- B<sub>0</sub>    diámetro de referencia de valor 0,6 m.
- E<sub>M</sub>    Módulo presiométricos de Menard, que puede considerarse creciente con la profundidad, de acuerdo con una menor alteración en profundidad.
- α      Parámetro dependiente de la naturaleza del terreno (reología), para el que se adopta el valor de α=0,4.

Esta estimación se considera más precisa que la habitualmente empleada a partir de correlaciones generalistas con la naturaleza del suelo.

En el gráfico siguiente se muestra la relación entre el módulo presiométrico de Menard y el coeficiente de balasto.

El valor finalmente propuesto es de  $K_n = 35000 \text{ kN/m}^3$ , con un incremento de  $6500 \text{ kN/m}^3$  por metro de profundidad, hasta un valor máximo de  $K_h = 120000 \text{ kN/m}^3$ .



**Gráfico.** Relación entre el módulo presiométrico de Menard y el coeficiente de balasto.

### 5.3.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MATERIALES DE APORTACIÓN

Para los materiales de aportación se han adoptado los siguientes parámetros geotécnicos de cálculo:

- MATERIAL PARA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES:

La construcción de los rellenos se ha proyectado con material de las canteras y yacimientos propuestos en el **Anejo nº. - 3 Geología y Procedencia de Materiales**.

Como parámetros mecánicos de material de relleno se han adoptado los valores siguientes:

|                                     |            |
|-------------------------------------|------------|
| TERRAPLÉN:<br>PARÁMETROS ADOPTADOS: |            |
| Capas de terraplén:                 |            |
| Densidad aparente:                  | 2 Tn/m3    |
| Cohesión efectiva:                  | 2 Tn/m2    |
| Rozamiento:                         | 34 °       |
| Módulo de elasticidad:              | 2500 Tn/m2 |
| Coef. de Poisson:                   | 0,33       |

El material se pondrá en obra según las condiciones especificadas en el artículo 330 del PG3.

- ESCOLLERA:

En el caso de escollera colocada en sostenimiento y protección de taludes y muros se adoptarán las siguientes propiedades:

|                                     |           |
|-------------------------------------|-----------|
| ESCOLLERA:<br>PARÁMETROS ADOPTADOS: |           |
| Densidad aparente:                  | 19 Tn/m3  |
| Cohesión efectiva:                  | 0 Tn/m2   |
| Rozamiento:                         | 40 °      |
| Escollera hormigonada:              |           |
| Cohesión efectiva:                  | 100 Tn/m2 |
| Rozamiento:                         | 40 °      |

NOTA. Para definir el ángulo de rozamiento de la escollera se ha adoptado el valor medio aportado por la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

• GRAVA:

Para el diseño de las columnas de gravas de mejora del terreno en los terraplenes de mayor altura, se han adoptado los siguientes parámetros geotécnicos:

| COLUMNAS DE GRAVA:     |      |                   |                         |
|------------------------|------|-------------------|-------------------------|
| Densidad aparente:     | 22   | Tn/m <sup>3</sup> |                         |
| Rozamiento:            | 38   | °                 |                         |
| Cohesión efectiva:     | 0,05 | Tn/m <sup>2</sup> |                         |
| Módulo de elasticidad: | 2300 | Tn/m <sup>2</sup> | 23000 kN/m <sup>2</sup> |
| Coef. de Poisson:      | 0,3  |                   |                         |

• PEDRAPLÉN:

Para el diseño de los saneos y relleno con material tipo pedraplén para mejora del terreno de cimentación en los terraplenes, en su caso, se adoptarán los siguientes parámetros geotécnicos:

| PEDRAPLÉN:<br>PARÁMETROS ADOPTADOS:    |                        |
|--|------------------------|
| Capa de pedraplén en base del relleno: |                        |
| Densidad aparente:                     | 1,9 Tn/m <sup>3</sup>  |
| Cohesión efectiva:                     | 0 Tn/m <sup>2</sup>    |
| Rozamiento:                            | 42 °                   |
| Módulo de elasticidad:                 | 3500 Tn/m <sup>2</sup> |
| Coef. de Poisson:                      | 0,3                    |

• ESCOLLERA:

Para el diseño de escolleras se han adoptado los siguientes parámetros geotécnicos:

| ESCOLLERA:<br>PARÁMETROS ADOPTADOS: |                       |
|-------------------------------------|-----------------------|
| Densidad aparente:                  | 19 Tn/m <sup>3</sup>  |
| Cohesión efectiva:                  | 0 Tn/m <sup>2</sup>   |
| Rozamiento:                         | 40 °                  |
| Escollera hormigonada:              |                       |
| Cohesión efectiva:                  | 100 Tn/m <sup>2</sup> |
| Rozamiento:                         | 40 °                  |

6.- NIVEL FREÁTICO.

Durante la perforación de los sondeos y/o excavación de las calicatas (según la diversificación de ensayos de campo), se presta especial atención a la identificación de lámina freática, a partir de la cual aparecen tensiones neutras en el suelo, por la repercusión decisiva que representa respecto al diseño de cimientos, muros y estructuras, así como al procedimiento de construcción. En las prospecciones de campo realizadas se ha acotado la posición del nivel freático a las siguientes profundidades:

| Sondeo | Profundidad NF (m) | Fecha de medición  | Calicata | Profundidad NF (m) | Fecha de medición |
|--------|--------------------|--------------------|----------|--------------------|-------------------|
| S-1    | 7,70 *             | 7 - agosto - 2007  | C-1      | --                 | --                |
| S-2    | 4,00               | 24 - julio -2007   | C-2      | --                 | --                |
| S-3    | 4,40               | 7 - agosto - 2007  | C-3      | 1,70               | 9 - agosto - 2007 |
| S-4    | 4,30               | 16 - agosto - 2007 | C-4      | --                 | --                |
| S-5    | 5,60               | 1 - agosto - 2007  | C-5      | --                 | --                |
| S-6    | 4,20               | 7 - agosto - 2007  | C-6      | 1,80               | 9 - agosto - 2007 |
| S-7    | 3,00               | 1 - agosto - 2007  | C-7      | --                 | --                |
| S-8    | 8,45 *             |                    |          |                    |                   |
| S-9    | 2,75               | 26 - julio -2007   |          |                    |                   |
| S-10   | 3,00               |                    |          |                    |                   |

\* realizado desde nivel de capa de rodadura en terraplenes viarios existentes

De manera general la línea piezométrica se sitúa superficial, a cota topográfica 0 aproximadamente, como corresponde al entorno de marisma del tramo, dominado por canales mareales, donde la sedimentación y los pulsos de inundación son controlados cíclicamente por el flujo y reflujos de la marea.



Imagen representativa de la situación del nivel freático en la zona de proyecto

La línea de nivel freático se ha representado en los perfiles geotécnicos (trazado y estructuras), adjuntados en los apéndices nº 1, 2 y 3.

## 7.- AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN

En los emplazamientos de las estructuras previstas se han realizado ensayos de agresividad tanto del suelo como del agua freática, para obtener el grado de ataque al hormigón, si lo hubiera, según la EHE.

### AGRESIVIDAD DE SUELO:

Los suelos de la unidad Q<sub>M</sub>, que afectan al total del trazado y que se extienden entre la superficie y unos 15 metros de profundidad media, presentan una agresividad fuerte por presencia de sulfatos.

El sustrato de base constituido por la unidad TA, no presenta agresividad al hormigón.

### AGRESIVIDAD DEL AGUA FREÁTICA:

El agua freática analizada en los sondeos S-3, S-6, S-7 y S-9, ha proporcionado grados de ataque comprendidos entre medio y fuerte, bien por sulfatos o bien por contenido en CO<sub>2</sub> agresivo o por ambos motivos.

De acuerdo a la nomenclatura de la EHE, para las cimentaciones previstas en el proyecto se debe considerar lo siguiente:

Clase general de exposición: IIIc

Agresividad FUERTE. Clase específica de exposición: Qc

## 8.- SISMICIDAD

La Norma de Construcción Sismorresistente de 27 de septiembre de 2002 (NCSE-02) proporciona los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de obras a las que es aplicable la citada Norma.

A efectos de esta Norma las construcciones se clasifican en:

1. De moderada importancia. Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos.
2. De normal importancia. Aquellas cuya destrucción por el terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trata de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
3. De especial importancia. Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos.

No es obligatoria la aplicación de esta Norma en las construcciones de moderada importancia y en aquellas en que la aceleración sísmica básica  $a_b$ , sea inferior a 0.04 g, siendo "g" la aceleración de la gravedad.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica que suministra para cada punto del territorio y expresada en relación al valor de la gravedad la aceleración sísmica básica,  $a_b$ , un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de quinientos años. El mapa suministra también el valor del coeficiente K o de contribución, que tiene en cuenta la influencia de la peligrosidad sísmica de cada punto de los distintos tipos de terremotos considerados en el cálculo de la misma.

La aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ ) se define como el producto de  $s \cdot \rho \cdot a_b$ , siendo  $\rho$  un coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor es de 1 para construcción de importancia normal y de 1.30 para construcción de importancia especial, y  $s$  el coeficiente de amplificación del terreno.

También contempla la Norma la clasificación del terreno según un coeficiente de Terreno:

- Terreno I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas de cizalla  $V_s > 750$  m/s. Coeficiente  $c = 1,0$ .
- Terreno II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos y cohesivos duros.  $750 \text{ m/s} \geq V_s \geq 400$  m/s. Coeficiente  $c = 1,3$ .

- Terreno III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme.  $400 \text{ m/s} \geq V_s \geq 200 \text{ m/s}$ . Coeficiente  $C= 1,6$ .
- Terreno IV: Suelo granular suelto, o cohesivo blando.  $V_s \leq 200 \text{ m/s}$ . Coeficiente  $C= 2,0$ .

Para la zona de estudio se obtienen los siguientes parámetros de cálculo:

| MUNICIPIO PRÓXIMO | ACELERACIÓN BÁSICA<br>( $a_b$ ) | COEF. CONTRIBUCIÓN<br>(K) |
|-------------------|---------------------------------|---------------------------|
| San Fernando      | 0.06g                           | 1,3                       |
| Chiclana          | 0,05g                           | 1,3                       |

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07 los emplazamientos de las estructuras en estudio pueden caracterizarse por los siguientes Coeficientes Sísmicos:

| UNIDAD GEOTÉCNICA |  | Tipo de terreno /<br>Coeficiente Sísmico C |
|-------------------|--|--|
| • $Q_M$           | Fangos de marisma. Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos.<br>Suelo granular FLOJO A MUY FLOJO, o cohesivo de consistencia BLANDA A MUY BLANDA. | Tipo IV / 2,00                             |
| • $T_A$           | Arenas amarillas/beige y biocalcarenitas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.<br>Arenas de compacidad MEDIA A DENSA.  | Tipo III / 1,60                            |

El coeficiente C correspondiente a un emplazamiento concreto, dependerá de las características de los primeros 30 metros bajo la superficie. Para obtener su valor, se determinarán los espesores  $e_1, e_2, e_3,$  y  $e_4$  de los tipos terreno I, II, III y IV, respectivamente, existentes en esos primeros 30 m. Se adoptará como valor de C, el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes  $C_i$  de cada estrato con su espesor  $e_i$ , en metros (m), mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

Por tanto, en función del perfil estratigráfico en cada estructura habrá que definir un coeficiente C de amplificación del terreno para cada estructura o apoyo de la misma.

Para definir el comportamiento de los suelos de las estructuras del tramo y el cálculo de dichos coeficientes se han seguido los valores medios de los SPT obtenidos en todas las campañas de sondeos realizadas, durante los años 1994, 2005, 2008 y 2016, recogidos en distintos cuadros del Anejo 7. Estos resultados ratifican los coeficientes adoptados.

En el Anejo nº4.- Efectos Sísmicos, se presenta en detalle la información sobre el sismo, para cada estructura proyectada.

### 9.- CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

Con carácter general y salvo que se exprese lo contrario, se han aplicado en el presente los métodos y comprobaciones recogidos en la GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA (en adelante G.C.O.C.) editada por el Ministerio de Fomento, de expresa y directa aplicación a las obras proyectadas.

#### 9.1.- CIMENTACIONES DIRECTAS

Para la adopción de valores de cálculo a emplear como parámetros geotécnicos en aquellos casos en que éstos no han sido determinados directamente a través de ensayos, se han empleado las correlaciones bibliográficas recogidas en la G.C.O.C..

##### 9.1.1.- Suelos finos

Para la adopción de valores de cálculo a emplear como parámetros geotécnicos en aquellos casos en que éstos no han sido determinados directamente a través de ensayos, se han empleado las correlaciones bibliográficas recogidas en la G.C.O.C..

##### 9.1.1.1.- Carga de hundimiento

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Donde:

$p_{vh}$  = Presión vertical de hundimiento.

$q$  = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.

$c$  = Cohesión de cálculo.

$\gamma$  = Peso específico del terreno.

$B$  = Anchura equivalente del cimiento.

L = Longitud (mayor dimensión) del cimiento.

D = Profundidad del plano de apoyo

N<sub>q</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub> = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

d<sub>q</sub>, i<sub>q</sub>, s<sub>q</sub>, t<sub>q</sub>, r<sub>q</sub> = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c, γ, indican con cual de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

No se ha aplicado la corrección por proximidad de talud ni por inclinación de carga o del plano de apoyo, aunque la primera se hace innecesaria con las profundidades mínimas de empotramiento exigidas.

La expresión de los parámetros adoptados se resume en la siguiente tabla:

| Término de sobrecarga (q)   | Término de cohesión (c)   | Término de peso específico (γ)                                 |
|---|---|--|
| $N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\phi}$       | $N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi}$   | $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi$             |
| $d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \text{arctg} \frac{D}{L}$ | $d_c = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \text{arctg} \frac{D}{L}$ | $d_\gamma = 1$   |
| $i_q = (1 - 0.7 \text{tg}\delta_B)^3 (1 - \text{tg}\delta_L)$                                 | $i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$   | $i_\gamma = (1 - \text{tg}\delta_B)^3 (1 - \text{tg}\delta_L)$ |
| $s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$   | $s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$   | $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L}$                         |
| $t_q = (1 - 0.5 \text{tg}\psi)^5$   | $t_c = \frac{t_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$   | $t_\gamma = t_q$   |
| $r_q = 1$   | $r_c = 1 - 0.4\eta$   | $r_\gamma = 1$   |

**Tabla.** Factores de cálculo de la presión vertical admisible.

9.1.1.2.- Coefficientes de seguridad

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

La seguridad frente al hundimiento se considera suficiente cuando se superan los valores mínimos que se indican en la tabla siguiente:

| COMBINACIÓN DE ACCIONES | COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO |
|-------------------------|--|
| Casi permanente (*)     | F <sub>1</sub> ≥ 3,00                          |
| Característica          | F <sub>2</sub> ≥ 2,60                          |
| Accidental              | F <sub>3</sub> ≥ 2,20                          |

**Tabla.** Coeficientes de seguridad frente al hundimiento.

El criterio aplicado en el presente es el que sigue:

- Se ha aplicado un coeficiente de seguridad de 3,0 para las situaciones de comprobación a largo plazo.
- Para las situaciones de comprobación a corto plazo, en las que se han hecho intervenir parámetros “sin drenaje”, se ha aplicado el coeficiente de seguridad F2 de 2,6, según establece la G.C.O.C..
- Además, en éstas últimas, no se ha minorado la resistencia aportada por el suelo sobre el plano de cimentación dado que no existe incertidumbre en su contribución a corto plazo, por lo que el coeficiente de seguridad sólo se ha aplicado al “término de cohesión” en la expresión de Brinch-Hansen.

9.1.1.3.- Comprobación de asientos

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

Se ha verificado que la carga de hundimiento convenientemente minorada no produce asientos inaceptables en las estructuras proyectadas.

El criterio mantenido es el recogido en la G.C.O.C. que se resume en las siguientes prescripciones:

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,5 cm.
- Asiento máximo de losas de cimentación = 5,0 cm.

El cálculo de asientos se ha realizado con el modelo elástico asumiendo la hipótesis de que la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno, mediante la formulación clásica correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq. Para el caso de una carga “q” rectangular flexible y extensible de dimensiones B\*L, la tensión a una determinada profundidad alcanza así un valor de:

$$\sigma_z = q \cdot \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left[ \frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{1+n^2+m^2}}{m^2+n^2+m \cdot n^2+1} \cdot \frac{m+n+2}{m^2+n^2+1} + \operatorname{tg}^{-1} \frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{1+n^2+m^2}+1}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right]$$

Donde:

$$m = z / B$$

$$n = L / B$$

Bajo dichas premisas se han calculado los asientos mediante el método aproximado de Steinbrenner, que proporciona para una carga dada “q”, aplicada en una superficie rectangular de dimensiones B\*L, el asiento que se produce bajo la esquina a una profundidad “z” suponiendo estrato homogéneo indefinido de propiedades E y  $\nu$ , mediante la expresión:

$$s = \frac{q \cdot B}{2 \cdot E} \cdot [A_1 \cdot \Phi_1(B,L,z) - A_2 \cdot \Phi_2(B,L,z)]$$

Donde:

$$A_1 = 1 - \nu^2$$

$$A_2 = 1 - \nu - 2\nu^2$$

$$\Phi_1 = \frac{1}{\pi} \cdot \left[ \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+n}{\sqrt{1+n^2+m^2}-n} + n \cdot \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+1}{\sqrt{1+n^2+m^2}-1} \right]$$

$$\Phi_2 = \frac{m}{\pi} \cdot \operatorname{tg}^{-1} \frac{n}{m \cdot \sqrt{1+n^2+m^2}}$$

$$m = z / B$$

$$n = L / B$$

El asiento bajo el centro de la carga, que será el máximo en el caso de cargas flexibles, equivale por superposición a cuatro veces el valor del asiento en esquina de una superficie de dimensiones iguales a la mitad de la teórica. Calculando para cada estrato el asiento en la cota de techo y de base, la

diferencia se supone que es el asiento producido en dicha capa. Integrando así el problema para cada uno de los niveles afectados, se obtiene el asiento definitivo.

Se incluye finalmente un valor estimativo del asiento medio ponderando en 2/3 el valor del asiento en el centro y en 1/3 el de la esquina, a partir del cual se ha deducido la carga admisible por asiento con las limitaciones anteriormente indicadas.

#### 9.1.1.4.- Coefficiente de balasto vertical

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

En el caso de que del análisis de la rigidez relativa de la estructura de cimentación en relación con el terreno se deduzca la necesidad de estimar un valor para evaluar la interacción, puede estimarse como parámetro característico el conocido como “coeficiente de balasto”, que se define como la razón entre la presión aplicada y el asiento producido, con dimensiones de “peso específico”:

Este coeficiente no es una propiedad intrínseca del terreno, sino que depende del tamaño de la cimentación y del nivel de cargas aplicado si se tiene en cuenta el criterio de tensiones para estimar el bulbo de presiones.

Su obtención puede llevarse a cabo mediante pruebas de carga in situ o mediante cálculos analíticos. La obtención in situ tiene el inconveniente de que no permite la reproducción del bulbo real y por tanto, los valores de asiento serían diferentes a los de la cimentación al implicar a menos estratos que ésta. Por ello en el presente documento se ha optado por la determinación mediante el cálculo analítico a partir de los asientos obtenidos según se ha expuesto anteriormente.

Según se recoge en la bibliografía técnica, es posible demostrar que en un medio elástico homogéneo indefinido, con módulo de Young E y de Poisson  $\nu$ , para una carga rectangular de dimensiones en planta B\*L, el coeficiente de balasto se obtiene mediante la expresión:

$$K = \frac{1,25 \cdot E}{\sqrt{B \cdot L} \cdot (1 - \nu^2)}$$

Dado que para los cálculos habituales se suele emplear el denominado “K<sub>30</sub>” o coeficiente de balasto correspondiente a una carga de 30 cm, el procedimiento aplicado en el presente es el que sigue:

- Determinación del asiento de la cimentación sobre el terreno estratificado.
- Obtención de un módulo equivalente para terreno homogéneo igualando el asiento obtenido.
- Dedución del coeficiente de balasto K<sub>30</sub> a partir de dicho valor aplicando la fórmula anterior con B=L=0,30 m.

En todo caso, pueden también emplearse como referencia los valores recomendados para distintas litologías tipo en el Documento Básico SE-C “Cimientos” del Código Técnico de la Edificación, recogidos en la tabla siguiente:

**Tabla D.29. Valores orientativos del coeficiente de balasto,  $K_{30}$**

| Tipo de suelo          | $K_{30}$ (MN/m <sup>3</sup> ) |
|------------------------|-------------------------------|
| Arcilla blanda         | 15 – 30                       |
| Arcilla media          | 30 – 60                       |
| Arcilla dura           | 60 – 200                      |
| Limo                   | 15 – 45                       |
| Arena floja            | 10 – 30                       |
| Arena media            | 30 – 90                       |
| Arena compacta         | 90 – 200                      |
| Grava arenosa floja    | 70 – 120                      |
| Grava arenosa compacta | 120 – 300                     |
| Margas arcillosas      | 200 – 400                     |
| Rocas algo alteradas   | 300 – 5.000                   |
| Rocas sanas            | >5.000                        |

$1 \text{ MN/m}^3 = 0,1 \text{ kg/cm}^3$

**Tabla.** Valores típicos del Módulo de Balasto.

**9.1.2.- Suelos granulares**

Para el caso de suelos con un contenido en finos (0,08 mm) menor del 35 %, se admite su comportamiento friccional y se adopta el método de Meyerhof basado en el índice N del ensayo SPT.

Según el esquema recogido en la G.C.O.C., es posible obtener la carga admisible en suelos granulares, incorporando ya la verificación de asentos, mediante la expresión siguiente:

$$P_{v,adm} = 4 \cdot N_{SPT} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_i \cdot f_W \quad (\text{kPa})$$

Donde:

- $f_B = \left(\frac{B + 0,3}{B}\right)^2 \leq 1,5$  tiene en cuenta el ancho de la cimentación (B en m)
- $f_D = \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right) \leq 1,5$  tiene en cuenta la profundidad de apoyo (D)
- $f_L = \left(\frac{L + 0,25 \cdot B}{1,25 \cdot L}\right)^2$  tiene en consideración la forma de la cimentación

incluyendo su dimensión mayor (L)

- $f_i$  cuantifica el posible movimiento de agua bajo el apoyo, no

considerado en este anejo ( $f_i=1$ )

- $f_W = 1 + 0,6 \cdot \frac{h_W}{B} \leq 1,8$  que considera la distancia del apoyo al nivel freático,  $h_W$

El valor de N a emplear en la fórmula se debe corregir en función de la profundidad del ensayo mediante los factores recogidos en la siguiente tabla:

| PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA(*)<br>AL NIVEL DEL ENSAYO (kPa) | FACTOR DE CORRECCIÓN, f<br>$N_{\text{corregido}} = f \cdot N$ |
|---|---|
| 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.

**Tabla.** Factor de corrección por profundidad del ensayo SPT.

**9.1.3.- Rocas**

9.1.3.1.- Método GCOC.

En el caso de apoyo directo en roca según se recoge en la G.C.O.C., se propone determinar la presión admisible a partir de la resistencia a compresión simple de la roca sana ( $q_u$ ), del tipo de roca, de su grado de alteración medio y del valor del RQD y separaciones de las litoclasas. Para ello se emplea la siguiente expresión:

$$P_{v,adm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

Donde:

$p_0$  = Presión de referencia = 1 MPa.

$\alpha_1$  = Parámetro adimensional que depende del tipo de roca, según la tabla siguiente:

| GRUPO N.º | NOMBRE GENÉRICO                                     | EJEMPLOS   | $\alpha_1$ |
|-----------|---|--|------------|
| 1         | Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada | <ul style="list-style-type: none"> <li>Calizas, dolomías y mármoles puros</li> <li>Calcarenitas de baja porosidad</li> </ul>   | 1,0        |
| 2         | Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)               | <ul style="list-style-type: none"> <li>Granitos, cuarcitas</li> <li>Andesitas, riolitas</li> <li>Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)</li> </ul>                        | 0,8        |
| 3         | Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas     | <ul style="list-style-type: none"> <li>Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados</li> <li>Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada)</li> <li>Yesos</li> </ul> | 0,6        |
| 4         | Rocas poco soldadas                                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados</li> <li>Margas</li> </ul>   | 0,4        |

(\*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 3.  
 (\*\*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 4.

**Tabla.** Presión admisible en rocas, parámetro  $\alpha_1$ .

$\alpha_2$  = Parámetro adimensional que depende del grado de alteración, según la siguiente gradación:

- Grado de meteorización I (Roca sana o fresca) = 1,0
- Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada) = 0,7
- Grado de meteorización III (Roca moderadamente meteorizada) = 0,5
- Cuando el grado de meteorización sea igual o superior al IV, se calcula como un suelo.

$\alpha_3$  = Parámetro adimensional que depende del espaciamiento de las litoclasas (s) o el RQD (%), según se indica a continuación:

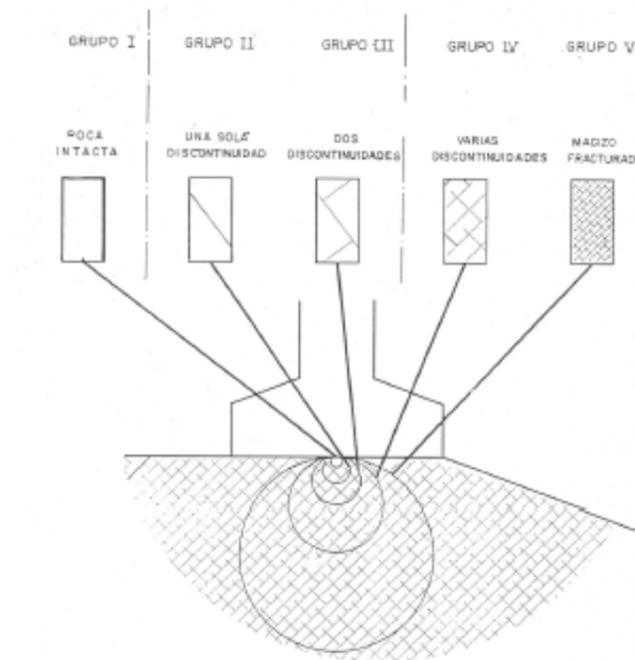
$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1\text{m}}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{\text{RQD}(\%)}{100}}$$

9.1.3.2.- Método Claudio Olalla-Alcibiades Serrano. Modelo de Hoek y Brown

Este método se basa en el modelo de rotura de Hoek y Brown. La expresión general de la carga de hundimiento es:

$$P_h = \beta \cdot (N_\beta - \xi)$$

Aplicabilidad del método:



**Figura.** Aplicabilidad del Método.

Este método de cálculo plástico es aplicable a los grupos I, IV y V.

El parámetro  $N_\beta$  depende de:

- Presión de tierras, o fuerzas en el contorno.
- Inclinación de las cargas.
- Inclinación del terreno.

El coeficiente de seguridad F a utilizar es igual a:

$$F = F_m \cdot F_p$$

Donde  $F_m$  es función de la validez del modelo:

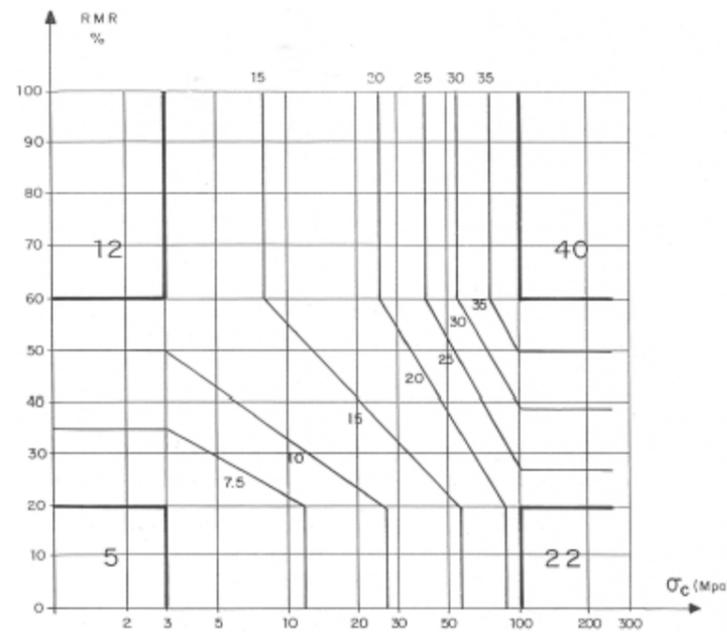
GRUPOS IV y V:  $F_m = 1$

GRUPOS I :

Rocas dúctiles  $F_m = 1$

Rocas frágiles  $F_m = 5 (>5)$

Y  $F_p$  es función de las variaciones estadísticas y se toma del Cuadro siguiente:



Para una probabilidad de rotura <math>10^{-4}</math>

Cuadro. Factores de seguridad  $F_p$ .

**9.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**9.2.1.- Carga de hundimiento**

Dada la magnitud de las cargas previstas, se plantea la posibilidad de empleo de pilotes perforados hormigonados in situ con diámetros superiores a 850 mm (850-1.000-1.250-1.500 y 1.800). La limitación para la selección de uno u otro diámetro y la estimación de su longitud óptima se deduce del tope estructural, para el cual se han empleado los valores recogidos en la G.C.O.C.:

La carga de hundimiento ( $Q_h$ ) se ha descompuesto en la resistencia por punta ( $Q_p$ ) y por fuste ( $Q_f$ ), cuya determinación es función de las resistencias por unidad de superficie ( $q_p$  y  $\tau_f$ ), deducidas según formulaciones diferentes para cada tipo de suelo.

$$Q_h = Q_p + Q_f = A_p \cdot q_p + \sum \pi \cdot D \cdot \tau_f \cdot l_i$$

**9.2.1.1.- Método basado en ensayos presiométricos**

En general si existen datos obtenidos de los ensayos presiométricos realizados en la obra, se propone el empleo de la formulación recogida a este efecto en la G.C.O.C. según se desarrolla a continuación.

**Resistencia por punta**

Se supone que la resistencia unitaria por punta para un pilote perforado se obtiene mediante la expresión:

$$q_p = K \cdot (p_L - K_0 \cdot p_0)$$

Donde:

$q_p$  = Carga unitaria de hundimiento por punta

$K$  = Coeficiente de proporcionalidad que depende de la geometría del cemento y del tipo de terreno; puede tomarse igual a:

3,2 en suelos granulares

1,5 en suelos cohesivos

$p_L$  = Presión límite del ensayo presiométrico

$p_0$  = Presión vertical efectiva al nivel de la cimentación en el entorno del apoyo (antes de cargar).

$K_0$  = Coeficiente de empuje al reposo (valor usual  $K_0 = 0,5$ .)

**Resistencia por fuste**

Como resistencia unitaria por fuste,  $\tau_f$ , se puede tomar el siguiente valor:

$$\tau_f = \frac{1}{40} \cdot q_p$$

En cualquier caso, el valor de  $\tau_f$  se limita función del tipo de terreno a los siguientes valores:

$\tau_f \leq 90$  kPa en suelos granulares

$\tau_f \leq 70$  kPa en suelos cohesivos

### 9.2.1.2.- Método basado en los parámetros de Mohr-Coulomb

#### Suelos cohesivos

Se ha estimado la resistencia de los pilotes a partir de los parámetros de Mohr-Coulomb ( $c$ - $\phi$ ) mediante las siguientes expresiones:

#### Resistencia por punta:

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_{v0} + N_c \cdot c$$

Donde:

$q_p$  = Carga de hundimiento unitaria por punta.

$\sigma'_{v0}$  = Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote, limitada al valor correspondiente a una profundidad equivalente a 20 veces el diámetro del pilote.

$N_c, N_q$  = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas:

$$N_q = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan\phi} \cdot f_D$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\phi} ; \text{ Para situaciones de corto plazo } (\phi=0): N_c=9 \cdot f_D$$

$$f_D = 1 - \frac{1}{3} \cdot D \geq \frac{2}{3}$$

#### Resistencia por fuste:

$$\tau_f = c + K_0 \cdot \tan\delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ kPa}$$

Donde:

$\tau_f$  = Resistencia unitaria por fuste al nivel considerado.

$K_0$  = Coeficiente de empuje al reposo.

$\delta$  = Ángulo de fricción del contacto pilote-terreno.

Se ha estimado el producto  $K_0 \tan\delta = 0,3$

$\sigma'_v$  = Presión vertical efectiva al nivel considerado.

Para el análisis de la situación crítica habitual de corto plazo en suelos saturados, se ha aplicado la expresión:

$$\tau_f = c_u \cdot \frac{p_o}{p_o + c_u} \leq 70 \text{ kPa}$$

Donde:

$c_u$  = Resistencia al corte sin drenaje al nivel considerado.

$p_o$  = Presión de referencia, que se toma igual a 100 kPa.

#### Suelos granulares

Se ha empleado el método basado en el SPT, que proporciona los siguientes valores de resistencias unitarias:

#### Resistencia por punta:

$$q_p = \alpha \cdot N_{60} \cdot f_D$$

Siendo  $\alpha$  un factor que depende del tamaño medio de los granos de arena y tiene el siguiente valor:

$\alpha = 0,1$  MPa para arenas finas  $D_{50} < 0,2$  mm

$\alpha = 0,2$  MPa Arenas gruesas  $D_{50} > 0,6$  mm

#### Resistencia por fuste:

$$\tau_f = 2 \cdot N_{60} \leq 90 \text{ kPa}$$

### **9.2.2.- 10.2.2.- Coeficientes de seguridad**

Se han empleado en las distintas comprobaciones los coeficientes de seguridad recomendados en la G.C.O.C.:

| PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO  | COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO    |  |  |
|--|---|--|--|
|  | COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*)<br>F <sub>1</sub> | COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA<br>F <sub>2</sub> | COMBINACIONES ACCIDENTALES<br>F <sub>3</sub> |
| <b>Cualquier tipo de pilotaje</b>  |   |  |  |
| Método del SPT en suelos granulares  | 3   | 2,6  | 2,2  |
| Método basado en el penetrómetro estático  | 2,5   | 2,2  | 1,8  |
| Métodos basados en datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones   | 3,5   | 3  | 2,6  |
| Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)  | 3   | 2,6  | 2,2  |
| Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas) | 3   | 2,6  | 2,2  |
| Basado en ensayos de carga   | 2   | 1,7  | 1,5  |

**Cuadro.** Coeficientes de seguridad frente al hundimiento.

El criterio aplicado en el presente es el que sigue:

- Se ha aplicado un coeficiente de seguridad de 3,0 para las situaciones de comprobación a largo plazo.
- Para las situaciones de comprobación a corto plazo, en las que se han hecho intervenir parámetros “sin drenaje”, se ha aplicado el coeficiente de seguridad F<sub>2</sub> igual a 2,6, según establece la G.C.O.C..

**9.2.3.- Deformabilidad de los pilotes**

Se han empleado en las distintas comprobaciones los coeficientes de seguridad recomendados en la G.C.O.C.:

**9.2.3.1.- Rigidez vertical (asientos)**

Dado que todos los pilotes se dimensionan en este documento con una carga de servicio suficientemente alejada de la situación de hundimiento, se puede estimar el asiento en cabeza en un uno por ciento del diámetro del pilote.

**9.2.3.2.- Rigidez transversal**

Para la evaluación de la deformabilidad de los pilotes ante esfuerzos horizontales se propone el empleo de las curvas presión-desplazamiento recogidas en la G.C.O.C.. En ellas se estima el correspondiente coeficiente de rigidez horizontal del pilote aislado, K<sub>h</sub> (constante del muelle que representa la relación fuerza-desplazamiento en el terreno en una longitud de pilote ΔL) según sigue:

- Suelos arenosos:

$$K_h = n_h \cdot z \cdot \Delta L$$

Donde:

z = Profundidad bajo la superficie del terreno del centro del tramo de pilote (de longitud ΔL) en cuestión.

n<sub>h</sub> = Coeficiente que puede obtenerse de la tabla siguiente:

TABLA 5.4. VALORES DE n<sub>h</sub> (MPa/m)

| COMPACIDAD DE LAS ARENAS <sup>g</sup> | SITUACIÓN DEL PUNTO (A PROFUNDIDAD z) RESPECTO AL NIVEL FREÁTICO |          |
|---------------------------------------|--|----------|
|                                       | GRANULAR   | COHESIVO |
| Muy floja                             | 1,0  | 0,6      |
| Floja                                 | 2,0  | 1,2      |
| Media                                 | 5,0  | 3,0      |
| Densa                                 | 10,0   | 6,0      |
| Muy densa                             | 20,0   | 12,0     |

(Existe un error en el encabezado: La columna izquierda se corresponde con la situación “Por encima” y la derecha a “Por debajo”)

**Tabla.** Módulo de balasto horizontal. Parámetro n<sub>h</sub>.

- Suelos arcillosos:

$$K_h = 75 \cdot c_u \cdot \Delta L$$

Donde Cu es la resistencia al corte sin drenaje del terreno (valor medio en la longitud ΔL, considerada).

**10.- EXCAVACIONES TEMPORALES**

Para el diseño de los taludes correspondientes a las excavaciones temporales en suelos precisas para alojar los elementos de cimentación, en general de limitada altura (inferior a 3 metros), se ha realizado la comprobación de taludes constructivos sencillos mediante el método de Janbu. Para el caso que habitualmente se presenta, de materiales homogéneos, este método simplificado permite evaluar la seguridad de un talud de altura finita sin presencia de nivel freático ante posibles deslizamientos a través de superficies circulares diversas en situación a corto plazo ( $C_u = 0$ ) mediante la obtención del conocido como coeficiente de estabilidad,  $N_s$ , a partir del ábaco siguiente:

$$n_d = \frac{DH}{H}$$

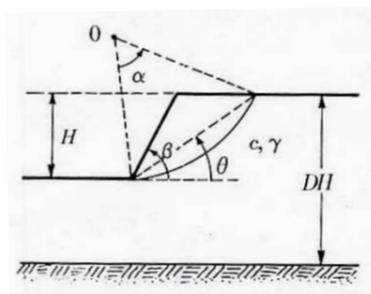
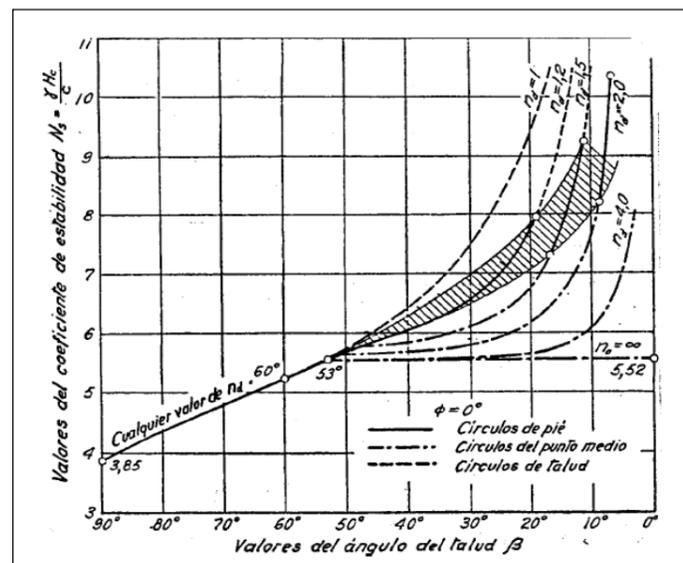


Figura. Ábaco de Taylor, 1937, para  $\phi=0$ .

De dicho gráfico se deduce que la altura crítica para un talud vertical en un terreno homogéneo con una resistencia al corte sin drenaje  $c$  y un peso específico  $\gamma$ , sin presencia de agua es:

$$H_c = \frac{N_s \cdot c}{\gamma} = 3,85 \cdot \frac{c}{\gamma}$$

Por tanto, cualquier excavación de altura inferior a dicho valor podrá considerarse estable.

En caso de que sobre el material considerado exista una capa de terreno de alteración o relleno, deberá ser eliminada con un retranqueo mínimo de un metro desde la cabeza del talud de la excavación para evitar que su influencia provoque desprendimientos o roturas.

Igualmente deberán adoptarse las medidas de buena práctica de evacuación de escorrentías, evitar acopios en cabeza, protección de taludes para evitar la pérdida de humedad, así como cuantas fueran precisas en materia de seguridad.

**11.- PROYECTOS Y OBRAS ANTECEDENTES.**

Como se ha comentado en el apartado 2.- del presente Anejo, se ha procedido a realizar una labor de recopilación de toda la información Geológico-Geotécnica previa que existiese sobre la zona, en proyectos y obras próximos.

En concreto se redacta este apartado, con el objeto de recopilar la información antecedente a cerca del PC y Obra del Viaducto de Caño Zurraque en el Tramo TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO 2: CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO.

**\* Información del PC:**

Se adjunta Figura de la estructura proyectada.

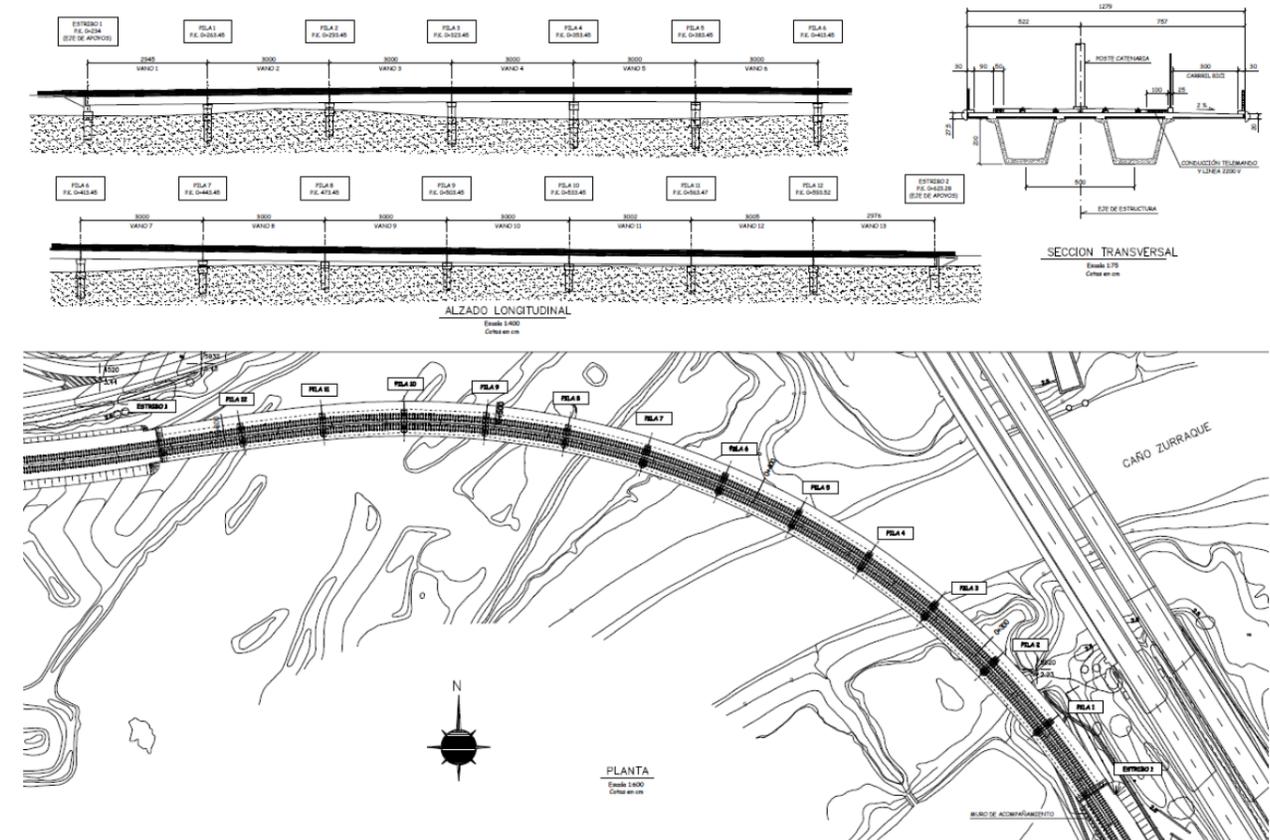


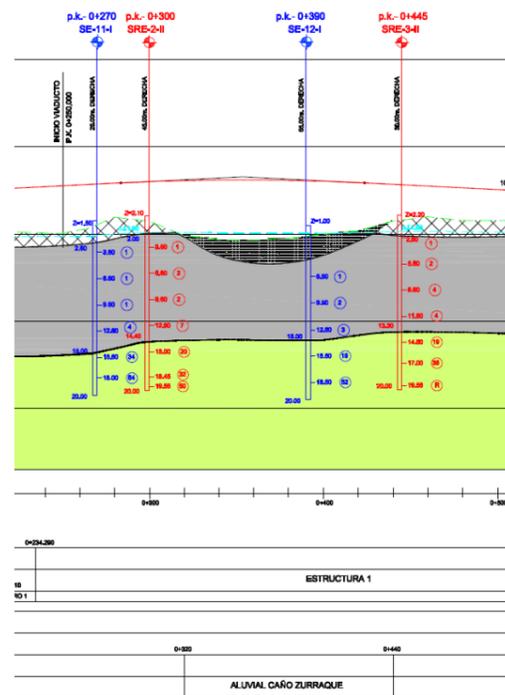
Figura. Estructura Proyectada, E1 Tren-Tranvía Caño Zurraque a San Fernando.

Tipología de cimentación prevista:

Se consideran los siguientes niveles resistentes:

|                            |   |  |
|----------------------------|---|--|
| ----> Niveles resistentes: |   |  |
| - RELLENO ANTRÓPICO :      | no se considerará la resistencia del relleno antrópico.   |  |
| - MARISMA :                | - Resistencia unitaria por fuste (kp/cm2) : 0,1   |  |
| - PLIO-CUATERNARIO :       | - Resistencia unitaria por punta (kp/cm2) : 5,12*P-28,70 ≤ 73,65 kp/cm2<br>- Resistencia unitaria por fuste (kp/cm2) : 0,022*P+0,083 ≤ 1,2 kp/cm2 |  |
|                            | P es la profundidad de la punta del pilote en metros, medida desde el terreno natural   |  |

Empotramiento mínimo en Plio-Cuaternario de 4 diámetros.



Espesor considerado de la marisma 15 m.

No se ha considerado nivel alterado a techo del Terciario.

No se prevén columnas de grava en estribos.

En estribos se proyectan:

- 2 uds de Pilote de 1,8 m de diámetro de longitud mínima 29 metros.
- En todos los elementos correspondientes a la cimentación se empleará cemento resistente al agua de mar, tipo SR-MR.

En pilas se proyectan:

- 2 uds de Pilote de 1,8 m de diámetro de longitud mínima 37 metros.
- En todos los elementos correspondientes a la cimentación se empleará cemento resistente al agua de mar, tipo SR-MR.

\* Información de la OBRA: Campaña Geotécnica complementarias. Revisión del cálculo y recomendaciones.

Se han revisado informes técnicos de obra realizados por la Consultoría especializada Uriel&Asociados, y se resumen los aspectos más importantes:

Se propone la ejecución de columnas de grava en la zona de los estribos.

Se propone la ejecución de estribo abierto tipo silla-cargadero pilotada.

Respecto al procedimiento constructivo se propone que los estribos se ejecuten posteriormente a la precarga del terreno. Una vez finalizado el proceso de precarga (estabilización de los asientos), se retiraría la carga muerta de la precarga y desde la coronación del relleno se ejecutarían los pilotes y el cargadero.

Se recomienda que el empotramiento de los pilotes cumpla simultáneamente las siguientes dos condiciones:

- Empotramiento mínimo de 6 Diámetros en el conjunto de unidades TA (techo alterado + muro).
- Empotramiento mínimo de 4 Diámetros en la unidad TA a muro de arenas densas.

La carga de hundimiento se recalcula considerando ensayos presiométricos realizados en una campaña geotécnica complementaria, de acuerdo con los parámetros y criterios recogidos en la GCOC.

Se adjunta tabla resumen con los resultados de dichos ensayos presiométricos.

**PRESIOMETROS**

|     | Prof.<br>m | E <sub>M</sub><br>kp/cm <sup>2</sup> | P <sub>L</sub><br>kp/cm <sup>2</sup> | E <sub>M</sub> /P <sub>L</sub> | α    | E <sub>ed</sub><br>kp/cm <sup>2</sup> | ν   | E (s/EM)<br>kp/cm <sup>2</sup> | Suelo                                       |
|-----|------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|------|---------------------------------------|-----|--------------------------------|---|
| S-1 | 18,2       | 162,75                               | 14,142                               | 11,5                           | 0,66 | 246,59                                | 0,3 | 183,2                          | Limos y arcillas, vetas de arenas, indicios |
| S-1 | 22,7       | 135,89                               | 18,06                                | 7,5                            | 0,5  | 271,78                                | 0,3 | 201,9                          | Arenas arcillosas                           |
| S-1 | 32,7       | 618                                  | --                                   | --                             | 0,5  | 1236                                  | 0,3 | 918,2                          | Arenas bastante arcillosas                  |
| S-2 | 18,7       | 140,92                               | 20,054                               | 7,0                            | 0,33 | 427,03                                | 0,3 | 317,2                          | Arenas algo limosas media comp.             |
| S-2 | 22,7       | 405,07                               | 36,37                                | 11,1                           | 0,4  | 1012,7                                | 0,3 | 752,3                          | Arenas algo limosas media comp.             |
| S-2 | 28,7       | 281,91                               | 35,213                               | 8,0                            | 0,33 | 854,27                                | 0,3 | 634,6                          | Arenas algo limosas, densas                 |
| S-6 | 17,7       | 116,19                               | 12,64                                | 9,2                            | 0,5  | 232,38                                | 0,3 | 172,6                          | Arenas arcillosas                           |
| S-6 | 21,7       | 495,31                               | 58,87                                | 8,4                            | 0,4  | 1238,3                                | 0,3 | 919,9                          | Arenas algo limosas densas                  |
| S-6 | 25,2       | 1833,5                               | --                                   | --                             | 0,5  | 3667,1                                | 0,3 | 2724                           | Arenas muy densas (con biocalc.)            |

La ubicación de los sondeos se adjunta en el apéndice 5.- Campañas Geotécnicas Antecedentes, se corresponde a los sondeos S-1-III, S-2-III y S-6-III, en el Anejo nº.- 7.

Con estos criterios de cálculo y empotramiento obtienen longitudes de los pilotes de:

- Estribos: Pilotes de 1,8 m de diámetro, del orden de 30 m de longitud.
- Pilas: Pilotes de 1,8 m de diámetro, del orden de 29 m de longitud.

En el caso de los pilotes de los estribos, si bien se recomienda la ejecución de una precarga para acelerar los asentamientos de las marismas bajo los terraplenes de los estribos y la construcción posterior de los pilotes, indica que no puede descartarse que una vez ejecutados los pilotes, no sigan produciéndose pequeñas deformaciones o asentamientos postconstructivos, que, si bien no serán de gran consideración, si pueden ser suficientes para movilizar buena parte del rozamiento negativo (nótese que 1 cm puede ser suficiente para movilizarlo completamente).

**NOTA IMPORTANTE.**

Indicar que esta información antecedente, campañas geotécnicas correspondientes y criterios de diseño se han considerado y utilizado como experiencia e información previa en el diseño de las estructuras estudiadas en el presente anejo.

**12.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS**

En los siguientes apartados se analizan las condiciones de cimentación de cada una de las estructuras proyectadas en el tramo.

**12.1.- ESTRUCTURA 1**

**12.1.1.- Descripción**

*Ubicación*

Se trata de un puente constituido por dos estructuras independientes que confluyen en una a partir de la confluencia de los ejes de trazado nº 7 y 19. A continuación se describe cada una de ellas de forma independiente.

En la **Figura** siguiente se muestra la tipología estructural y la geología y geotecnia del tramo afectado.

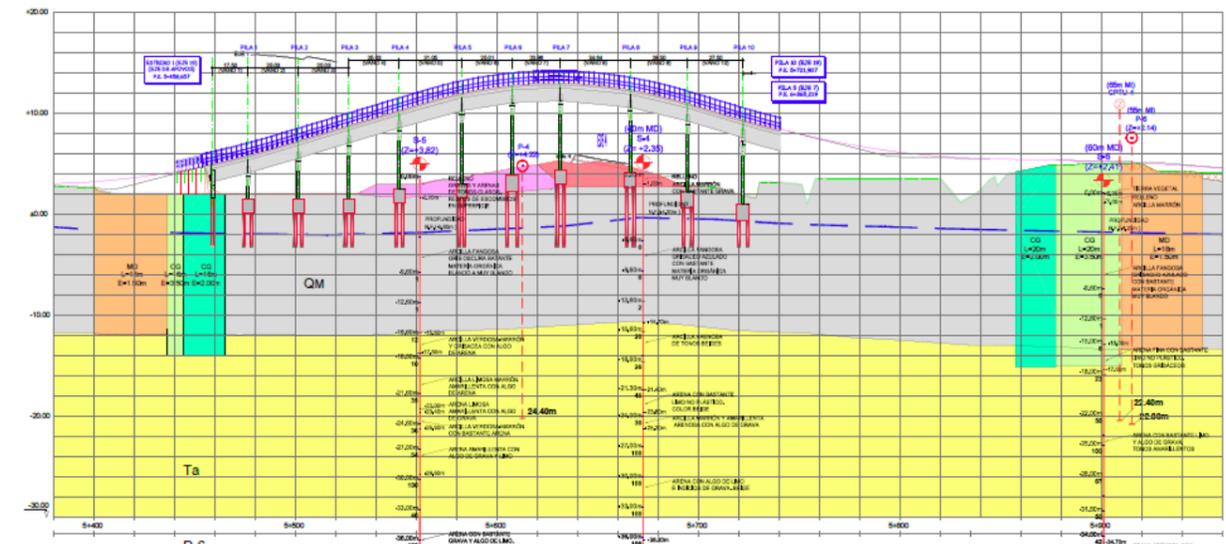
*Asientos admisibles*

Dado el carácter isostático de la estructura y las longitudes importantes de los vanos proyectados, se consideran admisibles **asientos diferenciales** entre apoyos consecutivos de hasta 5 cm.

Para **puentes isostáticos**, como es el caso de todas las estructuras proyectadas, éste valor de límite del asiento exige **LUCES MÍNIMAS** según lo establecido en la G.C.O.C.:

$$s < \frac{L}{300} \Rightarrow L > 300 \cdot s = 300 \cdot 0,05 = 15 \text{ m}$$

En cualquier caso, y dada la singularidad geotécnica de los materiales de apoyo, con un nivel muy importante de suelos muy blandos, se ha proyectado **cimentación profunda** en todos los apoyos de la estructura, con el fin de reducir al mínimo los asentamientos esperables.



**Figura.** Perfil geotécnico estructura E1 – Eje 19.



### 12.1.2.3.- Definición de la columna estratigráfica

Para el cálculo de la cimentación de la estructura se considerarán los siguientes niveles geotécnicos:

|             |    |   |    |   |  |
|-------------|----|---|----|---|--|
| De          | 0  | a | 15 | Marisma   | Unidad Geotecnica $Q_M$                    |
| De          | 15 | a | 20 | TA Alterada secuencia de techo (ARENAS MEDIAS)    | Unidad Geotecnica $T_A$ secuencia de techo |
| A partir de | 20 |   |    | TA secuencia de muro (ARENAS DENSAS - MUY DENSAS) | Unidad Geotecnica $T_A$ secuencia de muro  |

**Tabla.** Columna estratigráfica a considerar en el cálculo.

### 12.1.2.4.- Parámetros geotécnicos aplicados

Los parámetros mecánicos de los materiales se recogen en el **apartado nº 5**.

### 12.1.2.5.- Nivel freático

La posición del nivel freático se ha expuesto en el **apartado nº 6**.

### 12.1.2.6.- Agresividad del medio

La agresividad del medio, suelo y agua, frente al hormigón, se ha expuesto en el **apartado nº 7**.

### 12.1.2.7.- Caracterización sísmica del sustrato

La caracterización sísmica del sustrato se ha expuesto en el **apartado nº 8**.

### 12.1.2.8.- Expansividad

El riesgo de expansividad del sustrato puede clasificarse como Bajo a Medio, tan sólo se plantea la adopción de medidas preventivas durante la ejecución de las obras, sin que se entienda necesario adoptar otras medidas adicionales.

Estas recomendaciones, se corresponden en general con medidas constructivas de buena práctica habituales en suelos arcillosos, debiendo tan sólo insistirse en la necesidad de cuidar de que **las excavaciones se mantengan abiertas el mínimo tiempo posible y no se vean por ciclos de humedad-deseccación**.

### 12.1.3.- Tipología de cimentación proyectada

Se ha seleccionado cimentación PROFUNDA para todos los apoyos, estribos y pilas, de la estructura por los siguientes motivos:

- Potencia importante de suelos compresibles muy blandos, saturados, de la marisma, que no admiten la cimentación directa sobre ellos.

- **ESTRIBOS**

Se proyectan estribos cargaderos pilotados apoyados en los terraplenes de acceso a la estructura, sobre las cuñas de transición (material tipo suelo seleccionado).

- **PILAS**

Se proyecta cimentación profunda mediante PILAS-PILOTES en el tramo central de cruce de Caño Zurraque y cimentación profunda mediante PILOTES CON ENCEPADO en el resto de pilas.

#### 12.1.4.- Esfuerzos parásitos en pilotes de pilas

No se presentan.

#### 12.1.5.- Esfuerzos parásitos en pilotes de estribos

Los pilotes, debido a su interacción con el terreno, pueden quedar sometidos a unas acciones que habrán de sumarse a las que produce la propia estructura a la que sustentan. Estas acciones se denominan habitualmente efectos parásitos, y las más frecuentes son las debidas al rozamiento negativo y a los empujes horizontales.

##### 12.1.5.1.- Rozamiento negativo

El rozamiento negativo, se produce cuando el asiento general de la superficie del terreno es mayor que la de la cabeza del pilote. En esta situación, el terreno tiende "a colgarse" de los fustes de los pilotes, induciendo unas tensiones de tangenciales adicionales que aumentan la carga que recibe el pilote.

Las tensiones inducidas en el pilote debidas al rozamiento negativo aumentan a medida que lo hace el asiento relativo terreno-pilote hasta un determinado umbral, a partir del cual los movimientos relativos alcanzan tal magnitud, que se produce el deslizamiento entre las zonas del terreno inmediatamente próximas al fuste del pilote y las que se encuentran un poco más alejadas.

En el caso de los pilotes de los estribos, si bien se han considerado ejecución de columnas de grava para acelerar y reducir los asientos de las marismas bajo los terraplenes de los estribos y la construcción posterior de los pilotes con un tiempo de espera, no puede descartarse que una vez ejecutados los pilotes, no sigan produciéndose pequeñas deformaciones o asientos postconstructivos, que, si bien no serán de gran consideración, si pueden ser suficientes para movilizar buena parte del rozamiento negativo (nótese que 1 cm puede ser suficiente para movilizarlo completamente).

Procedimiento de cálculo del rozamiento negativo:

Para estimar el rozamiento negativo se ha empleado una metodología habitual (ver J.A. Jiménez Salas et. al., GEOTECNIA Y CIMIENTOS III, Primera parte, Ed. Rueda, pág 441-442), que consiste en considerar el rozamiento negativo a partir de las tensiones verticales en cada punto y una constante que depende del coeficiente de empuje y el ángulo de rozamiento movilizado  $\delta$  en el contacto pilote – terreno:

En los **suelos granulares** (en el caso en estudio, los terraplenes y los rellenos antrópicos), el parámetro K puede tomarse como el empuje al reposo y el ángulo  $\delta$  como una fracción del ángulo de rozamiento interno (del orden de 2/3).

El coeficiente del empuje al reposo puede considerarse a partir de la expresión de Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$$

En los **suelos cohesivos** (en el caso en estudio, los marismas), es habitual sustituir el factor  $K \cdot \tan\delta$ , por una constante ( $\beta$ ). Bjerrum (1973) propuso una relación en función de la naturaleza del suelo, que para el caso de arcillas de baja – media plasticidad (CL) adopta el valor de  $\beta=0,20$  a  $0,15$ . Se recomienda considerar el valor de  $\beta=0,20$ .

Teniendo en cuenta que el rozamiento negativo en cada unidad puede calcularse a partir de las siguientes expresiones:

$$\tau = \sigma'_v \cdot K \cdot \tan \delta = \sigma'_v \cdot (1 - \text{sen} \phi) \cdot \tan \left( \frac{2}{3} \cdot \phi \right) \text{ (suelos granulares)}$$

$$\tau = \sigma'_v \cdot \beta \text{ (suelos cohesivos)}$$

Y que la carga total negativa resultaría el sumatorio de la carga negativa en cada capa o unidad geotécnica:

$$P_{neg} = \sum_1^n H_i \cdot \tau_i \cdot \pi \cdot D$$

Operando la expresión anterior se obtiene:

$$P_{neg} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n H_i \cdot \tau_i$$

Expresión a partir de la cual puede obtenerse la carga total negativa en función del perímetro del pilote, esto es, del diámetro.

Se expone a continuación, para este caso, los resultados del cálculo:

| ESTRUCTURA E1 y E2                                  |          |                              |                     |  |               |                 |         |                   |                           |
|---|----------|------------------------------|---------------------|--|---------------|-----------------|---------|-------------------|---------------------------|
| Nivel   |          | H (m)<br>espesor del estrato | $\gamma$<br>(kN/m3) | $\sigma'_v$<br>en el centro del estrato<br>(kPa) | $\phi$<br>(°) | $\delta$<br>(°) | $\beta$ | $\tau_n$<br>(kPa) | $P_{neg}/\pi D$<br>(kN/m) |
| Terraplén   | granular | 5                            | 20                  | 60   | 34            | 22,67           |         | 11,05             | 55,23                     |
| Marisma   | cohesivo | 15                           | 6,9                 | 161,75   |               |                 | 0,2     | 32,35             | 485,25                    |
|   |          |                              |                     |  |               |                 |         | 43,40             | 540,48                    |
| Sobrecarga de =                                     |          | 10                           | kPa                 |  |               |                 |         |                   |                           |
| La carga que se genera en rozamiento negativo será: |          |                              |                     |  |               |                 |         |                   |                           |
| Qnegativo (kN) =                                    |          | $\pi \times D \times 540,48$ |                     | (Para un terraplén de 5 m)                       |               |                 |         |                   |                           |
|   |          |                              | Qneg<br>(kN)        |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1        | m                            | 1697,96             |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,2      | m                            | 2037,55             |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,5      | m                            | 2546,94             |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,8      | m                            | 3056,33             |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 2        | m                            | 3395,92             |  |               |                 |         |                   |                           |

12.1.5.2.- Esfuerzos parásitos horizontales

Dada la reducida capacidad portante y resistencia al corte del nivel de arcillas de la marisma, es necesario considerar **empujes parásitos horizontales** inducidos por el relleno proyectado, de acceso a los estribos, sobre los pilotes.

Si se tiene un pilote que atraviesa suelos cohesivos blandos y en la superficie del terreno se coloca una sobrecarga asimétrica, p.e., sólo a uno de los lados, se pueden producir asientos y movimientos horizontales del terreno contra el fuste del pilote. Este flujo horizontal del terreno genera sobre los pilotes empujes y flexiones que, dependiendo de su rigidez, pueden dar lugar a la rotura de los mismos.

Según el criterio de Tschebotarioff, es necesario tener en cuenta este problema cuando la sobrecarga introducida, resulta mayor que 3 veces la resistencia al corte sin drenaje del terreno.

$$\Delta\sigma' \geq 3s_u \rightarrow \text{CONSIDERAR EMPUJES LATERALES}$$

En nuestro caso la resistencia al corte de la marisma es de 11 kPa. Por tanto, el límite para no considerar empujes laterales sobre los pilotes estaría en  $3 \times 11 = 33 \text{ Kpa} = 3,3 \text{ T/m}^2$ . Para una densidad del material del terraplén de  $2 \text{ T/m}^2$ , estaríamos en una altura máxima de relleno de  $3,3/2 = 1,65 \text{ m}$ .

Los terraplenes de acceso a los estribos presentan una altura máxima del orden de 5 m, por tanto, es preciso considerar esfuerzos horizontales parásitos en el diseño de los pilotes.

#### Procedimiento de cálculo de los esfuerzos parásitos horizontales

Para el cálculo del empuje horizontal causado por la sobrecarga de los rellenos de los estribos se ha seguido en método propuesto por la G.C.O.C. en su apartado 5.6.3. Estos cálculos se han realizado en el anejo 13. Estructuras.

#### Consideraciones adicionales

Dado la reducida capacidad portante de la marisma, se ha considerado en los cálculos del empuje sobre los pilotes y con el fin de optimizar la solución, la colaboración de las columnas de grava proyectadas como mejora del cimiento de los rellenos, cuyo fin principal es reducir el asiento de los mismos y acelerar su consolidación.

Para ello se ha tomado, para definir el coeficiente de empuje al reposo el ángulo de rozamiento equivalente suelo-columnas, siguiendo el Método de Priebe. Estos cálculos se han realizado en el anejo 13. Estructuras. Finalmente, y con el fin de encajar el empuje horizontal en un rango aceptable para el diseño de los pilotes se han previsto **columnas al tresbolillo, de 1 metro de diámetro y separación entre ejes de 2 metros.**

#### **12.1.6.- Efecto grupo**

La carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo.

Para obtener la carga de hundimiento del grupo es preciso multiplicar la carga de hundimiento del pilote individual por el número de pilotes del grupo (n) y por un determinado factor de eficiencia (E).

$$Q_{grupo}^h = E \cdot n \cdot Q_{individual}^h$$

Este coeficiente depende de:

- Tipo de suelo.
- Método de ejecución de los pilotes.
- Espaciamiento de los pilotes.
- Secuencia de ejecución de los pilotes.

Idealmente y al tratarse de **pilotes de extracción**, si se adopta, en el diseño del encepado, una **separación entre ejes de pilotes  $\geq 3$  Diámetros** se puede considerar que **no hay efecto grupo**.

Esta separación, de 3D entre ejes de pilotes, presenta las siguientes ventajas:

- Adecuada desde el punto de vista constructivo.
- En arcillas se aleja el riesgo de una rotura en bloque.
- En arenas optimiza la eficiencia.

No obstante, en caso de no conseguir distancia entre ejes superior a 3 diámetros, deberá considerarse el efecto grupo, de acuerdo con el apartado 5.10.4 de la G.C.O.C.

#### **12.1.7.- Penínsulas provisionales y accesos para construcción de la estructura**

En las pilas centrales de la marisma, en la estructura 1, para atravesar el Caño Zurraque se han previsto penínsulas provisionales de trabajo para ejecución de las pilas-pilote y posicionamiento de la maquinaria de obra para colocación de las vigas.

Para la ejecución de estas penínsulas provisionales, se han previsto **rellenos de aproximación con material tipo suelo seleccionado, protegidos con un manto de escollera.**

La geometría de las penínsulas y procesos constructivos aparecen los anejos y planos de estructuras y obras complementarias. Se trata de rellenos ejecutados con material de buena calidad geotécnica, con suelo seleccionado con limitación de finos en cimiento y suelo seleccionado tipo 2 en cuerpo de relleno, de baja altura y situación provisional sólo para la ejecución de la estructura.

En los taludes se ha previsto la colocación de una piel de escollera para protegerlos de la importante carrera de marea del caño.

En el anejo de estructuras se trata el desmontaje de estas penínsulas, las cuales deben sanearse y retirarse totalmente por motivos medioambientales.

No se han plantado accesos mediante pontona dada la escasa profundidad del caño, especialmente en bajamar.

12.1.8.- Dimensionamiento y comprobación de la cimentación. Carga de hundimiento

Los resultados obtenidos se recogen en las tablas siguientes.

| Resistencia unitaria por fuste | CARGAS UNITARIAS DE HUNDIMIENTO |       |    |                             | Marisma  |
|--------------------------------|---------------------------------|-------|----|-----------------------------|--|
|                                | 1                               | Tn/m2 | 10 | kPa                         |  |
|                                |                                 |       |    | (HASTA 15 m de profundidad) |  |
|                                | 9                               | Tn/m2 | 90 | kPa                         | (De 15 HASTA 20 m de profundidad)                                    |
|                                | 9                               | Tn/m2 | 90 | kPa                         | (A PARTIR DE 20 m de profundidad)                                    |
| Resistencia unitaria por punta |                                 |       |    | 275,84 z - 208,8            | z en m (profundidad de la punta del pilote, medida desde superficie) |

- Tabla. Carga unitaria de hundimiento del terreno -

Notas sobre el cálculo de las resistencias unitarias:

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes, y en concreto de las resistencias unitarias por fuste y punta de los distintos niveles de terreno atravesados por los pilotes se han seguido las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) según el Método basado en ensayos presiométricos.

Dicha metodología de cálculo se ha expuesto con detalle en el apartado 9.- Criterios Generales de Comprobación.

Para el cálculo de la presión límite se ha obtenido una correlación de la misma con la profundidad, considerando los valores más moderados de dicho parámetro. Dicha relación se ha justificado en el apartado 5.2.- Parámetros Geomecánicos de los suelos del sustrato, del presente anejo.

Notas adicionales sobre las resistencias unitarias por fuste adoptadas:

Terciario:

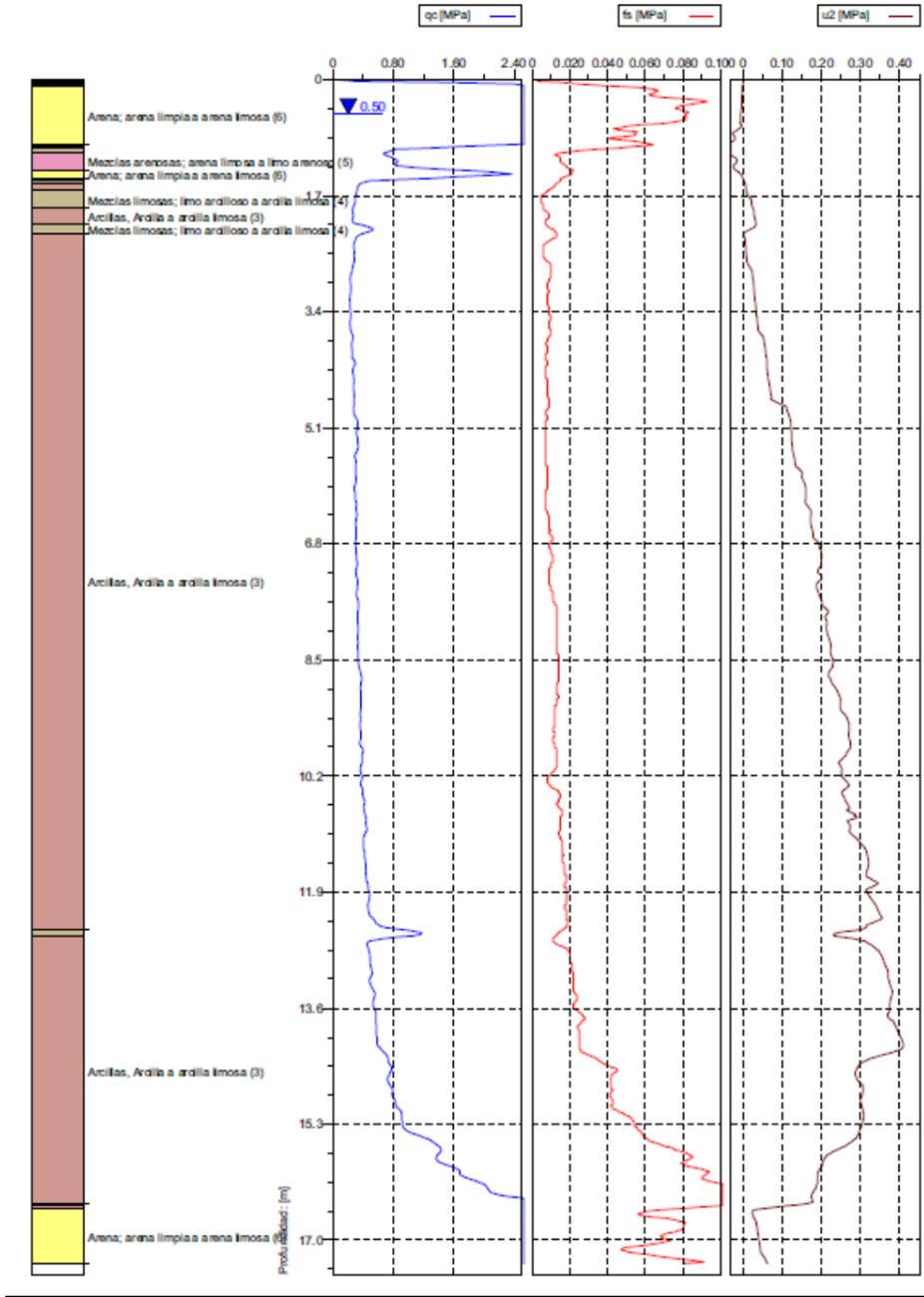
Los valores obtenidos por el cálculo son superiores al límite de 90 kPa para la resistencia por fuste, fijado por la GCOC para suelos granulares, para ambos niveles geotécnicos, TA secuencia de techo y TA secuencia de muro. Por tanto, se ha propuesto un valor de 90 kPa para la resistencia por fuste unitaria en ambos subniveles del sustrato Terciario.

Es importante resaltar que en el nivel alterado, entre 15 m y 20 m de profundidad, se han obtenido en el ensayo presiométrico presiones límite importantes, con valores entre 12,64 kp/cm2 y 20,05 kp/cm2.

Marisma:

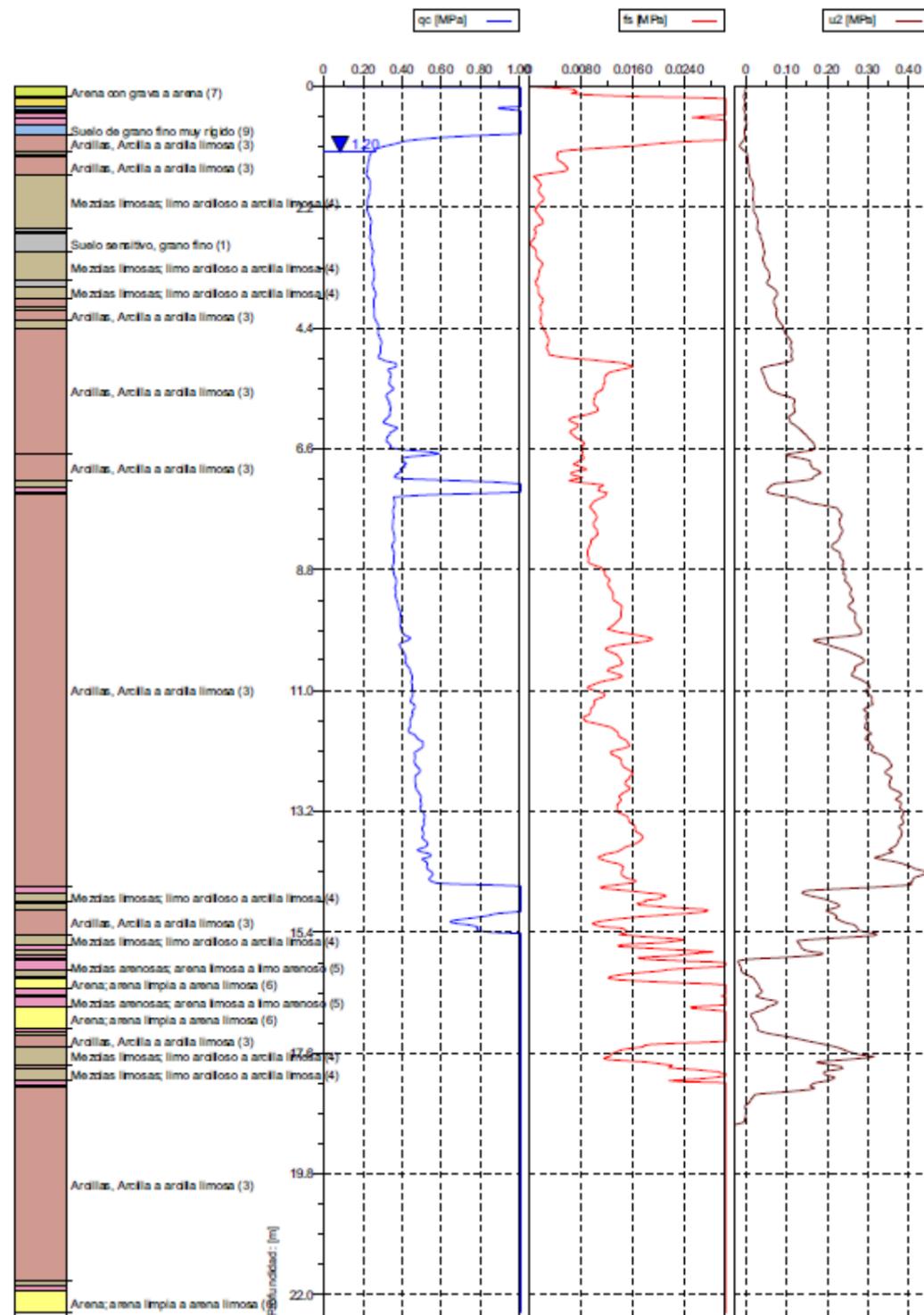
Se ha considerado una resistencia mínima por fuste de 10 kPa, en base a los resultados de los ensayos piezoconos realizados en el entorno de la estructura.

Columna CPTU-3:



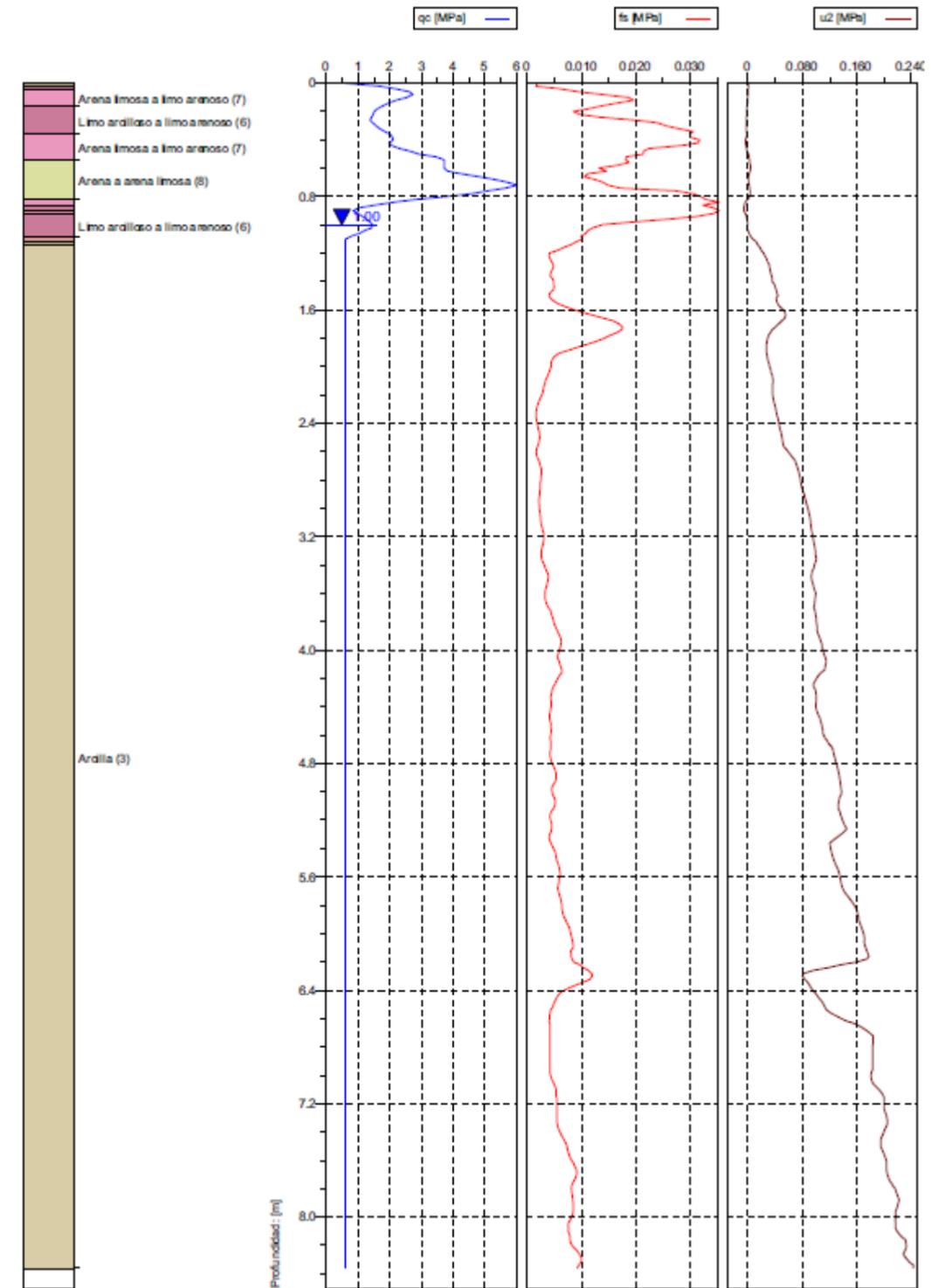
Se puede observar como el valor medio en el espesor de la marisma, para la resistencia por fuste, está por encima de 10 kPa.

Columna CPTU-4:



Se puede observar como el valor medio en el espesor de la marisma, para la resistencia por fuste, está en el entorno de 10 kPa.

Columna CPTU-5:



Se produce rechazo a 8,5 metros con una resistencia por fuste próxima a los 10 kPa.

Factores de seguridad.

Para definir la carga admisible frente al hundimiento se utilizarán los coeficientes de seguridad recomendados en la GCOC.

| PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO  | COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO |   |   |
|--|--|---|---|
|  | COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*) F <sub>1</sub> | COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F <sub>2</sub> | COMBINACIONES ACCIDENTALES F <sub>3</sub> |
| <b>Cualquier tipo de pilotaje</b>  |  |   |   |
| Método del SPT en suelos granulares  | 3  | 2,6                                       | 2,2                                       |
| Método basado en el penetrometro estático  | 2,5  | 2,2                                       | 1,8                                       |
| Métodos basados en datos de penetrometros dinámicos continuos y uso de correlaciones   | 3,5  | 3   | 2,6                                       |
| Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)  | 3  | 2,6                                       | 2,2                                       |
| Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas) | 3  | 2,6                                       | 2,2                                       |
| Basado en ensayos de carga   | 2  | 1,7                                       | 1,5                                       |

- **Tabla.** Coeficientes de seguridad frente al hundimiento. GCOC -

El criterio que se aplicará, en este caso, según lo establecido por la GCOC para Métodos basados en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio y campo, es el siguiente:

- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 3,0** para las situaciones de comprobación en **Combinación Casi-Permanente**.
- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 2,6** para las situaciones de comprobación en **Combinación Característica**.

Longitud de los pilotes. Profundidad mínima de la punta.

Se recomienda un empotramiento mínimo de 6 DIÁMETROS en el Terciario. Y en todo caso se recomienda un empotramiento mínimo de 4 DIÁMETROS en el Plioceno Arenoso sano, no alterado por el contacto con la marisma, asegurando así el empotramiento en las ARENAS DENSAS.

Por tanto, la **profundidad mínima** de la punta de los pilotes proyectados deberá cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

$Z_{\text{minima\_punta}} = 15 + 6xD$ , en metros.

$Z_{\text{minima\_punta}} = 20 + 4xD$ , en metros.

Siendo D el diámetro del pilote.

Selección del tipo de pilote. Profundidad del encepado.

En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueas, cortes, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco.

**A tal efecto y dados los condicionantes de baja resistencia al corte de los niveles cuaternarios de marisma con suelos tipo fango de consistencia muy blanda y posibles flujos de agua freática, se han proyectado pilotes perforados hormigonados “in situ” con camisa perdida en los niveles de marisma y lodos bentoníticos en el Terciario.**

La cara superior de los encepados deberá estar enterrada al menos 0,3 m.

Diámetro de los pilotes – Tope estructural.

Dada la magnitud de las cargas previstas y los condicionantes geotécnicos planteados, se ha previsto el empleo de pilotes perforados hormigonados in situ con lodos, con **diámetros superiores a 1000 mm** (1000-1250-1500-1800 y 2000). La limitación para la selección de uno u otro diámetro y la estimación de su longitud óptima se deduce del tope estructural, para el cual se han empleado los valores recogidos en la G.C.O.C.:

$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$ , A = área de la sección transversal

| TIPO DE PILOTE                  | VALORES DE $\sigma$ (MPa) |                              |              |
|---------------------------------|---------------------------|------------------------------|--------------|
|                                 | SUELO FIRME               | ROCA                         |              |
| Hincado                         | Hormigón pretensado       | 0,30 ( $f_{ck} - 0,90 f_p$ ) |              |
|                                 | Hormigón armado           | 0,30 $f_{ck}$                |              |
|                                 | Metálico                  | 0,33 $f_{yk}$                |              |
|                                 | Madera                    | 5                            |              |
| Perforado de hormigón «in situ» | Entubado                  | 5                            | 6            |
|                                 | Con lodos                 | 4                            | 5            |
|                                 | En seco                   | 4                            | 5            |
|                                 | Barrenado                 | 4                            | No aplicable |
|                                 |                           |                              |              |

- **Tabla.** Tensión de trabajo para el cálculo del Tope Estructural. GCOC -

Se ha adoptado, por tanto, **una tensión de trabajo de 4 MPa**, correspondiente a un pilote sin entubación en suelo firme, con lodos, (tramo de pilotes en la formación de arenas densas). Con ello las capacidades estructurales máximas obtenidas son las siguientes.

| Diámetro         | 1000 mm | 1250 mm | 1500 mm | 1800 mm  | 2000 mm  |
|------------------|---------|---------|---------|----------|----------|
| Tope estructural | 3142 kN | 4909 kN | 7069 kN | 10179 kN | 12566 kN |

- **Tabla.** Tope estructural según diámetro de los pilotes -

Se procurará, en la medida de lo posible, **proyectar un mismo diámetro** para todos los pilotes proyectados en las distintas estructuras del enlace.

#### **12.1.9.- Auscultación de los pilotes construidos.**

Con carácter general se prevé la auscultación de todos los pilotes empleados en la cimentación profunda de la estructura mediante ensayos de transparencia sónica o "cross-hole" en el interior del pilote, respetando las especificaciones sobre número de tuberías y posición establecidas en el Cuadro siguiente:

| ASTM D-5885-96   |             |            |                    |
|------------------|-------------|------------|--------------------|
| Ø de pilote (mm) | Nº de tubos | Diagrafías | Ángulo entre tubos |
| Ø < 750          | 2           | 1          | 180                |
| 750 ≤ Ø < 1000   | 3           | 3          | 120                |
| 1000 ≤ Ø < 1500  | 4           | 6          | 90                 |
| 1500 ≤ Ø < 2500  | 6           | 15         | 60                 |
| Ø ≥ 2500         | 8           | 20         | 45                 |

- **Tabla.** Criterios de auscultación de pilotes in situ -

#### **12.1.10.- Protecciones de la estructura**

##### **SANEOS.**

No se proyectan saneos, asociados a las estructuras, dada la singularidad de los suelos de marisma atravesados, y las cimentaciones profundas proyectadas.

##### **PROTECCIONES DE LOS RELLENOS Y TALUDES DE DERRAME DE ESTRIBOS.**

Los estribos, en todos los casos quedan alejados de la zona inundable de los caños, por tanto, no ha sido necesario proyectar protecciones de escollera.

En este sentido, se ha comprobado durante las visitas de campo realizadas, que los estribos de las estructuras existentes, con disposiciones similares, no disponen de protecciones de escollera.

No obstante, y dado la naturaleza de suelos saturados del sustrato marismal se ha proyectado la ejecución de los rellenos con material tipo suelo seleccionado, con contenido limitado en finos.

Entre los rellenos tipo suelo seleccionado y el sustrato natural se colocará un **geotextil** con función de filtro y separación, resistente al punzonamiento.

#### **12.1.11.- Taludes de excavaciones provisionales.**

Las máximas alturas previstas, de excavaciones provisionales a cielo abierto, están en el entorno de 2 m. De manera que, para las cohesiones y densidades de los suelos del corredor, podrán excavarse a corto plazo en talud vertical sin problemas de estabilidad. En cualquier caso, en el presente Anejo, se han previsto:

- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 1H:1V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de rellenos antrópicos. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros.
- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 1H:2V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de arenas terciarias aflorantes. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros.
- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 2H:1V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de marisma. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros. Deberá preverse una bomba de achique de aguas, ya que como se ha visto en el apartado correspondiente el nivel freático se encuentra subsuperficial.

Para excavaciones temporales de profundidades superiores a 2 metros, se utilizarán técnicas de estabilización o sostenimiento provisional de las paredes de excavación.

En cuanto a las excavaciones provisionales en los suelos cuaternarios de marisma, es conveniente resaltar que estos materiales sufren, en superficie, una desecación que proporciona una sobre consolidación, aumentando algo la resistencia y un cambio de coloración a tonos marrones. El espesor desecado generalmente no supera los 50-75 cm en el área de estudio. Esta costra superior desecada permite el tránsito con maquinaria de obra por la marisma hasta los puntos de apoyo y cimentación de las estructuras. En las pilas centrales de la marisma, en la estructura 1, para atravesar el Caño Zurraque se han previsto penínsulas provisionales de trabajo para ejecución de las pilas-pilote y posicionamiento de la maquinaria de obra para colocación de las vigas.

**12.2.- ESTRUCTURA 2**

**12.2.1.- Descripción**

*Ubicación*

Viaducto enlace Tres caminos en los ejes 1 y 20, cruzando el caño Zurraque.

En la **Figura** siguiente se muestra la tipología estructural y la geología y geotecnia del tramo afectado.

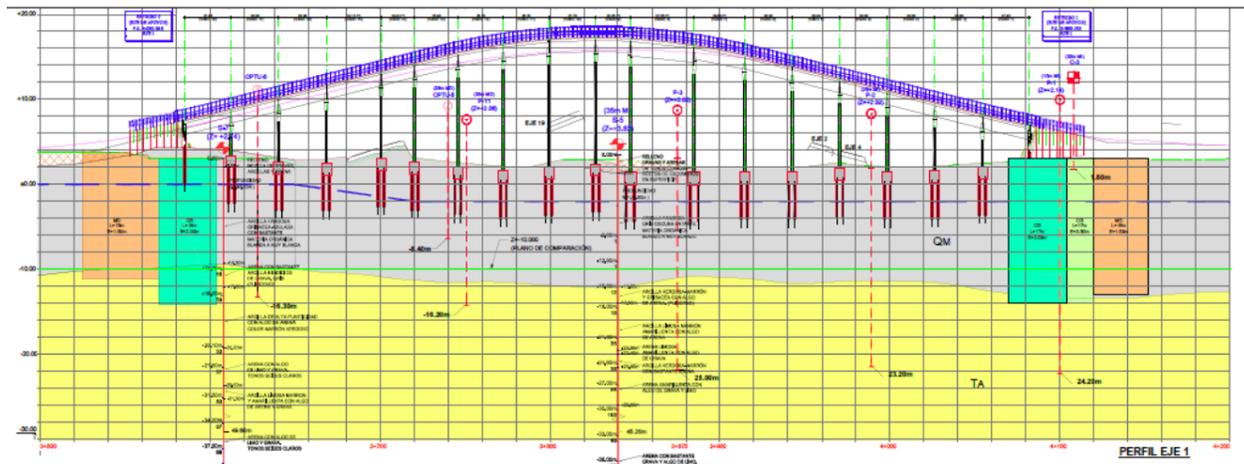
*Asientos admisibles*

Dado el carácter isostático de la estructura y las longitudes importantes de los vanos proyectados, se consideran admisibles **asientos diferenciales** entre apoyos consecutivos de hasta 5 cm.

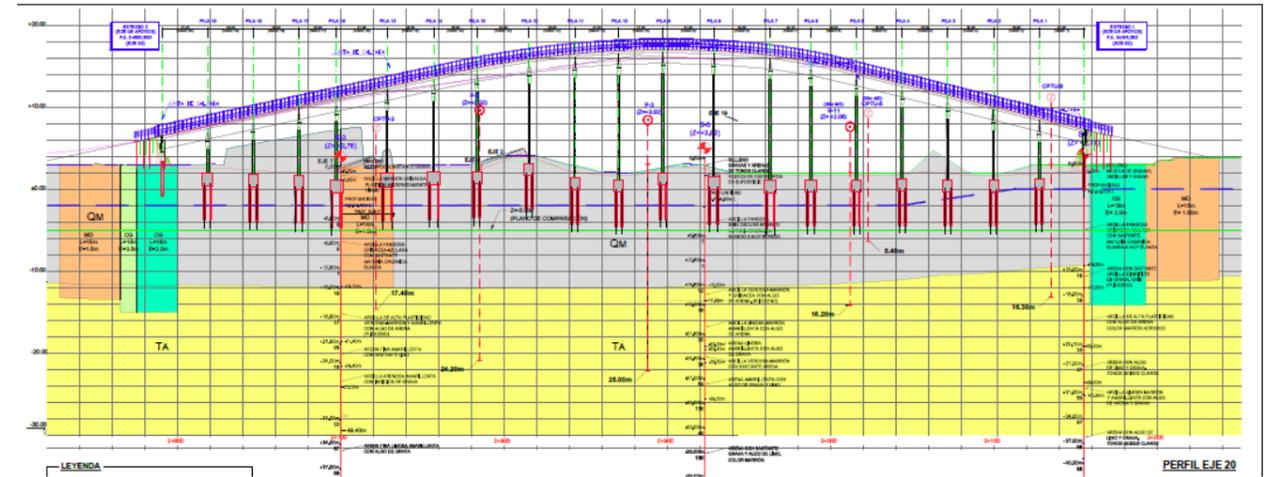
Para **puentes isostáticos**, como es el caso de todas las estructuras proyectadas, éste valor de límite del asiento exige **LUCES MÍNIMAS** según lo establecido en la G.C.O.C.:

$$s < \frac{L}{300} \Rightarrow L > 300 \cdot s = 300 \cdot 0,05 = 15 \text{ m}$$

En cualquier caso, y dada la singularidad geotécnica de los materiales de apoyo, con un nivel muy importante de suelos muy blandos, se ha proyectado **cimentación profunda** en todos los apoyos de la estructura, con el fin de reducir al mínimo los asientos esperables.



**Figura.** Perfil geotécnico estructura E2 – Eje 1.



**Figura.** Perfil geotécnico estructura E2 – Eje 20.

**12.2.2.- Emplazamiento. Geología y Geotecnia**

**12.2.2.1.- Descripción geológica del emplazamiento**

La Estructura E2 se sitúa sobre la unidad Cuaternaria de Marisma con unos 15 metros de espesor que descansa sobre la unidad Terciaria de arenas amarillas.

**12.2.2.2.- Reconocimientos realizados**

En el lugar de implantación de la estructura se han realizado los siguientes reconocimientos.

- 2 sondeos, S-5 y S-7, a más de 45 m de profundidad. Estos sondeos han permitido estudiar las condiciones de apoyo para las distintas estructuras previstas en esta área.
- 4 ensayos DPSH denominados como P-1, P-2, P-3 y P-11.
- 2 ensayos CPTU, denominados CPTU-5 y CPTU-6.

En el **Plano.-** Planta y alzado geológico-Geotécnico, adjuntado en el **Apéndice 1** se incluye la planta y el alzado de la estructura con la ubicación de las prospecciones realizadas.

**Notas en relación con la campaña geotécnica realizada.**

De acuerdo con la NS 3/2012 y aunque se trata de un terreno de condiciones geológicas desfavorables, sí que se puede considerar que se trata de un terreno geológicamente homogéneo, en el sentido que se trata de formaciones sedimentarias detríticas con continuidad horizontal, apoyadas sobre un sustrato

terciario de manera constante en todo el tramo de la estructura, y en el propio enlace, situado a unos 15 metros de profundidad, y que es donde se exige el apoyo de la punta de los pilotes, con un determinado resguardo. Los sondeos se han llevado hasta una profundidad mínima de 45 m por seguridad y control general del perfil geotécnico dentro del área del enlace, con lo cual se ha podido comprobar la presencia y continuidad del sustrato terciario de arenas amarillas en toda el área del enlace.

Las estructuras 1 y 2 comparten prácticamente la misma ubicación dentro de una zona homogénea de marisma, como se ha comprobado en todos los sondeos y DPSH realizados en el área de influencia del enlace, ubicadas dentro de dicho enlace sobre la mismas unidades y perfil geotécnico prácticamente constante.

En todo caso se ha representado un perfil geotécnico para cada estructura considerando las prospecciones realizadas en su trazado, las cuales definen, como se ha dicho, niveles estratigráficos similares.

Niveles geotécnicos dentro del sustrato Terciario:

Dentro del perfil geotécnico se han considerado dos niveles con comportamiento resistente diferenciado dentro del sustrato Terciario arenoso, cuyos espesores se ha definido en función de las investigaciones geotécnicas y de la ubicación de la estructura correspondiente. En este caso:

*Nivel superior:*

De unos 5 metros de espesor: En contacto con el muro de la marisma / Nivel TA secuencia de techo, alterada de compacidad media. Compuesto por arenas limosas y limo-arcillosas con algunas gravas

*Nivel inferior:*

Resto del perfil geotécnico: Hasta muro investigado en 49,00m / Nivel TA secuencia de muro de compacidad densa a muy densa. Compuesto por arenas limosas con algunas gravas, y pasadas o niveles netamente arcillosos y arcillo-margosos.

12.2.2.3.- Definición de la columna estratigráfica

Para el cálculo de la cimentación de la estructura se considerarán los siguientes niveles geotécnicos:

|             |    |   |    |   |   |
|-------------|----|---|----|---|---|
| De          | 0  | a | 15 | Marisma   | Unidad Geotecnica Q <sub>M</sub>                    |
| De          | 15 | a | 20 | TA Alterada secuencia de techo (ARENAS MEDIAS)    | Unidad Geotecnica T <sub>A</sub> secuencia de techo |
| A partir de | 20 |   |    | TA secuencia de muro (ARENAS DENSAS - MUY DENSAS) | Unidad Geotecnica T <sub>A</sub> secuencia de muro  |

**Tabla.** Columna estratigráfica a considerar en el cálculo.

12.2.2.4.- Parámetros geotécnicos aplicados

Los parámetros mecánicos de los materiales se recogen en el **apartado nº 5**.

12.2.2.5.- Nivel freático

La posición del nivel freático se ha expuesto en el **apartado nº 6**.

12.2.2.6.- Agresividad del medio

La agresividad del medio, suelo y agua, frente al hormigón, se ha expuesto en el **apartado nº 7**.

12.2.2.7.- Caracterización sísmica del sustrato

La caracterización sísmica del sustrato se ha expuesto en el **apartado nº 8**.

12.2.2.8.- Expansividad

El riesgo de expansividad del sustrato puede clasificarse como Bajo a Medio, tan sólo se plantea la adopción de medidas preventivas durante la ejecución de las obras, sin que se entienda necesario adoptar otras medidas adicionales.

Estas recomendaciones, se corresponden en general con medidas constructivas de buena práctica habituales en suelos arcillosos, debiendo tan sólo insistirse en la necesidad de cuidar de que **las excavaciones se mantengan abiertas el mínimo tiempo posible y no se vean por ciclos de humedad-deseccación**.

12.2.3.- Tipología de cimentación proyectada

Se ha seleccionado cimentación PROFUNDA para todos los apoyos, estribos y pilas, de la estructura por los siguientes motivos:

- Potencia importante de suelos compresibles muy blandos, saturados, de la marisma, que no admiten la cimentación directa sobre ellos.

- **ESTRIBOS**

Se proyectan estribos cargaderos pilotados apoyados en los terraplenes de acceso a la estructura, sobre las cuñas de transición (material tipo suelo seleccionado).

- **PILAS**

Se proyecta cimentación profunda profunda mediante PILOTES CON ENCEPADO.

#### **12.2.4.- Esfuerzos parásitos en pilotes de pilas**

No se presentan.

#### **12.2.5.- Esfuerzos parásitos en pilotes de estribos**

Los pilotes, debido a su interacción con el terreno, pueden quedar sometidos a unas acciones que habrán de sumarse a las que produce la propia estructura a la que sustentan. Estas acciones se denominan habitualmente efectos parásitos, y las más frecuentes son las debidas al rozamiento negativo y a los empujes horizontales.

##### 12.2.5.1.- Rozamiento negativo

El rozamiento negativo, se produce cuando el asiento general de la superficie del terreno es mayor que la de la cabeza del pilote. En esta situación, el terreno tiende “a colgarse” de los fustes de los pilotes, induciendo unas tensiones de tangenciales adicionales que aumentan la carga que recibe el pilote.

Las tensiones inducidas en el pilote debidas al rozamiento negativo aumentan a medida que lo hace el asiento relativo terreno-pilote hasta un determinado umbral, a partir del cual los movimientos relativos alcanzan tal magnitud, que se produce el deslizamiento entre las zonas del terreno inmediatamente próximas al fuste del pilote y las que se encuentran un poco más alejadas.

En el caso de los pilotes de los estribos, si bien se han considerado ejecución de columnas de grava para acelerar y reducir los asientos de las marismas bajo los terraplenes de los estribos y la construcción posterior de los pilotes con un tiempo de espera, no puede descartarse que una vez ejecutados los pilotes, no sigan produciéndose pequeñas deformaciones o asientos postconstructivos, que, si bien no serán de gran consideración, si pueden ser suficientes para movilizar buena parte del rozamiento negativo (nótese que 1 cm puede ser suficiente para movilizarlo completamente).

#### Procedimiento de cálculo del rozamiento negativo:

Para estimar el rozamiento negativo se ha empleado una metodología habitual (ver J.A. Jiménez Salas et. al., GEOTECNIA Y CIMENTOS III, Primera parte, Ed. Rueda, pág 441-442), que consiste en considerar el rozamiento negativo a partir de las tensiones verticales en cada punto y una constante que depende del coeficiente de empuje y el ángulo de rozamiento movilizado  $\delta$  en el contacto pilote – terreno:

En los **suelos granulares** (en el caso en estudio, los terraplenes y los rellenos antrópicos), el parámetro K puede tomarse como el empuje al reposo y el ángulo  $\delta$  como una fracción del ángulo de rozamiento interno (del orden de 2/3).

El coeficiente del empuje al reposo puede considerarse a partir de la expresión de Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$$

En los **suelos cohesivos** (en el caso en estudio, los marismas), es habitual sustituir el factor  $K \cdot \tan\delta$ , por una constante ( $\beta$ ). Bjerrum (1973) propuso una relación en función de la naturaleza del suelo, que para el caso de arcillas de baja – media plasticidad (CL) adopta el valor de  $\beta=0,20$  a 0,15. Se recomienda considerar el valor de  $\beta=0,20$ .

Teniendo en cuenta que el rozamiento negativo en cada unidad puede calcularse a partir de las siguientes expresiones:

$$\tau = \sigma'_v \cdot K \cdot \tan \delta = \sigma'_v \cdot (1 - \text{sen}\phi) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \text{ (suelos granulares)}$$

$$\tau = \sigma'_v \cdot \beta \text{ (suelos cohesivos)}$$

Y que la carga total negativa resultaría el sumatorio de la carga negativa en cada capa o unidad geotécnica:

$$P_{neg} = \sum_1^n H_i \cdot \tau_i \cdot \pi \cdot D$$

Operando la expresión anterior se obtiene:

$$P_{neg} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n H_i \cdot \tau_i$$

Expresión a partir de la cual puede obtenerse la carga total negativa en función del perímetro del pilote, esto es, del diámetro.

Se expone a continuación, para este caso, los resultados del cálculo:

| ESTRUCTURA E1 y E2                                  |          |                              |                                  |  |               |                 |         |                   |                           |
|---|----------|------------------------------|----------------------------------|--|---------------|-----------------|---------|-------------------|---------------------------|
| Nivel   |          | H (m)<br>espesor del estrato | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\sigma'_v$<br>en el centro del estrato<br>(kPa) | $\phi$<br>(°) | $\delta$<br>(°) | $\beta$ | $\tau_n$<br>(kPa) | $P_{neg}/\pi D$<br>(kN/m) |
| Terraplén   | granular | 5                            | 20                               | 60   | 34            | 22,67           |         | 11,05             | 55,23                     |
| Marisma   | cohesivo | 15                           | 6,9                              | 161,75   |               |                 | 0,2     | 32,35             | 485,25                    |
|   |          |                              |                                  |  |               |                 |         | 43,40             | 540,48                    |
| Sobrecarga de =                                     |          | 10                           | kPa                              |  |               |                 |         |                   |                           |
| La carga que se genera en rozamiento negativo será: |          |                              |                                  |  |               |                 |         |                   |                           |
| Qnegativo (kN) =                                    |          | $\pi \times D \times 540,48$ |                                  | (Para un terraplén de 5 m)                       |               |                 |         |                   |                           |
|   |          |                              | Qneg<br>(kN)                     |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1        | m                            | 1697,96                          |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,2      | m                            | 2037,55                          |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,5      | m                            | 2546,94                          |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,8      | m                            | 3056,33                          |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 2        | m                            | 3395,92                          |  |               |                 |         |                   |                           |

12.2.5.2.- Esfuerzos parásitos horizontales

Dada la reducida capacidad portante y resistencia al corte del nivel de arcillas de la marisma, es necesario considerar **empujes parásitos horizontales** inducidos por el relleno proyectado, de acceso a los estribos, sobre los pilotes.

Si se tiene un pilote que atraviesa suelos cohesivos blandos y en la superficie del terreno se coloca una sobrecarga asimétrica, p.e., sólo a uno de los lados, se pueden producir asientos y movimientos horizontales del terreno contra el fuste del pilote. Este flujo horizontal del terreno genera sobre los pilotes empujes y flexiones que, dependiendo de su rigidez, pueden dar lugar a la rotura de los mismos.

Según el criterio de Tschebotarioff, es necesario tener en cuenta este problema cuando la sobrecarga introducida, resulta mayor que 3 veces la resistencia al corte sin drenaje del terreno.

$\Delta\sigma' \geq 3s_u \rightarrow$  CONSIDERAR EMPUJES LATERALES

En nuestro caso la resistencia al corte de la marisma es de 11 kPa. Por tanto, el límite para no considerar empujes laterales sobre los pilotes estaría en  $3 \times 11 = 33 \text{ Kpa} = 3,3 \text{ T/m}^2$ . Para una densidad del material del terraplén de  $2 \text{ T/m}^2$ , estaríamos en una altura máxima de relleno de  $3,3/2 = 1,65 \text{ m}$ .

Los terraplenes de acceso a los estribos presentan una altura máxima del orden de 5 m, por tanto, es preciso considerar esfuerzos horizontales parásitos en el diseño de los pilotes.

Procedimiento de cálculo de los esfuerzos parásitos horizontales

Para el cálculo del empuje horizontal causado por la sobrecarga de los rellenos de los estribos se ha seguido en método propuesto por la G.C.O.C. en su apartado 5.6.3. Estos cálculos se han realizado en el anejo 13. Estructuras.

Consideraciones adicionales

Dado la reducida capacidad portante de la marisma, se ha considerado en los cálculos del empuje sobre los pilotes y con el fin de optimizar la solución, la colaboración de las columnas de grava proyectadas como mejora del cimiento de los rellenos, cuyo fin principal es reducir el asiento de los mismos y acelerar su consolidación.

Para ello se ha tomado, para definir el coeficiente de empuje al reposo el ángulo de rozamiento equivalente suelo-columnas, siguiendo el Método de Priebe. Estos cálculos se han realizado en el anejo 13. Estructuras. Finalmente, y con el fin de encajar el empuje horizontal en un rango aceptable para el diseño de los pilotes se han previsto **columnas al tresbolillo, de 1 metro de diámetro y separación entre ejes de 2 metros**.

12.2.6.- Efecto grupo

La carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo.

Para obtener la carga de hundimiento del grupo es preciso multiplicar la carga de hundimiento del pilote individual por el número de pilotes del grupo (n) y por un determinado factor de eficiencia (E).

$$Q^h_{grupo} = E \cdot n \cdot Q^h_{individual}$$

Este coeficiente depende de:

- Tipo de suelo.
- Método de ejecución de los pilotes.
- Espaciamiento de los pilotes.
- Secuencia de ejecución de los pilotes.

Idealmente y al tratarse de **pilotes de extracción**, si se adopta, en el diseño del encepado, una **separación entre ejes de pilotes  $\geq 3$ Diámetros** se puede considerar que **no hay efecto grupo**.

Esta separación, de 3D entre ejes de pilotes, presenta las siguientes ventajas:

- Adecuada desde el punto de vista constructivo.
- En arcillas se aleja el riesgo de una rotura en bloque.
- En arenas optimiza la eficiencia.

No obstante, en caso de no conseguir distancia entre ejes superior a 3 diámetros, deberá considerarse el efecto grupo, de acuerdo con el apartado 5.10.4 de la G.C.O.C.

**12.2.7.- Accesos para construcción de la estructura**

La geometría de los accesos y procesos constructivos aparecen los anejos y planos de estructuras y obras complementarias.

**12.2.8.- Dimensionamiento y comprobación de la cimentación. Carga de hundimiento**

Los resultados obtenidos se recogen en las tablas siguientes.

| Resistencia unitaria por fuste | CARGAS UNITARIAS DE HUNDIMIENTO |       |    |     |                                   |   |
|--------------------------------|---------------------------------|-------|----|-----|-----------------------------------|---|
|                                | 1                               | Tn/m2 | 10 | kPa | (HASTA 15 m de profundidad)       | Marisma   |
|                                | 9                               | Tn/m2 | 90 | kPa | (De 15 HASTA 20 m de profundidad) | TA Alterada secuencia de techo (ARENAS MEDIAS)    |
|                                | 9                               | Tn/m2 | 90 | kPa | (A PARTIR DE 20 m de profundidad) | TA secuencia de muro (ARENAS DENSAS - MUY DENSAS) |

|                                |                  |  |
|--------------------------------|------------------|--|
| Resistencia unitaria por punta | 275,84 z - 208,8 | z en m (profundidad de la punta del pilote, medida desde superficie) |
|--------------------------------|------------------|--|

- **Tabla.** Carga unitaria de hundimiento del terreno -

Notas sobre el cálculo de las resistencias unitarias:

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes, y en concreto de las **resistencias unitarias por fuste y punta** de los distintos niveles de terreno atravesados por los pilotes se han seguido las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) según el Método basado en ensayos presiométricos.

Dicha metodología de cálculo se ha expuesto con detalle en el apartado 9.- Criterios Generales de Comprobación.

Para el cálculo de la presión límite se ha obtenido una correlación de la misma con la profundidad, considerando los valores más moderados de dicho parámetro. Dicha relación se ha justificado en el apartado 5.2.- Parámetros Geomecánicos de los suelos del sustrato, del presente anejo.

Notas adicionales sobre las resistencias unitarias por fuste adoptadas:

*Terciario:*

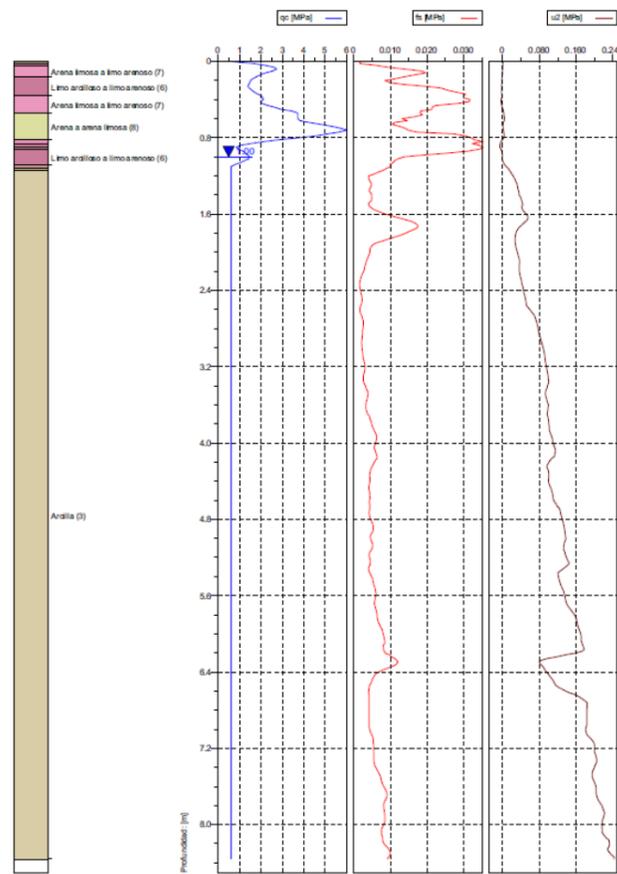
Los valores obtenidos por el cálculo son superiores al límite de 90 kPa para la resistencia por fuste, fijado por la GCOC para suelos granulares, para ambos niveles geotécnicos, TA secuencia de techo y TA secuencia de muro. Por tanto, se ha propuesto un valor de 90 kPa para la resistencia por fuste unitaria en ambos subniveles del sustrato Terciario.

Es importante resaltar que en el nivel alterado, entre 15 m y 20 m de profundidad, se han obtenido en el ensayo presiométrico presiones límite importantes, con valores entre 12,64 kp/cm2 y 20,05 kp/cm2.

*Marisma:*

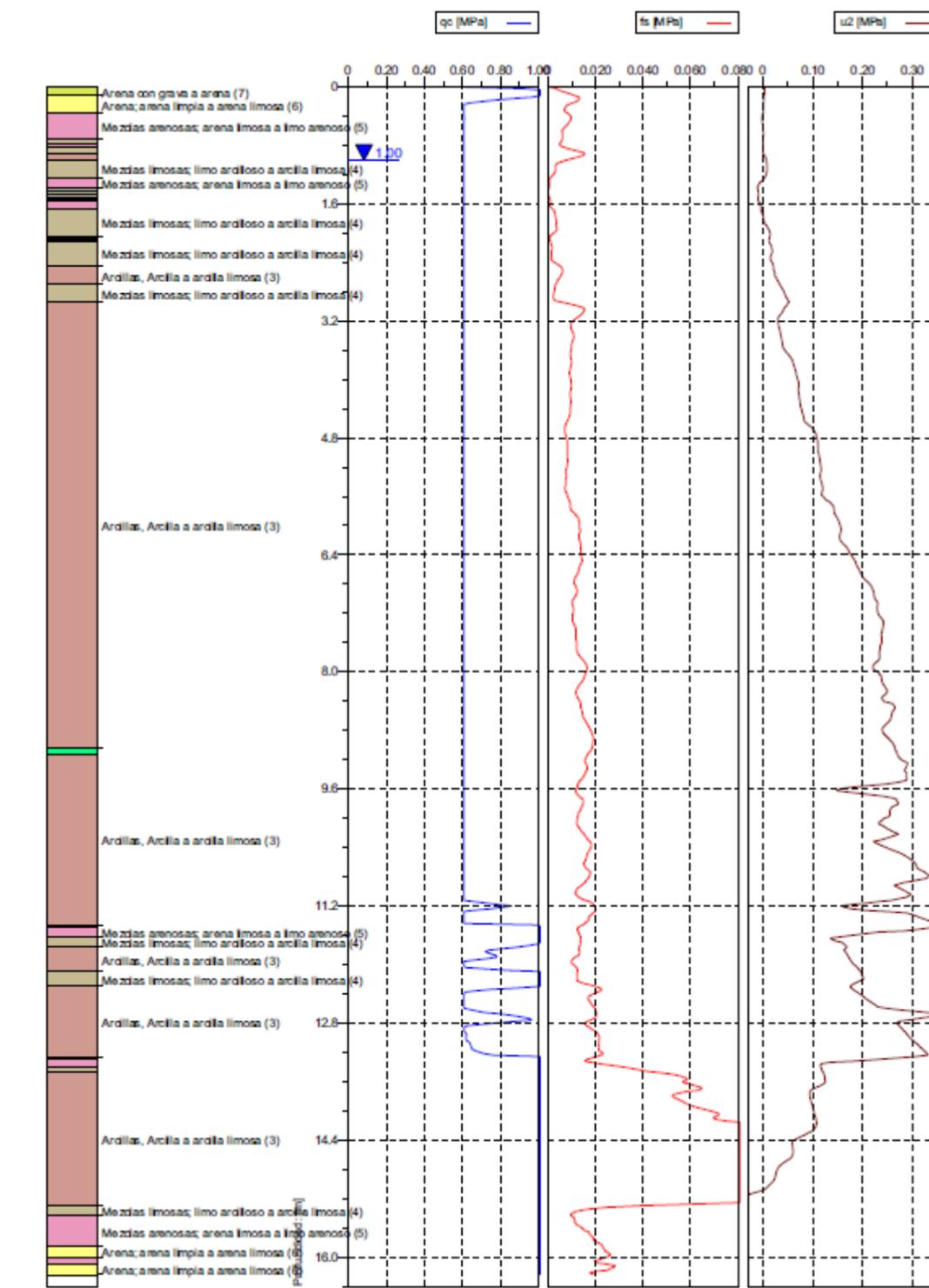
Se ha considerado una resistencia mínima por fuste de 10 kPa, en base a los resultados de los ensayos piezoconos realizados en el entorno de la estructura.

Columna CPTU-5:



Se produce rechazo a 8,5 metros con una resistencia por fuste próxima a los 10 kPa.

Columna CPTU-6:



Se puede observar como el valor medio en el espesor de la marisma, para la resistencia por fuste, está por encima de 10 kPa.

Factores de seguridad.

Para definir la carga admisible frente al hundimiento se utilizarán los coeficientes de seguridad recomendados en la GCOC.

| PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO  | COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO |  |  |
|--|--|--|--|
|  | COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (F <sub>1</sub> )  | COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA (F <sub>2</sub> ) | COMBINACIONES ACCIDENTALES (F <sub>3</sub> ) |
| <b>Cualquier tipo de pilotaje</b>  |  |  |  |
| Método del SPT en suelos granulares  | 3  | 2,6  | 2,2  |
| Método basado en el penetrometro estático  | 2,5  | 2,2  | 1,8  |
| Métodos basados en datos de penetrometros dinámicos continuos y uso de correlaciones   | 3,5  | 3  | 2,6  |
| Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (solo para pilotes empotrados en roca)  | 3  | 2,6  | 2,2  |
| Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas) | 3  | 2,6  | 2,2  |
| Basado en ensayos de carga   | 2  | 1,7  | 1,5  |

- **Tabla.** Coeficientes de seguridad frente al hundimiento. GCOC -

El criterio que se aplicará, en este caso, según lo establecido por la GCOC para Métodos basados en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio y campo, es el siguiente:

- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 3,0** para las situaciones de comprobación en **Combinación Casi-Permanente**.
- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 2,6** para las situaciones de comprobación en **Combinación Característica**.

Longitud de los pilotes. Profundidad mínima de la punta.

Se recomienda un empotramiento mínimo de 6 DIÁMETROS en el Terciario. Y en todo caso se recomienda un empotramiento mínimo de 4 DIÁMETROS en el Plioceno Arenoso sano, no alterado por el contacto con la marisma, asegurando así el empotramiento en las ARENAS DENSAS.

Por tanto, la **profundidad mínima** de la punta de los pilotes proyectados deberá cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

$Z_{\text{minima\_punta}} = 15 + 6xD$ , en metros.

$Z_{\text{minima\_punta}} = 20 + 4xD$ , en metros.

Siendo D el diámetro del pilote.

Selección del tipo de pilote. Profundidad del encepado.

En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueas, cortes, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco.

**A tal efecto y dados los condicionantes de baja resistencia al corte de los niveles cuaternarios de marisma con suelos tipo fango de consistencia muy blanda y posibles flujos de agua freática, se han proyectado pilotes perforados hormigonados “in situ” con camisa perdida en los niveles de marisma y lodos bentoníticos en el Terciario.**

**La cara superior de los encepados deberá estar enterrada al menos 0,3 m.**

Diámetro de los pilotes – Tope estructural.

Dada la magnitud de las cargas previstas y los condicionantes geotécnicos planteados, se ha previsto el empleo de pilotes perforados hormigonados in situ con lodos, con **diámetros superiores a 1000 mm** (1000-1250-1500-1800 y 2000). La limitación para la selección de uno u otro diámetro y la estimación de su longitud óptima se deduce del tope estructural, para el cual se han empleado los valores recogidos en la G.C.O.C.:

$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$ , A = área de la sección transversal

| TIPO DE PILOTE                  | VALORES DE $\sigma$ (MPa) |                              |
|---------------------------------|---------------------------|------------------------------|
|                                 | SUELO FIRME               | ROCA                         |
| Hincado                         | Hormigón pretensado       | 0,30 ( $f_{ck} - 0,90 f_p$ ) |
|                                 | Hormigón armado           | 0,30 $f_{ck}$                |
|                                 | Metálico                  | 0,33 $f_{yk}$                |
|                                 | Madera                    | 5                            |
| Perforado de hormigón «in situ» | Entubado                  | 5                            |
|                                 | Con lodos                 | 4                            |
|                                 | En seco                   | 4                            |
|                                 | Barrenado                 | 4                            |
|                                 |                           | No aplicable                 |

- **Tabla.** Tensión de trabajo para el cálculo del Tope Estructural. GCOC -

Se ha adoptado, por tanto, **una tensión de trabajo de 4 MPa**, correspondiente a un pilote sin entubación en suelo firme, con lodos, (tramo de pilotes en la formación de arenas densas). Con ello las capacidades estructurales máximas obtenidas son las siguientes.

| Diámetro         | 1000 mm | 1250 mm | 1500 mm | 1800 mm  | 2000 mm  |
|------------------|---------|---------|---------|----------|----------|
| Tope estructural | 3142 kN | 4909 kN | 7069 kN | 10179 kN | 12566 kN |

- Tabla. Tope estructural según diámetro de los pilotes -

Se procurará, en la medida de lo posible, **proyectar un mismo diámetro** para todos los pilotes proyectados en las distintas estructuras del enlace.

#### **12.2.9.- Auscultación de los pilotes construidos.**

Con carácter general se prevé la auscultación de todos los pilotes empleados en la cimentación profunda de la estructura mediante ensayos de transparencia sónica o “cross-hole” en el interior del pilote, respetando las especificaciones sobre número de tuberías y posición establecidas en el Cuadro siguiente:

| ASTM D-5885-96                 |             |            |                    |
|--------------------------------|-------------|------------|--------------------|
| Ø de pilote (mm)               | Nº de tubos | Diagrafías | Ángulo entre tubos |
| $\varnothing < 750$            | 2           | 1          | 180                |
| $750 \leq \varnothing < 1000$  | 3           | 3          | 120                |
| $1000 \leq \varnothing < 1500$ | 4           | 6          | 90                 |
| $1500 \leq \varnothing < 2500$ | 6           | 15         | 60                 |
| $\varnothing \geq 2500$        | 8           | 20         | 45                 |

- Tabla. Criterios de auscultación de pilotes in situ -

#### **12.2.10.- Protecciones de la estructura**

##### **SANEOS.**

No se proyectan saneos, asociados a las estructuras, dada la singularidad de los suelos de marisma atravesados, y las cimentaciones profundas proyectadas.

##### **PROTECCIONES DE LOS RELLENOS Y TALUDES DE DERRAME DE ESTRIBOS.**

Los estribos, en todos los casos quedan alejados de la zona inundable de los caños, por tanto, no ha sido necesario proyectar protecciones de escollera.

En este sentido, se ha comprobado durante las visitas de campo realizadas, que los estribos de las estructuras existentes, con disposiciones similares, no disponen de protecciones de escollera.

No obstante, y dado la naturaleza de suelos saturados del sustrato marismal se ha proyectado la ejecución de los rellenos con material tipo suelo seleccionando en su totalidad.

Entre los rellenos tipo suelo seleccionado y el sustrato natural se colocará un **geotextil** con función de filtro y separación, resistente al punzonamiento.

#### **12.2.11.- Taludes de excavaciones provisionales.**

Las máximas alturas previstas, de excavaciones provisionales a cielo abierto, están en el entorno de 2 m. De manera que, para las cohesiones y densidades de los suelos del corredor, podrán excavarse a corto plazo en talud vertical sin problemas de estabilidad. En cualquier caso, en el presente Anejo, se han previsto:

- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 1H:1V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de rellenos antrópicos. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros.
- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 1H:2V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de arenas terciarias aflorantes. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros.
- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 2H:1V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de marisma. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros. Deberá preverse una bomba de achique de aguas, ya que como se ha visto en el apartado correspondiente el nivel freático se encuentra subsuperficial.

Para excavaciones temporales de profundidades superiores a 2 metros, se utilizarán técnicas de estabilización o sostenimiento provisional de las paredes de excavación.

En cuanto a las excavaciones provisionales en los suelos cuaternarios de marisma, es conveniente resaltar que estos materiales sufren, en superficie, una desecación que proporciona una sobre consolidación, aumentando algo la resistencia y un cambio de coloración a tonos marrones. El espesor desecado generalmente no supera los 50-75 cm en el área de estudio. Esta costra superior desecada permite el tránsito con maquinaria de obra por la marisma hasta los puntos de apoyo y cimentación de las estructuras.

No obstante, tal y como se ha comentado en apartados anteriores se han proyectado todos los accesos provisionales a la estructura. La geometría de los accesos y procesos constructivos aparecen los anejos y planos de estructuras y obras complementarias.

**12.3.- ESTRUCTURA 3**

**12.3.1.- Descripción**

*Ubicación*

Viaducto enlace de Chiclana norte en el eje 25.

En la **Figura** siguiente se muestra la tipología estructural y la geología y geotecnia del tramo afectado.

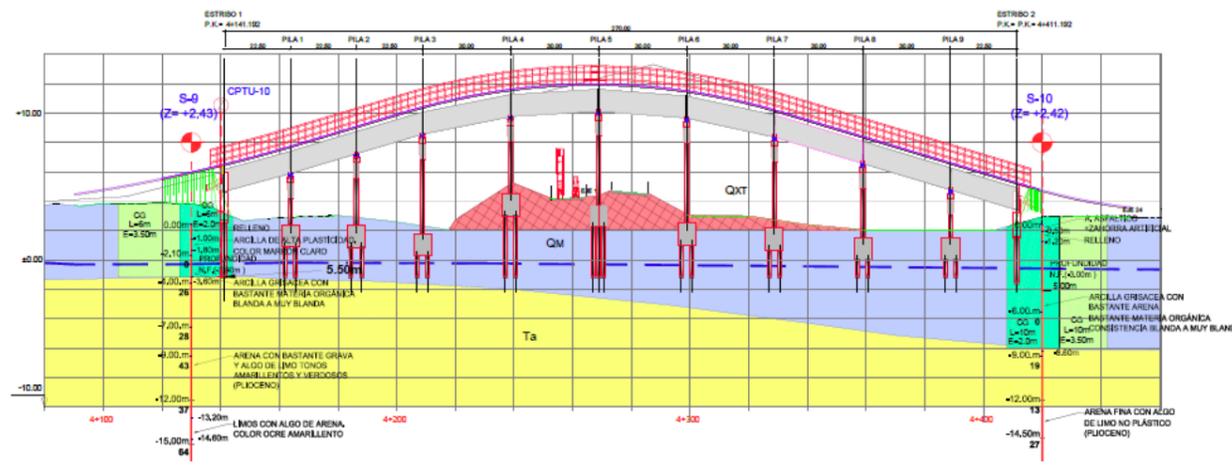
*Asientos admisibles*

Dado el carácter isostático de la estructura y las longitudes importantes de los vanos proyectados, se consideran admisibles **asientos diferenciales** entre apoyos consecutivos de hasta 5 cm.

Para **puentes isostáticos**, como es el caso de todas las estructuras proyectadas, éste valor de límite del asiento exige **LUCES MÍNIMAS** según lo establecido en la G.C.O.C.:

$$s < \frac{L}{300} \Rightarrow L > 300 \cdot s = 300 \cdot 0,05 = 15 \text{ m}$$

En cualquier caso, y dada la singularidad geotécnica de los materiales de apoyo, con un nivel muy importante de suelos muy blandos, se ha proyectado **cimentación profunda** en todos los apoyos de la estructura, con el fin de reducir al mínimo los asientos esperables.



**Figura.** Perfil geotécnico estructura E3.

**12.3.2.- Emplazamiento. Geología y Geotecnia**

**12.3.2.1.- Descripción geológica del emplazamiento**

La Estructura E3 se sitúa sobre la unidad Cuaternaria de Marisma con unos 9 metros de espesor que descansa sobre la unidad Terciaria de arenas amarillas.

**12.3.2.2.- Reconocimientos realizados**

En el lugar de implantación de la estructura se han realizado los siguientes reconocimientos.

- 2 sondeos, S-9 y S-10, entre 30 y 45 m de profundidad. Estos sondeos han permitido estudiar las condiciones de apoyo para las distintas estructuras previstas en esta área.
- 1 ensayo CPTU, denominado CPTU-10.

Se incluyen también las prospecciones tomadas de campañas geotécnicas antecedentes realizadas en proyectos y obras ejecutados en el entorno:

- CG Antecedente El Tren-Tranvía Chiclana-Caño Zurraque: SM-7.
- CG Antecedente PC Tren-Tranvía Chiclana-Caño Zurraque: penetro DPSH P-20.

En el **Plano**.- Planta y alzado geológico-Geotécnico, adjuntado en el **Apéndice 1** se incluye la planta y el alzado de la estructura con la ubicación de las prospecciones realizadas.

Se incluye un **Apéndice 5**.- Campañas geotécnicas antecedentes del Anejo nº 7, recopilando información de las labores de investigación en proyectos antecedentes relativos a actuaciones próximas.

Notas en relación con la campaña geotécnica realizada.

De acuerdo con la NS 3/2012 y aunque se trata de un terreno de condiciones geológicas desfavorables, sí que se puede considerar que se trata de un terreno geológicamente homogéneo, en el sentido que se trata de formaciones sedimentarias detríticas con continuidad horizontal, apoyadas sobre un sustrato terciario de manera constante en todo el tramo de la estructura, situado a unos 6 a 9 metros de profundidad, y que es donde se exige el apoyo de la punta de los pilotes. Los sondeos se han llevado hasta una profundidad mínima de 45 m por seguridad y control general del perfil geotécnico dentro del área de la estructura, con lo cual se ha podido comprobar la presencia y continuidad del sustrato terciario de arenas amarillas en toda el área de ocupación de la estructura.

Independientemente del perfil geotécnico definido por las prospecciones geotécnicas realizadas y dibujado en los planos, con una ligera variación longitudinal del espesor de nivel de marisma, entre 2 y 3 metros en 270 m de desarrollo, se ha considerado, del lado de la seguridad un perfil de cálculo y diseño de los pilotes constante correspondiente al máximo espesor de marisma, de unos 9 m (8,6 m) en el estribo 2, más un nivel alterado del techo de la formación Terciario de unos 3 metros. Además, se ha exigido un empotramiento mínimo de 4 diámetros en la formación Terciaria sana.

Niveles geotécnicos dentro del sustrato Terciario:

Dentro del perfil geotécnico se han considerado dos niveles con comportamiento resistente diferenciado dentro del sustrato Terciario arenoso, cuyos espesores se ha definido en función de las investigaciones geotécnicas y de la ubicación de la estructura correspondiente. En este caso:

*Nivel superior:*

De unos 3 metros de espesor: En contacto con el muro de la marisma / Nivel TA secuencia de techo, alterada de compacidad media. Compuesto por arenas limosas y limo-arcillosas con algunas gravas

*Nivel inferior:*

Resto del perfil geotécnico: Hasta muro investigado en 49,00m / Nivel TA secuencia de muro de compacidad densa a muy densa. Compuesto por arenas limosas con algunas gravas, y pasadas o niveles netamente arcillosos y arcillo-margosos.

12.3.2.3.- Definición de la columna estratigráfica

Para el cálculo de la cimentación de la estructura se considerarán los siguientes niveles geotécnicos:

|             |    |   |    |   |   |
|-------------|----|---|----|---|---|
| De          | 0  | a | 9  | Marisma   | Unidad Geotecnica Q <sub>M</sub>                    |
| De          | 9  | a | 12 | TA Alterada secuencia de techo (ARENAS MEDIAS)    | Unidad Geotecnica T <sub>A</sub> secuencia de techo |
| A partir de | 12 |   |    | TA secuencia de muro (ARENAS DENSAS - MUY DENSAS) | Unidad Geotecnica T <sub>A</sub> secuencia de muro  |

**Tabla.** Columna estratigráfica a considerar en el cálculo.

12.3.2.4.- Parámetros geotécnicos aplicados

Los parámetros mecánicos de los materiales se recogen en el **apartado nº 5**.

12.3.2.5.- Nivel freático

La posición del nivel freático se ha expuesto en el **apartado nº 6**.

12.3.2.6.- Agresividad del medio

La agresividad del medio, suelo y agua, frente al hormigón, se ha expuesto en el **apartado nº 7**.

12.3.2.7.- Caracterización sísmica del sustrato

La caracterización sísmica del sustrato se ha expuesto en el **apartado nº 8**.

12.3.2.8.- Expansividad

El riesgo de expansividad del sustrato puede clasificarse como Bajo a Medio, tan sólo se plantea la adopción de medidas preventivas durante la ejecución de las obras, sin que se entienda necesario adoptar otras medidas adicionales.

Estas recomendaciones, se corresponden en general con medidas constructivas de buena práctica habituales en suelos arcillosos, debiendo tan sólo insistirse en la necesidad de cuidar de que **las excavaciones se mantengan abiertas el mínimo tiempo posible y no se vean por ciclos de humedad-deseccación**.

**12.3.3.- Tipología de cimentación proyectada**

Se ha seleccionado cimentación PROFUNDA para todos los apoyos, estribos y pilas, de la estructura por los siguientes motivos:

- Potencia importante de suelos compresibles muy blandos, saturados, de la marisma, que no admiten la cimentación directa sobre ellos.

- **ESTRIBOS**

Se proyectan estribos cargaderos pilotados apoyados en los terraplenes de acceso a la estructura, sobre las cuñas de transición (material tipo suelo seleccionado).

- **PILAS**

Se proyecta cimentación profunda mediante PILOTES CON ENCEPADO.

**12.3.4.- Esfuerzos parásitos en pilotes de pilas**

No se presentan.

**12.3.5.- Esfuerzos parásitos en pilotes de estribos**

Los pilotes, debido a su interacción con el terreno, pueden quedar sometidos a unas acciones que habrán de sumarse a las que produce la propia estructura a la que sustentan. Estas acciones se denominan habitualmente efectos parásitos, y las más frecuentes son las debidas al rozamiento negativo y a los empujes horizontales.

**12.3.5.1.- Rozamiento negativo**

El rozamiento negativo, se produce cuando el asiento general de la superficie del terreno es mayor que la de la cabeza del pilote. En esta situación, el terreno tiende “a colgarse” de los fustes de los pilotes, induciendo unas tensiones de tangenciales adicionales que aumentan la carga que recibe el pilote.

Las tensiones inducidas en el pilote debidas al rozamiento negativo aumentan a medida que lo hace el asiento relativo terreno-pilote hasta un determinado umbral, a partir del cual los movimientos relativos alcanzan tal magnitud, que se produce el deslizamiento entre las zonas del terreno inmediatamente próximas al fuste del pilote y las que se encuentran un poco más alejadas.

En el caso de los pilotes de los estribos, si bien se han considerado ejecución de columnas de grava para acelerar y reducir los asientos de las marismas bajo los terraplenes de los estribos y la construcción posterior de los pilotes con un tiempo de espera, no puede descartarse que una vez ejecutados los pilotes, no sigan produciéndose pequeñas deformaciones o asientos postconstructivos, que, si bien no serán de gran consideración, si pueden ser suficientes para movilizar buena parte del rozamiento negativo (nótese que 1 cm puede ser suficiente para movilizarlo completamente).

**Procedimiento de cálculo del rozamiento negativo:**

Para estimar el rozamiento negativo se ha empleado una metodología habitual (ver J.A. Jiménez Salas et. al., GEOTECNIA Y CIMENTOS III, Primera parte, Ed. Rueda, pág 441-442), que consiste en considerar el rozamiento negativo a partir de las tensiones verticales en cada punto y una constante que depende del coeficiente de empuje y el ángulo de rozamiento movilizado  $\delta$  en el contacto pilote – terreno:

En los **suelos granulares** (en el caso en estudio, los terraplenes y los rellenos antrópicos), el parámetro K puede tomarse como el empuje al reposo y el ángulo  $\delta$  como una fracción del ángulo de rozamiento interno (del orden de 2/3).

El coeficiente del empuje al reposo puede considerarse a partir de la expresión de Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$$

En los **suelos cohesivos** (en el caso en estudio, los marismas), es habitual sustituir el factor  $K \cdot \tan\delta$ , por una constante ( $\beta$ ). Bjerrum (1973) propuso una relación en función de la naturaleza del suelo, que para el caso de arcillas de baja – media plasticidad (CL) adopta el valor de  $\beta=0,20$  a 0,15. Se recomienda considerar el valor de  $\beta=0,20$ .

Teniendo en cuenta que el rozamiento negativo en cada unidad puede calcularse a partir de las siguientes expresiones:

$$\tau = \sigma'_v \cdot K \cdot \tan \delta = \sigma'_v \cdot (1 - \text{sen}\phi) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \text{ (suelos granulares)}$$

$$\tau = \sigma'_v \cdot \beta \text{ (suelos cohesivos)}$$

Y que la carga total negativa resultaría el sumatorio de la carga negativa en cada capa o unidad geotécnica:

$$P_{neg} = \sum_1^n H_i \cdot \tau_i \cdot \pi \cdot D$$

Operando la expresión anterior se obtiene:

$$P_{neg} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n H_i \cdot \tau_i$$

Expresión a partir de la cual puede obtenerse la carga total negativa en función del perímetro del pilote, esto es, del diámetro.

Se expone a continuación, para este caso, los resultados del cálculo:

| ESTRUCTURA E3                                       |          |                              |                                  |  |               |                 |         |                   |                           |
|---|----------|------------------------------|----------------------------------|--|---------------|-----------------|---------|-------------------|---------------------------|
| Nivel   |          | H (m)<br>espesor del estrato | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\sigma'_v$<br>en el centro del estrato<br>(kPa) | $\phi$<br>(°) | $\delta$<br>(°) | $\beta$ | $\tau_n$<br>(kPa) | $P_{neg}/\pi D$<br>(kN/m) |
| Terraplén   | granular | 5                            | 20                               | 60   | 34            | 22,67           |         | 11,05             | 55,23                     |
| Marisma   | cohesivo | 9                            | 6,9                              | 141,05   |               |                 | 0,2     | 28,21             | 253,89                    |
|   |          |                              |                                  |  |               |                 |         | 39,26             | 309,12                    |
| Sobrecarga de =                                     |          | 10                           | kPa                              |  |               |                 |         |                   |                           |
| La carga que se genera en rozamiento negativo será: |          |                              |                                  |  |               |                 |         |                   |                           |
| Qnegativo (kN) =                                    |          | $\pi \times D \times 309,12$ |                                  | (Para un terraplén de 5 m)                       |               |                 |         |                   |                           |
|   |          |                              | Qneg<br>(kN)                     |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1        | m                            | 971,12                           |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,2      | m                            | 1165,35                          |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,5      | m                            | 1456,68                          |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 1,8      | m                            | 1748,02                          |  |               |                 |         |                   |                           |
| D=  | 2        | m                            | 1942,24                          |  |               |                 |         |                   |                           |

12.3.5.2.- Esfuerzos parásitos horizontales

Dada la reducida capacidad portante y resistencia al corte del nivel de arcillas de la marisma, es necesario considerar **empujes parásitos horizontales** inducidos por el relleno proyectado, de acceso a los estribos, sobre los pilotes.

Si se tiene un pilote que atraviesa suelos cohesivos blandos y en la superficie del terreno se coloca una sobrecarga asimétrica, p.e., sólo a uno de los lados, se pueden producir asentamientos y movimientos horizontales del terreno contra el fuste del pilote. Este flujo horizontal del terreno genera sobre los pilotes empujes y flexiones que, dependiendo de su rigidez, pueden dar lugar a la rotura de los mismos.

Según el criterio de Tschebotarioff, es necesario tener en cuenta este problema cuando la sobrecarga introducida, resulta mayor que 3 veces la resistencia al corte sin drenaje del terreno.

$\Delta\sigma' \geq 3s_u \rightarrow$  CONSIDERAR EMPUJES LATERALES

En nuestro caso la resistencia al corte de la marisma es de 11 kPa. Por tanto, el límite para no considerar empujes laterales sobre los pilotes estaría en  $3 \times 11 = 33 \text{ Kpa} = 3,3 \text{ T/m}^2$ . Para una densidad del material del terraplén de  $2 \text{ T/m}^2$ , estaríamos en una altura máxima de relleno de  $3,3/2 = 1,65 \text{ m}$ .

Los terraplenes de acceso a los estribos presentan una altura máxima del orden de 5 m, por tanto, es preciso considerar esfuerzos horizontales parásitos en el diseño de los pilotes.

Procedimiento de cálculo de los esfuerzos parásitos horizontales

Para el cálculo del empuje horizontal causado por la sobrecarga de los rellenos de los estribos se ha seguido en método propuesto por la G.C.O.C. en su apartado 5.6.3. Estos cálculos se han realizado en el anejo 13. Estructuras.

Consideraciones adicionales

Dado la reducida capacidad portante de la marisma, se ha considerado en los cálculos del empuje sobre los pilotes y con el fin de optimizar la solución, la colaboración de las columnas de grava proyectadas como mejora del cimiento de los rellenos, cuyo fin principal es reducir el asiento de los mismos y acelerar su consolidación.

Para ello se ha tomado, para definir el coeficiente de empuje al reposo el ángulo de rozamiento equivalente suelo-columnas, siguiendo el Método de Priebe. Estos cálculos se han realizado en el anejo 13. Estructuras. Finalmente, y con el fin de encajar el empuje horizontal en un rango aceptable para el diseño de los pilotes se han previsto **columnas al tresbolillo, de 1 metro de diámetro y separación entre ejes de 2 metros**.

12.3.6.- Efecto grupo

La carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo.

Para obtener la carga de hundimiento del grupo es preciso multiplicar la carga de hundimiento del pilote individual por el número de pilotes del grupo (n) y por un determinado factor de eficiencia (E).

$$Q^h_{grupo} = E \cdot n \cdot Q^h_{individual}$$

Este coeficiente depende de:

- Tipo de suelo.
- Método de ejecución de los pilotes.
- Espaciamiento de los pilotes.
- Secuencia de ejecución de los pilotes.

Idealmente y al tratarse de **pilotes de extracción**, si se adopta, en el diseño del encepado, una **separación entre ejes de pilotes  $\geq 3$  Diámetros** se puede considerar que **no hay efecto grupo**.

Esta separación, de 3D entre ejes de pilotes, presenta las siguientes ventajas:

- Adecuada desde el punto de vista constructivo.
- En arcillas se aleja el riesgo de una rotura en bloque.

- En arenas optimiza la eficiencia.

No obstante, en caso de no conseguir distancia entre ejes superior a 3 diámetros, deberá considerarse el efecto grupo, de acuerdo con el apartado 5.10.4 de la G.C.O.C.

**12.3.7.- Accesos para construcción de la estructura**

La geometría de los accesos y procesos constructivos aparecen los anejos y planos de estructuras y obras complementarias.

**12.3.8.- Dimensionamiento y comprobación de la cimentación. Carga de hundimiento**

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes, y en concreto de las **resistencias unitarias por fuste y punta** de los distintos niveles de terreno atravesados por los pilotes se han seguido las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) según el Método basado en ensayos presiométricos.

Dicha metodología de cálculo se ha expuesto en el apartado 9.- Criterios Generales de Comprobación.

Los resultados obtenidos se recogen en las tablas siguientes.

CARGAS UNITARIAS DE HUNDIMIENTO  
Resistencia unitaria por fuste

| 1 | Tn/m2 | 10 | kPa | (HASTA 9 m de profundidad)        | Marisma   |
|---|-------|----|-----|-----------------------------------|---|
| 7 | Tn/m2 | 70 | kPa | (De 9 HASTA 12 m de profundidad)  | TA Alterada secuencia de techo (ARENAS MEDIAS)    |
| 9 | Tn/m2 | 90 | kPa | (A PARTIR DE 12 m de profundidad) | TA secuencia de muro (ARENAS DENSAS - MUY DENSAS) |

Resistencia unitaria por punta

$$275,84 z - 142,56$$

z en m (profundidad de la punta del pilote, medida desde superficie)

- **Tabla.** Carga unitaria de hundimiento del terreno -

Notas sobre el cálculo de las resistencias unitarias:

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes, y en concreto de las **resistencias unitarias por fuste y punta** de los distintos niveles de terreno atravesados por los pilotes se han seguido las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) según el Método basado en ensayos presiométricos.

Dicha metodología de cálculo se ha expuesto con detalle en el apartado 9.- Criterios Generales de Comprobación.

Para el cálculo de la presión límite se ha obtenido una correlación de la misma con la profundidad, considerando los valores más moderados de dicho parámetro. Dicha relación se ha justificado en el apartado 5.2.- Parámetros Geomecánicos de los suelos del sustrato, del presente anejo.

Se han comprobado también los valores obtenidos en los ensayos SPT y golpes obtenidos en los ensayos DPSH realizados.

Notas adicionales sobre las resistencias unitarias por fuste adoptadas:

*Terciario:*

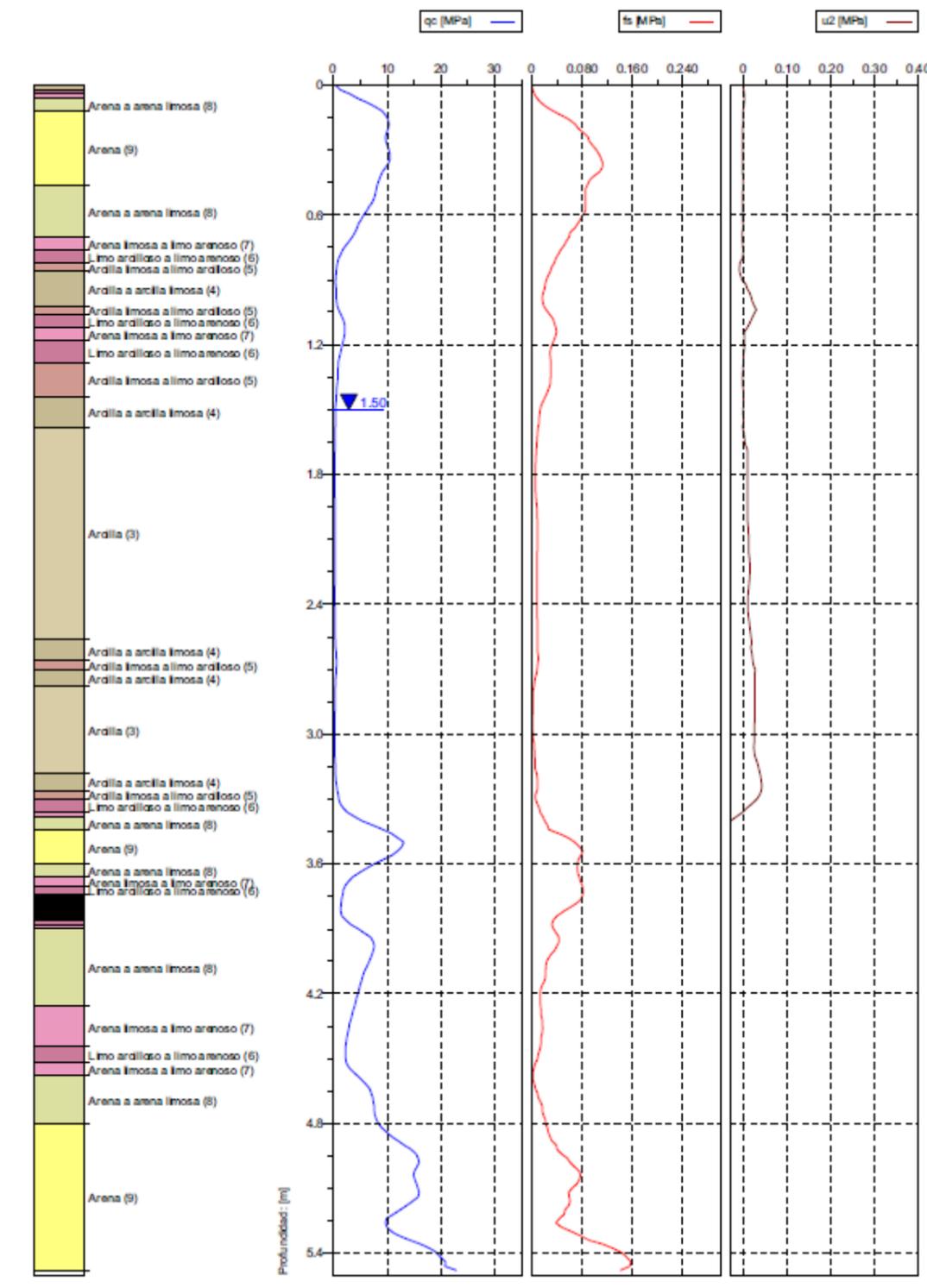
Para el TA nivel alterado correspondiente a la secuencia de techo, con arenas medias, se ha adoptado del lado de la seguridad un valor de 70 kPa.

Para el TA nivel sano correspondiente a la secuencia de muro, con arenas densas a muy densas, los valores obtenidos por el cálculo son superiores al límite de 90 kPa para la resistencia por fuste, fijado por la GCOC para suelos granulares. Por tanto, se ha propuesto un valor de 90 kPa para la resistencia por fuste unitaria en este nivel inferior.

*Marisma:*

Se ha considerado una resistencia mínima por fuste de 10 kPa, en base a los resultados de los ensayos piezoconos realizados en el entorno de la estructura.

Columna CPTU-10:



Se ha producido rechazo del ensayo a 5,5 m de profundidad, con valores medios de la resistencia por fuste superiores a 10 kPa.

Factores de seguridad.

Para definir la carga admisible frente al hundimiento se utilizarán los coeficientes de seguridad recomendados en la GCOC.

| PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO  | COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO |   |   |
|--|--|---|---|
|  | COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*) F <sub>1</sub> | COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F <sub>2</sub> | COMBINACIONES ACCIDENTALES F <sub>3</sub> |
| <b>Cualquier tipo de pilotaje</b>  |  |   |   |
| Método del SPT en suelos granulares  | 3  | 2,6                                       | 2,2                                       |
| Método basado en el penetrómetro estático  | 2,5  | 2,2                                       | 1,8                                       |
| Métodos basados en datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones   | 3,5  | 3   | 2,6                                       |
| Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)  | 3  | 2,6                                       | 2,2                                       |
| Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas) | 3  | 2,6                                       | 2,2                                       |
| Basado en ensayos de carga   | 2  | 1,7                                       | 1,5                                       |

- **Tabla.** Coeficientes de seguridad frente al hundimiento. GCOC -

El criterio que se aplicará, en este caso, según lo establecido por la GCOC para Métodos basados en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio y campo, es el siguiente:

- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 3,0** para las situaciones de comprobación en **Combinación Casi-Permanente**.
- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 2,6** para las situaciones de comprobación en **Combinación Característica**.

Longitud de los pilotes. Profundidad mínima de la punta.

Se recomienda un empotramiento mínimo de 6 DIÁMETROS en el Terciario. Y en todo caso se recomienda un empotramiento mínimo de 4 DIÁMETROS en el Plioceno Arenoso sano, no alterado por el contacto con la marisma, asegurando así el empotramiento en las ARENAS DENSAS.

Por tanto, la **profundidad mínima** de la punta de los pilotes proyectados deberá cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

$Z_{\text{mínima\_punta}} = 9 + 6xD$ , en metros.

$Z_{\text{mínima\_punta}} = 12 + 4xD$ , en metros.

Siendo D el diámetro del pilote.

Selección del tipo de pilote. Profundidad del encepado.

En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueas, cortes, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco.

**A tal efecto y dados los condicionantes de baja resistencia al corte de los niveles cuaternarios de marisma con suelos tipo fango de consistencia muy blanda y posibles flujos de agua freática, se han proyectado pilotes perforados hormigonados “in situ” con camisa perdida en los niveles de marisma y lodos bentoníticos en el Terciario.**

La **cara superior de los encepados deberá estar enterrada al menos 0,3 m.**

Diámetro de los pilotes – Tope estructural.

Dada la magnitud de las cargas previstas y los condicionantes geotécnicos planteados, se ha previsto el empleo de pilotes perforados hormigonados in situ con lodos, con **diámetros superiores a 1000 mm** (1000-1250-1500-1800 y 2000). La limitación para la selección de uno u otro diámetro y la estimación de su longitud óptima se deduce del tope estructural, para el cual se han empleado los valores recogidos en la G.C.O.C.:

$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$ , A = área de la sección transversal

| TIPO DE PILOTE                  |                     | VALORES DE $\sigma$ (MPa)    |              |
|---------------------------------|---------------------|------------------------------|--------------|
| Hincado                         | Hormigón pretensado | 0,30 ( $f_{ck} - 0,90 f_p$ ) |              |
|                                 | Hormigón armado     | 0,30 $f_{ck}$                |              |
|                                 | Metálico            | 0,33 $f_{yk}$                |              |
|                                 | Madera              | 5                            |              |
|                                 |                     | TIPO DE APOYO                |              |
|                                 |                     | SUELO FIRME                  | ROCA         |
| Perforado de hormigón «in situ» | Entubado            | 5                            | 6            |
|                                 | Con lodos           | 4                            | 5            |
|                                 | En seco             | 4                            | 5            |
|                                 | Barrenado           | 4                            | No aplicable |

- **Tabla.** Tensión de trabajo para el cálculo del Tope Estructural. GCOC -

Se ha adoptado, por tanto, **una tensión de trabajo de 4 MPa**, correspondiente a un pilote sin entubación en suelo firme, con lodos, (tramo de pilotes en la formación de arenas densas). Con ello las capacidades estructurales máximas obtenidas son las siguientes.

| Diámetro         | 1000 mm | 1250 mm | 1500 mm | 1800 mm  | 2000 mm  |
|------------------|---------|---------|---------|----------|----------|
| Tope estructural | 3142 kN | 4909 kN | 7069 kN | 10179 kN | 12566 kN |

- **Tabla.** Tope estructural según diámetro de los pilotes -

Se procurará, en la medida de lo posible, **proyectar un mismo diámetro** para todos los pilotes proyectados en las distintas estructuras del enlace.

**12.3.9.- Auscultación de los pilotes construidos.**

Con carácter general se prevé la auscultación de todos los pilotes empleados en la cimentación profunda de la estructura mediante ensayos de transparencia sónica o “cross-hole” en el interior del pilote, respetando las especificaciones sobre número de tuberías y posición establecidas en el Cuadro siguiente:

| ASTM D-5885-96   |             |            |                    |
|------------------|-------------|------------|--------------------|
| Ø de pilote (mm) | Nº de tubos | Diagrafías | Ángulo entre tubos |
| Ø < 750          | 2           | 1          | 180                |
| 750 ≤ Ø < 1000   | 3           | 3          | 120                |
| 1000 ≤ Ø < 1500  | 4           | 6          | 90                 |
| 1500 ≤ Ø < 2500  | 6           | 15         | 60                 |
| Ø ≥ 2500         | 8           | 20         | 45                 |

- **Tabla.** Criterios de auscultación de pilotes in situ -

**12.3.10.- Protecciones de la estructura**

SANEOS.

No se proyectan saneos, asociados a las estructuras, dada la singularidad de los suelos de marisma atravesados, y las cimentaciones profundas proyectadas.

**PROTECCIONES DE LOS RELLENOS Y TALUDES DE DERRAME DE ESTRIBOS.**

Los estribos, en todos los casos quedan alejados de la zona inundable de los caños, por tanto, no ha sido necesario proyectar protecciones de escollera.

En este sentido, se ha comprobado durante las visitas de campo realizadas, que los estribos de las estructuras existentes, con disposiciones similares, no disponen de protecciones de escollera.

No obstante, y dado la naturaleza de suelos saturados del sustrato marismal se ha proyectado la ejecución de los rellenos con material tipo suelo seleccionado en su totalidad.

Entre los rellenos tipo suelo seleccionado y el sustrato natural se colocará un **geotextil** con función de filtro y separación, resistente al punzonamiento.

**12.3.11.- Taludes de excavaciones provisionales.**

Las máximas alturas previstas, de excavaciones provisionales a cielo abierto, están en el entorno de 2 m. De manera que, para las cohesiones y densidades de los suelos del corredor, podrán excavar a corto plazo en talud vertical sin problemas de estabilidad. En cualquier caso, en el presente Anejo, se han previsto:

- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 1H:1V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de rellenos antrópicos. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros.
- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 1H:2V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de arenas terciarias aflorantes. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros.
- Excavaciones en taludes provisionales con un ángulo del 2H:1V, quedándonos del lado de la seguridad, en tramos de marisma. Con profundidades máximas de excavación de 2 metros. Deberá preverse una bomba de achique de aguas, ya que como se ha visto en el apartado correspondiente el nivel freático se encuentra subsuperficial.

Para excavaciones temporales de profundidades superiores a 2 metros, se utilizarán técnicas de estabilización o sostenimiento provisional de las paredes de excavación.

En cuanto a las excavaciones provisionales en los suelos cuaternarios de marisma, es conveniente resaltar que estos materiales sufren, en superficie, una desecación que proporciona una sobre consolidación, aumentando algo la resistencia y un cambio de coloración a tonos marrones. El espesor desecado generalmente no supera los 50-75 cm en el área de estudio. Esta costra superior desecada

permite el tránsito con maquinaria de obra por la marisma hasta los puntos de apoyo y cimentación de las estructuras.

No obstante, tal y como se ha comentado en apartados anteriores se han proyectado todos los accesos provisionales a la estructura. La geometría de los accesos y procesos constructivos aparecen los anejos y planos de estructuras y obras complementarias.

**13.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LAS OBRAS DE DRENAJE**

Para la cimentación de las obras de drenaje se ha proyectado la hincas de pilotes de madera con el fin de transmitir las cargas en profundidad, funcionando como pilotes flotantes.

Los pilotes serán de 25 cm de diámetro y 10 metros de longitud. Se colocarán en malla triangular con separación entre ejes de pilotes máxima de 0,75 metros.

**14.- MURO DE ESCOLLERA**

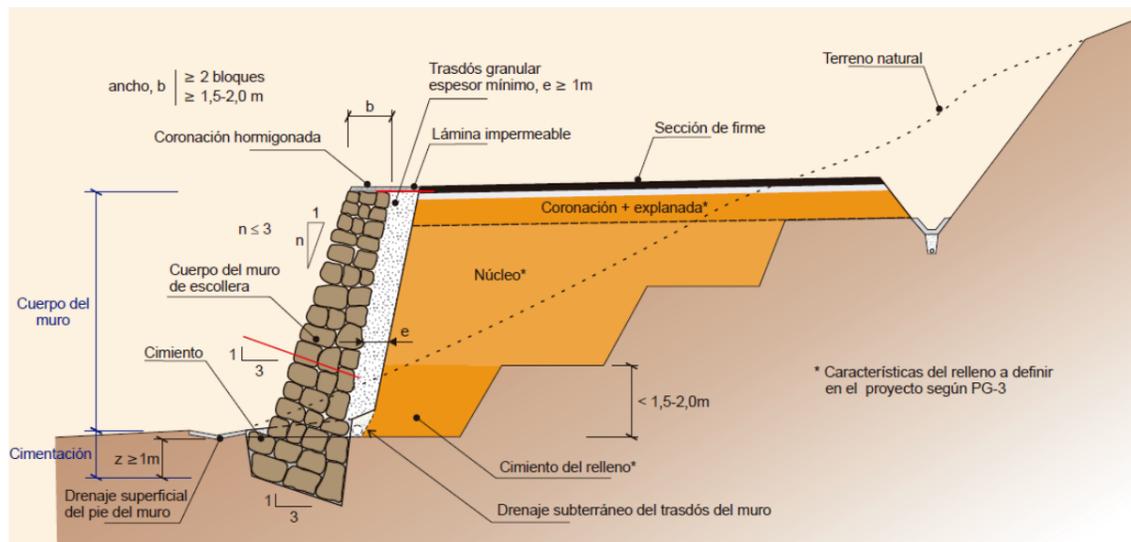
Se ha proyectado un muro de escollera con función de sostenimiento del talud de terraplén con el fin de reducir la ocupación del mismo.

En la Tabla siguiente se exponen las características del muro proyectado.

| TRAMO | SITUACIÓN                          | LONGITUD (m) | ALTURA MÁXIMA (m) |
|-------|------------------------------------|--------------|-------------------|
| 1     | eje 15, entre los pk 0+460 y 0+575 | 115          | 4                 |

**- Tabla. Muros de escollera proyectados -**

La tipología de los muros de escollera a ejecutar deberá ser la de la Figura siguiente.



**Figura.** Sección tipo muro de sostenimiento de Escollera. *Figura tomada de "Guía para el Proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera, año 2006.*

Los datos para el Proyecto son:

- H<sub>máx</sub> de 4 metros.
- Ancho en coronación mínimo de 1.5 m.
- Inclinación del paramento visto 1H:2,5V.
- Escollera del cuerpo del muro: Bloques de >500Kg angulosos o rectangulares con huecos entre bloques ≤12cm.
- Escollera de la cimentación: Bloques de >500Kg con hormigón armado HM-20, consistencia blanda, tma de 40mm, con relación Volumen hormigón/escollera = 1/3.
- Drenaje subterráneo del trasdós del muro, con espesor mínimo de 0.5m compuesto por:
  - o Tubo dren de 200mm de diámetro.
  - o Protección con material granular drenante de granulometría pequeña (Grava fina-Arena gruesa).
- En el trasdós del muro de escollera en el contacto con el terreno natural se dispondrá un Geotextil con función de filtro y separación con resistencia a tracción ≥ 10 kN/m.
- Dada la calidad geotécnica de los materiales con los que está previsto construir el núcleo del terraplén, suelos seleccionados con bajo contenido en finos, no se ha proyectado un relleno granular especial para el trásdos.

- CIMENTACIÓN: Dada la baja capacidad resistente del sustrato de marisma, para la cimentación del muro de escollera se ha proyectado la hinca de pilotes de madera con el fin de transmitir las cargas en profundidad, funcionando como pilotes flotantes. Los pilotes serán de 25 cm de diámetro y 10 metros de longitud. Se colocarán en malla triangular con separación entre ejes de pilotes máxima de 0,75 metros, en tres filas.
- Características mínimas de los bloques de escollera según el siguiente Cuadro:

| GRUPO DE REQUISITOS       | PROPIEDAD  | NORMA          | REQUISITO   | OBSERVACIONES  |
|---------------------------|--|----------------|---|--|
| GEOMÉTRICOS               | Granulometría                                    | UNE EN 13383-2 | HUSO HMB <sub>300/1000</sub>  | Bloques > 500kg, angulosos o rectangulares, procedentes de cantera, obtenidos mediante voladura de macizos rocosos sanos. Huecos entre bloques ≤ 12cm.   |
|                           | Forma  | UNE EN 13383-2 | (L/E > 3) ≤ 15%   | -  |
|                           | Proporción de superficies trituradas o rotas     | UNE EN 13383-1 | Bloques redondeados; RO < 5%  | Se consideran redondeados los bloques con caras trituradas o rotas ≤ 50%   |
|                           | Densidad seca                                    | UNE EN 13383-2 | ρ <sub>d</sub> ≥ 2500 kg/m <sup>3</sup>   | -  |
| FÍSICOS                   | Resistencia a compresión simple, g <sub>u</sub>  | UNE EN 1926    | Valor medio de la serie, tras despreciar el mínimo; g <sub>u</sub> ≥ 80 MPa     | -  |
|                           | Serie de diez (10) probeta                       |                | Valor mínimo de la serie, desechando los dos más bajos; g <sub>u</sub> ≥ 60 MPa |  |
|                           | Integridad de los bloques                        | UNE EN 13383-1 | Inspección visual<br>Ensayos destructivos<br>Ensayos no destructivos            | -  |
|                           | Resistencia a la fragmentación                   | UNE EN 1097-2  | LA < 35%  | Serie de seis (6) piezas cuyas masas no difieran entre sí, más del veinticinco por ciento (25%)  |
| QUÍMICOS Y DE DURABILIDAD | Estabilidad química                              | -              | Composición mineralógica estable  | Obtención de lixiviado según UNE EN 1744-3   |
|                           | Estabilidad frente a la inmersión en agua        | UNE 146510     | Sin fisuración: Δ m/m ≤ 0,02  | -  |
|                           | Estabilidad frente o los ciclos humedad-sequedad | UNE 146511     | Δm/m < 0,02   | Deben realizarse al menos, cuando la escollera se encuentre en una zona inundable  |
|                           | Absorción de agua                                | UNE EN 13383-2 | W <sub>rel</sub> ≤ 2%   | Si W <sub>rel</sub> < 0,5% la muestra puede considerarse resistente al hielo-deshielo  |
|                           | Resistencia a congelación y deshielo             | UNE EN 13383-2 | F ≤ 6%  | - Solamente se determina si:<br>• W <sub>rel</sub> ≥ 0,5%<br>• Zona de heladas   |
|                           | Resistencia a la cristalización de las sales     | UNE EN 1367-2  | Sulfato de magnesio; MS ≤ 8%  | - No se determina si:<br>• W <sub>rel</sub> ≤ 0,5%<br>• 0,5% ≤ W <sub>rel</sub> ≤ 2%, y además verifique, simultáneamente: * Roca sin minerales solubles ni exposición o aguas con sales disueltas<br>• Resistencia adecuada a ciclos hielo-deshielo<br>- Puede ser necesario realizar ensayos adicionales |
|                           | Efecto Sonnenbrand                               | UNE EN 13383-2 | Inspección visual   | Únicamente en rocas de origen basáltico  |

**Cuadro.** Características del material de los bloques de escollera.

**15.- CUÑAS DE TRANSICIÓN.**

De acuerdo con el apartado 6.3.8.- Cuñas de transición en trasdoses de estribos, de la G.C.O.C. en las zonas de transición entre las obras de fábrica, estribos y estructuras y el terreno natural o los rellenos, se ejecutarán cuñas de transición, que como su nombre indica aseguren una transición gradual de rigideces de manera que se reduzcan en lo posible los efectos negativos sobre el tránsito rodado de los asientos diferenciales que pudieran aparecer.

Como criterio general se han proyectado rellenos tipo suelo seleccionado, con buen comportamiento frente al agua, en base a los siguientes motivos:

- Protección del cimiento de los rellenos, dado la naturaleza de suelos saturados del sustrato Cuaternario de marisma, con el nivel freático prácticamente en superficie.
- Rellenos de baja altura, con altura máximas del orden de 4,5 metros, de manera que se ha decidido utilizar un único tipo de material en la construcción de los mismo, con el fin de simplificar y homogeneizar la construcción reduciendo en número de unidades de obra y contacto entre materiales de distinta procedencia.

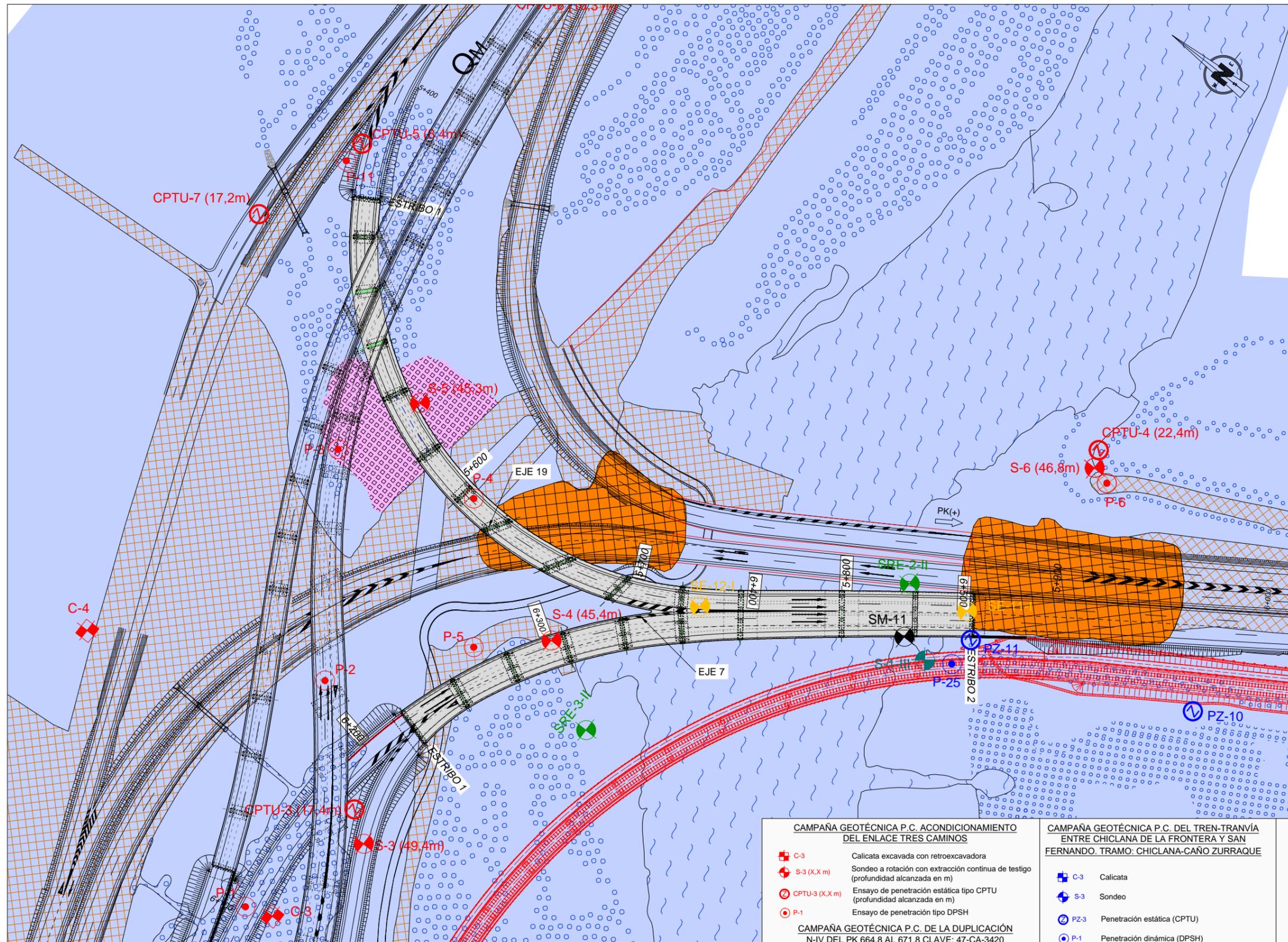
Por tanto, dada la calidad geotécnica del relleno general (M4, según figuras de la G.C.O.C.), previsto mediante la ejecución de materiales tipo suelo seleccionado con contenido limitado en finos, se considera que no es necesaria la ejecución de cuñas de transición como tal. En todo caso, se recomienda la ejecución adicional de losas de transición. Por otro lado, indicar, que la deformabilidad del sustrato se ha tratado mediante la ejecución de drenes mecha y columnas de grava, en el cimiento de los rellenos de acceso a los estribos.

**APENDICES:**

**APÉNDICE 1. Información geotécnica ESTRUCTURA 1.**

**Planta y perfil geotécnicos.**

**Registros de investigaciones de campo. (Ver apéndices Anejo nº.- 7)**



**LEYENDA**

**LEYENDA GEOLÓGICA**

**RELLENOS**

- QxA Rellenos antrópicos
- QXT Rellenos terraplen con H>2.0m
- QXE Escolleras

**CUATERNARIO**

- Qm Fangos de marisma, Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos

**TERCIARIO**

- Ta Arenas amarillas/beiges y biocalcarentitas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.

**SIMBOLOGIA**

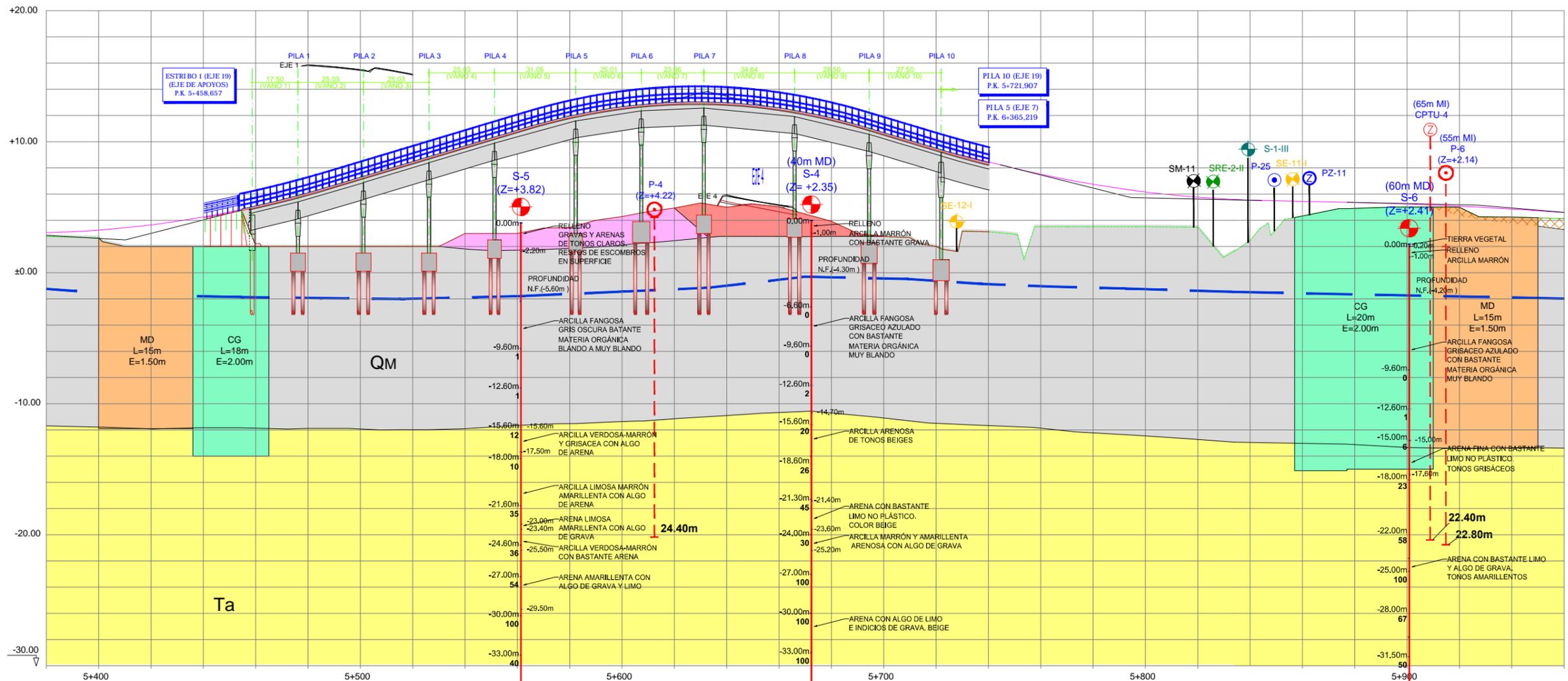
- Zonas con rellenos de explanación con H<= 2.0m

**TRATAMIENTOS PROPUESTOS**

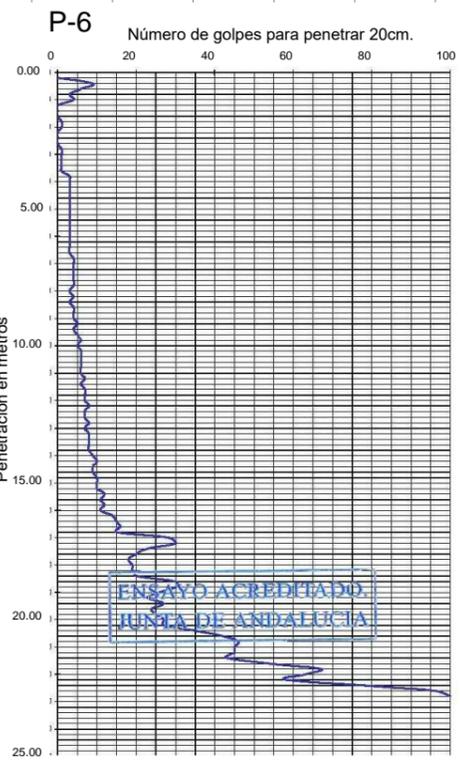
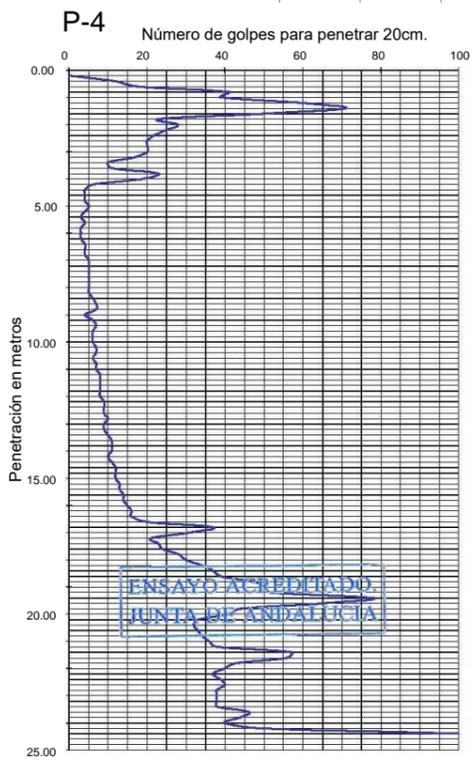
- MD L=x Mechaz Drenantes. Distribución al trespelillo en malla de 1.50m. L=Longitud
- CG L=x Columnas de Grava. De 1 m de diámetro distribución al trespelillo en malla de 2.00m. L=Longitud Columnas

E=\_(m) Espaciado entre columnas o mechas.

|  |  |   |
|--|--|---|
| <p><b>CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. ACONDICIONAMIENTO DEL ENLACE TRES CAMINOS</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>C-3 Calicata excavada con retroexcavadora</li> <li>S-3 (X,X m) Sondeo a rotación con extracción continua de testigo (profundidad alcanzada en m)</li> <li>CPTU-3 (X,X m) Ensayo de penetración estática tipo CPTU (profundidad alcanzada en m)</li> <li>P-1 Ensayo de penetración tipo DPSH</li> </ul> <p><b>CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DE LA DUPLICACIÓN N-IV DEL PK 664.8 AL 671.8 CLAVE: 47-CA-3420</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>CALICATA EXCAVADA CON RETROEXCAVADORA</li> <li>SONDEO ROTATIVO</li> <li>SONDEO PENETROMÉTRICO</li> <li>VANE-BORER: ENSAYOS DE CORTE IN SITU</li> <li>PIEZOCONO, CPTU.</li> </ul> <p>(10,d) = a 10 m del eje a la derecha</p> | <p><b>CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DEL TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO: CHICLANA-CAÑO ZURRAQUE</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>C-3 Calicata</li> <li>S-3 Sondeo</li> <li>PZ-3 Penetración estática (CPTU)</li> <li>P-1 Penetración dinámica (DPSH)</li> </ul> <p><b>ESTUDIO INFORMATIVO</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>S-3 Sondeo</li> <li>PZ-3 Penetración estática (CPTU)</li> <li>P-1 Penetración dinámica (DPSH)</li> </ul> | <p><b>CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DEL TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO: CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>SRM-II Sondeo rotativo en marisma</li> <li>SRE-II Sondeo rotativo en estructura</li> <li>SU-II Sondeo rotativo en suelo urbano</li> <li>PR-II Penetración superpesada</li> <li>PZ-II Piezocono</li> <li>CR-II Calicata mecánica</li> <li>S-1-III Campaña Obra</li> </ul> <p><b>CAMPAÑA GEOTÉCNICA DE ANTECEDENTE: PLATAFORMA RESERVADA DE TRANSPORTE PÚBLICO DE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>SE-I Sondeo rotativo en estructura</li> <li>SU-I Sondeo rotativo en suelo urbano</li> <li>P-I Penetración dinámica</li> <li>CPTU-I Piezocono</li> </ul> |
|--|--|---|



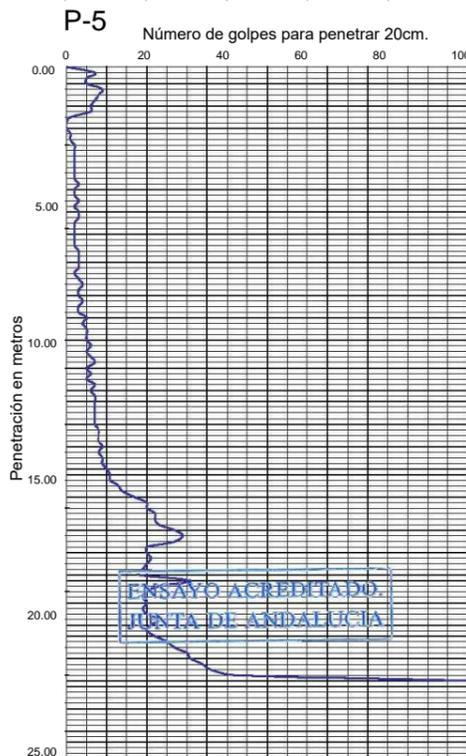
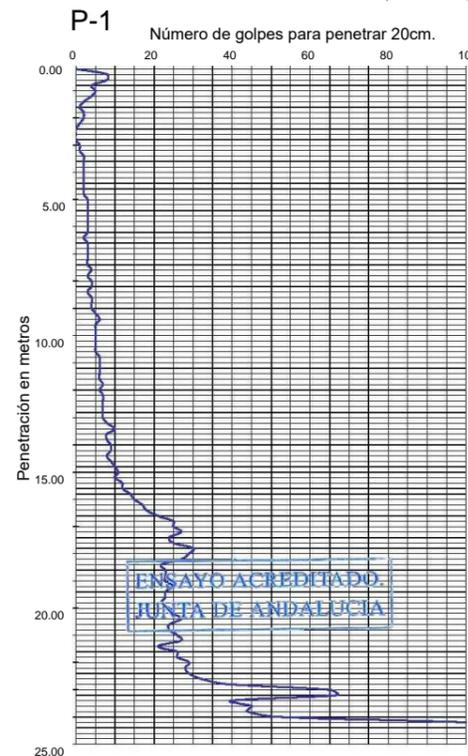
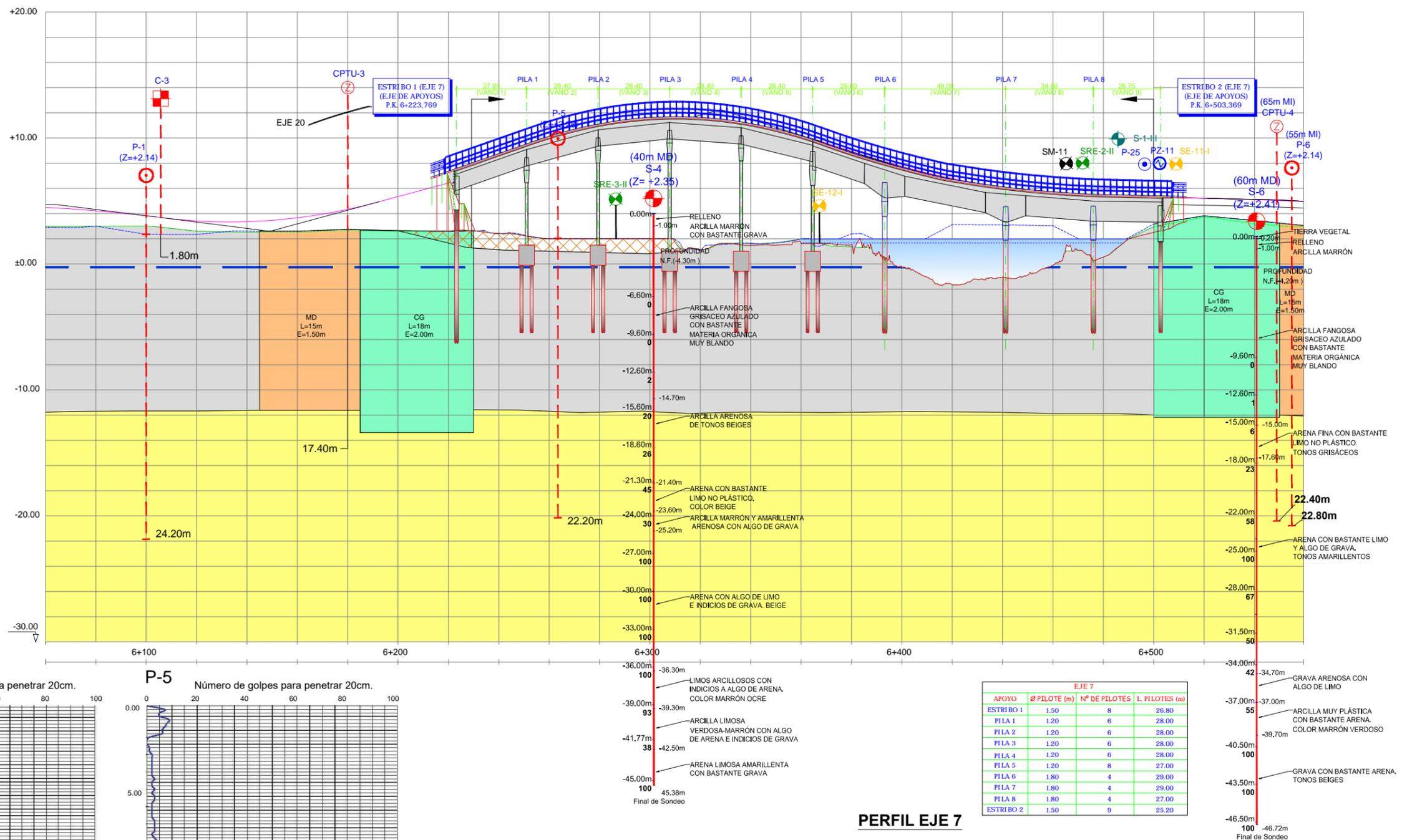
| EJE 19    |              |               |                |
|-----------|--------------|---------------|----------------|
| APOYO     | Ø PILOTE (m) | Nº DE PILOTES | L. PILOTES (m) |
| ESTRIBO 1 | 1.50         | 6             | 26.00          |
| PILA 1    | 1.20         | 4             | 27.00          |
| PILA 2    | 1.20         | 4             | 27.00          |
| PILA 3    | 1.20         | 4             | 27.00          |
| PILA 4    | 1.20         | 6             | 27.00          |
| PILA 5    | 1.20         | 6             | 27.00          |
| PILA 6    | 1.20         | 4             | 29.00          |
| PILA 7    | 1.20         | 6             | 27.00          |
| PILA 8    | 1.20         | 6             | 27.00          |
| PILA 9    | 1.20         | 6             | 29.00          |
| PILA 10   | 1.20         | 8             | 27.00          |
| ESTRIBO 2 | 1.20         | 6             | 25.20          |



| LEYENDA GEOLÓGICA  |   |
|--------------------|---|
| <b>RELLENOS</b>    | <ul style="list-style-type: none"> <li>QXA Rellenos antrópicos</li> <li>QXT Rellenos terraplen con H&gt;2.0m</li> <li>QXE Escolleras</li> </ul>                 |
| <b>CUATERNARIO</b> | <ul style="list-style-type: none"> <li>QM Fangos de marisma, Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos</li> </ul> |
| <b>TERCIARIO</b>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>Ta Arenas amarillas/beiges y biocalcarentas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.</li> </ul>       |
| <b>SIMBOLOGÍA</b>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>Zonas con rellenos de explanación con H≤ 2.0m</li> <li>Nivel freático</li> </ul>   |

| TRATAMIENTOS PROPUESTOS |  |
|-------------------------|--|
| MD L=x                  | Mechas Drenantes. Distribución al tres bolillo en malla de 1.50m. L=Longitud                             |
| CG L=x                  | Columnas de Grava. De 1 m de diámetro distribución al tresbolillo en malla de 2.00m. L=Longitud Columnas |
| E=_(m)                  | Espaciado entre columnas o mechas.   |

| PROSPECCIONES |  |
|---------------|--|
| (Xm MD/MI)    | Calicata excavada con retroexcavadora (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)    |
| (Xm MD/MI)    | Sondeo a rotación (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)                        |
| (Xm MD/MI)    | Ensayo de penetración estática tipo CPTU (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha) |
| (Xm MD/MI)    | Ensayo de penetración tipo DPSH (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)          |



**LEYENDA**

**LEYENDA GEOLÓGICA**

- RELENOS
  - QXA Rellenos antrópicos
  - QXT Rellenos terraplen con H>2.0m
  - QXE Escolleras
- CUATERNARIO
  - Qm Fangos de marisma, Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos.
- TERCIARIO
  - TA Arenas amarillas/beiges y biocalcarentas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.
- SIMBOLOGIA
  - Zonas con rellenos de explanación con H≤ 2.0m
  - Nivel freático

**TRATAMIENTOS PROPUESTOS**

- MD L=x Mechas Drenantes. Distribución al tres bolillo en malla de 1.50m. L=Longitud
- CG L=x Columnas de Grava. De 1 m de diámetro distribución al tresbolillo en malla de 2.00m. L=Longitud Columnas
- E=(m) Espaciado entre columnas o mechas.

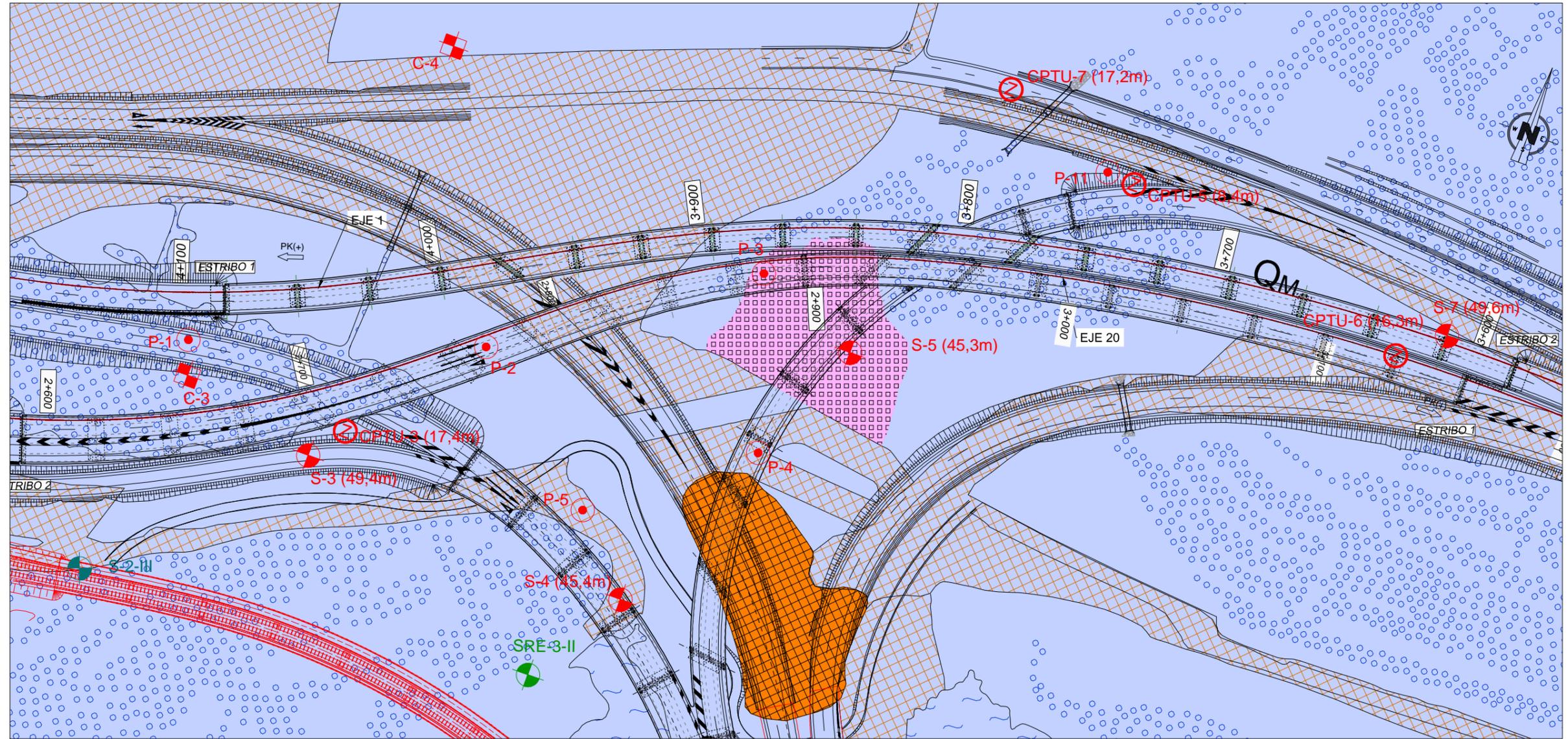
**PROSPECCIONES**

- (Xm MD/MI) Calicata excavada con retroexcavadora (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Xm MD/MI) Sondeo a rotación (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Z) (Xm MD/MI) Ensayo de penetración estática tipo CPTU (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (O) (Xm MD/MI) Ensayo de penetración tipo DPSH (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)

## **APÉNDICE 2. Información geotécnica ESTRUCTURA 2.**

Planta y perfil geotécnicos.

Registros de investigaciones de campo. (Ver apéndices Anejo nº.- 7)



**LEYENDA**

**LEYENDA GEOLÓGICA**

**RELLENOS**

- QxA Rellenos antrópicos
- QXT Rellenos terraplen con H>2.0m
- QXE Escolleras

**CUATERNARIO**

- QM Fangos de marisma. Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos

**TERCIARIO**

- TA Arenas amarillas/beiges y biocalcareniticas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.

**SIMBOLOGIA**

- Zonas con rellenos de explanación con H≤ 2.0m

**TRATAMIENTOS PROPUESTOS**

- MD L=x Mechas Drenantes. Distribución al tres bolillo en malla de 1.50m. L=Longitud
- CG L=x Columnas de Grava. De 1 m de diámetro distribución al tresbolillo en mala de 2.00m. L=Longitud Columnas
- E=\_(m) Espaciado entre columnas o mechas.

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. ACONDICIONAMIENTO DEL ENLACE TRES CAMINOS**

- C-3 Calicata excavada con retroexcavadora
- S-3 (X,X m) Sondeo a rotación con extracción continua de testigo (profundidad alcanzada en m)
- CPTU-3 (X,X m) Ensayo de penetración estática tipo CPTU (profundidad alcanzada en m)
- P-1 Ensayo de penetración tipo DPSH

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DE LA DUPLICACIÓN N-IV DEL PK 664.8 AL 671.8 CLAVE: 47-CA-3420**

- CALICATA EXCAVADA CON RETROEXCAVADORA
- SONDEO ROTATIVO
- SONDEO PENETROMÉTRICO
- VANE-BORER. ENSAYOS DE CORTE IN SITU
- PIEZOCONO. CPTU. (10,d) = a 10 m del eje a la derecha

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DEL TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO: CHICLANA-CAÑO ZURRAQUE**

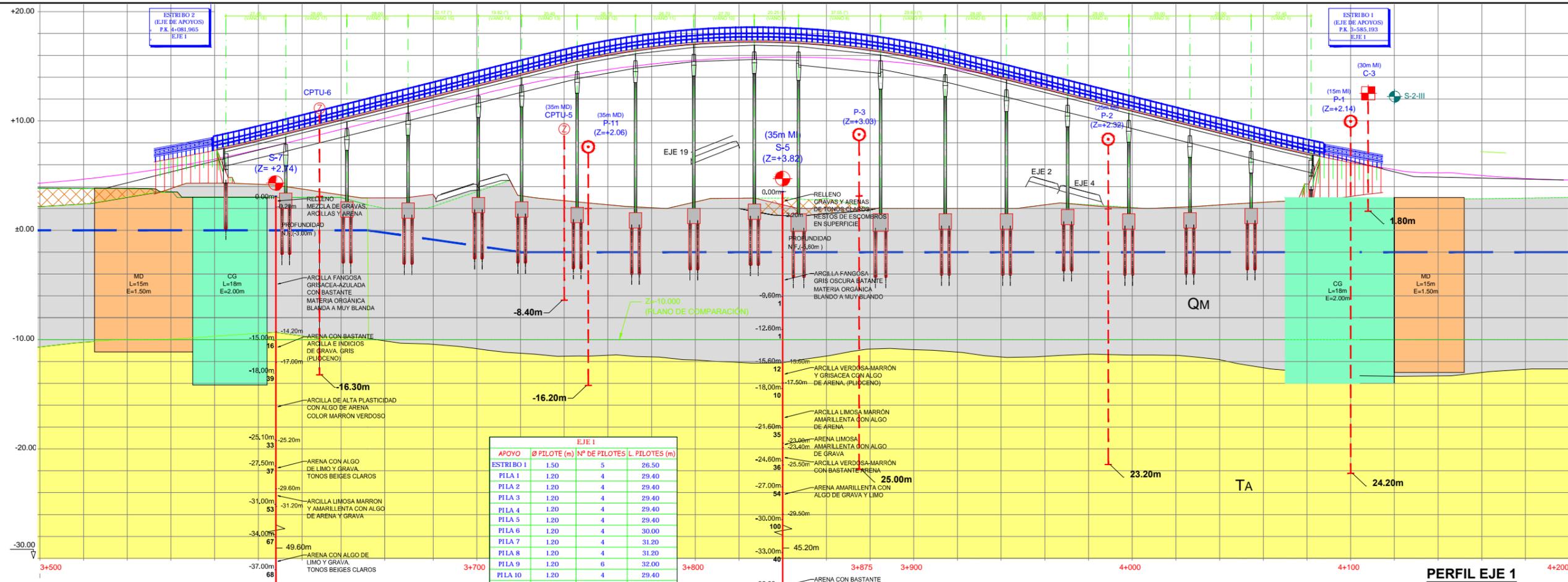
- C-3 Calicata
- S-3 Sondeo
- PZ-3 Penetración estática (CPTU)
- P-1 Penetración dinámica (DPSH)
- S-3 Sondeo
- PZ-3 Penetración estática (CPTU)
- P-1 Penetración dinámica (DPSH)

**ESTUDIO INFORMATIVO**

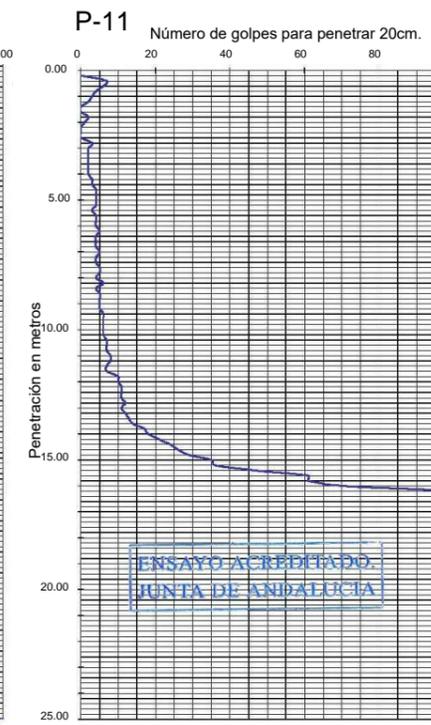
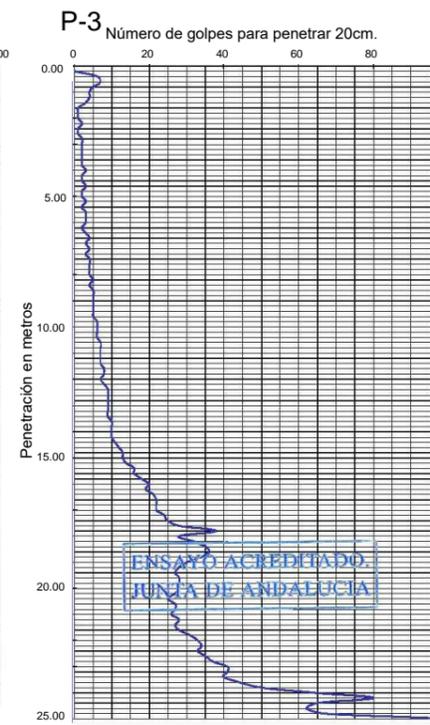
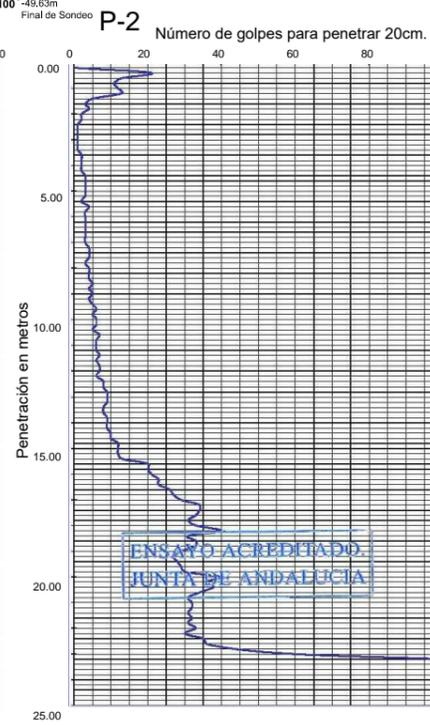
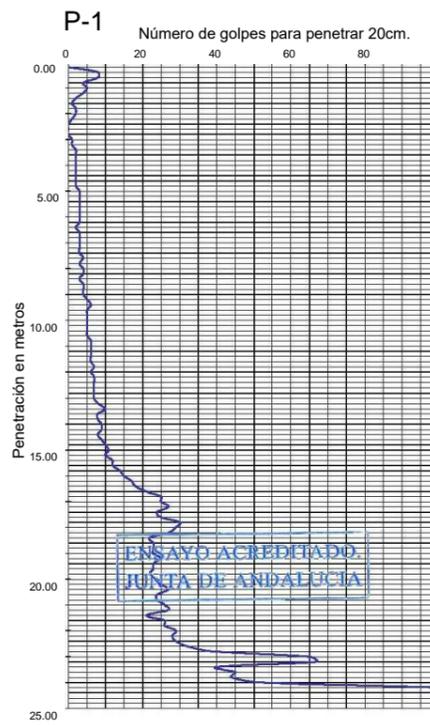
**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DEL TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO: CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO**

- SRM-II Sondeo rotativo en marisma
- SRE-II Sondeo rotativo en estructura
- SU-II Sondeo rotativo en suelo urbano
- S-2-III Campaña Obra
- PR-II Penetración superpesada
- PZ-II Piezocono
- CR-II Calicata mecánica
- SE-I Sondeo rotativo en estructura
- SU-I Sondeo rotativo en suelo urbano
- P-I Penetración dinámica
- CPTU-I Piezocono

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA DE ANTECEDENTE: PLATAFORMA RESERVADA DE TRANSPORTE PÚBLICO DE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO**



| EJE 1     |              |               |                |
|-----------|--------------|---------------|----------------|
| APOYO     | Ø PILOTE (m) | Nº DE PILOTES | L. PILOTES (m) |
| ESTRIBO 1 | 1.50         | 5             | 26.50          |
| PILA 1    | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 2    | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 3    | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 4    | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 5    | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 6    | 1.20         | 4             | 30.00          |
| PILA 7    | 1.20         | 4             | 31.20          |
| PILA 8    | 1.20         | 4             | 31.20          |
| PILA 9    | 1.20         | 6             | 32.00          |
| PILA 10   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 11   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 12   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 13   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 14   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 15   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 16   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| PILA 17   | 1.20         | 4             | 29.40          |
| ESTRIBO 2 | 1.50         | 5             | 26.50          |



**LEYENDA**

**LEYENDA GEOLÓGICA**

- RELLENOS
  - QxA Rellenos antrópicos
  - QXT Rellenos terraplen con H>2.0m
  - QXE Escolleras
- CUATERNARIO
  - QM Fangos de marisma, Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos.
- TERCIARIO
  - TA Arenas amarillas/beiges y biocalcareniticas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.
- SIMBOLOGIA
  - Zonas con rellenos de explanación con H<= 2.0m
- TRATAMIENTOS PROPUESTOS
  - MD Lx Mechas Drenantes. Distribución al tresbolillo en malla de 1.50m.
  - CG Lx Columnas de Grava. De 1 m de diámetro distribución al tresbolillo en malla de 2.00m. L=Longitud Columnas

E= (m) Espaciado entre columnas o mechas.

**PROSPECCIONES**

- (Xm MD/MI) Calicata excavada con retroexcavadora (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Xm MD/MI) Sondeo a rotación (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Xm MD/MI) Ensayo de penetración estática tipo CPTU (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Xm MD/MI) Ensayo de penetración tipo DPSH (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)

**Diagrama de SPT:**

S- nº (cota de inicio)

0.00m

PROFUNDIDAD N.F. (m)

Cota en (m) de Sondeo SPT N<sub>60</sub>

DENOMINACIÓN DEL EXTRACTO

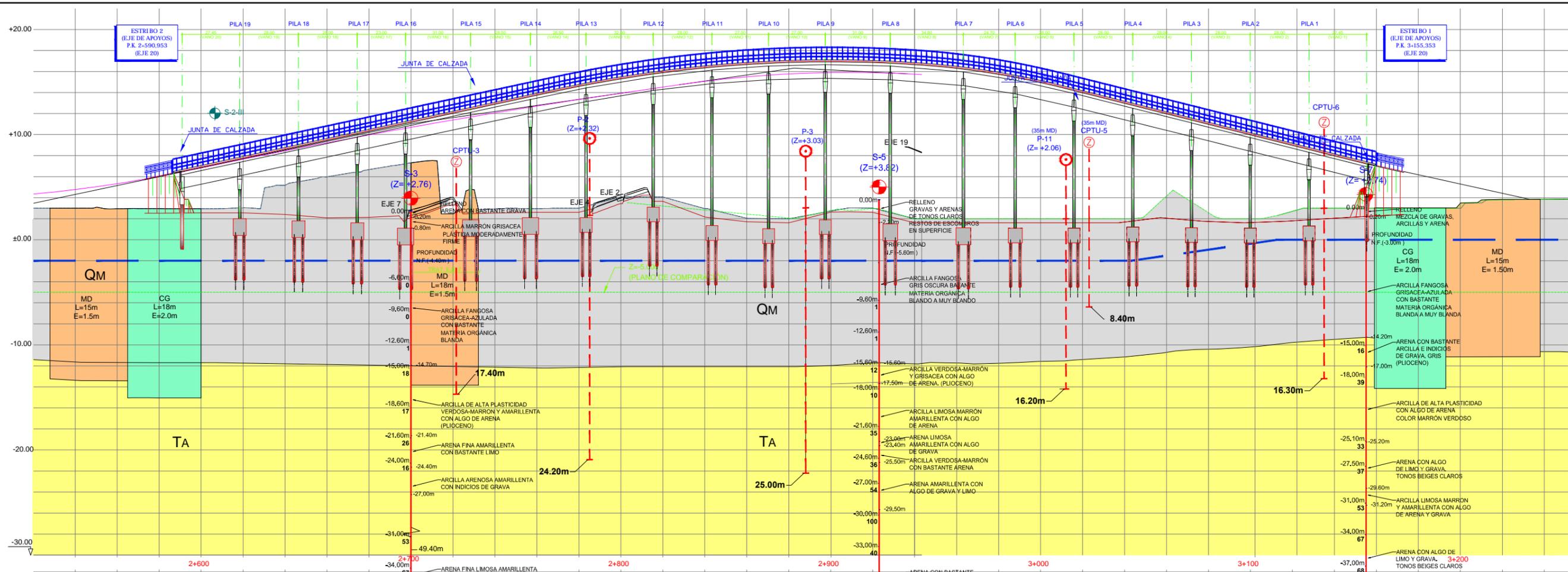
Cota de Cambio de nivel (m)

Cota en (m) de Sondeo SPT N<sub>60</sub>

DENOMINACIÓN DEL EXTRACTO

Cota de Final de Sondeo (m)





### LEYENDA

#### LEYENDA GEOLÓGICA

**RELLENOS**

- Qxa Rellenos antrópicos
- Qxt Rellenos terraplen con H>2.0m
- Qxe Escolleras

**CUATERNARIO**

- Qm Fangos de marisma. Arcillas y limos blandos a muy bland Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos

**TERCIARIO**

- Ta Arenas amarillas/beiges y biocalcareniticas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.

#### SIMBOLOGIA

- Zonas con rellenos de explanación con H< 2.0m

#### TRATAMIENTOS PROPUESTOS

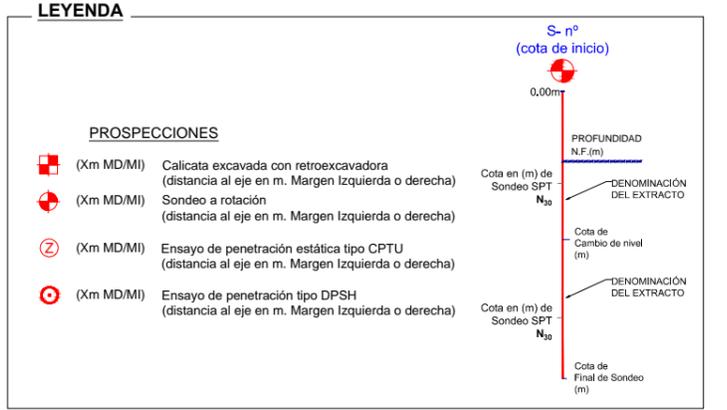
- MD L=x Mechcas Drenantes. Distribución al trespelillo en malla de 1.50m.
- CG L=x Columnas de Grava. De 1 m de diámetro distribución al trespelillo en malla de 2.00m. L=Longitud Columnas
- E=\_(m) Espaciado entre columnas o mechcas.

### LEYENDA

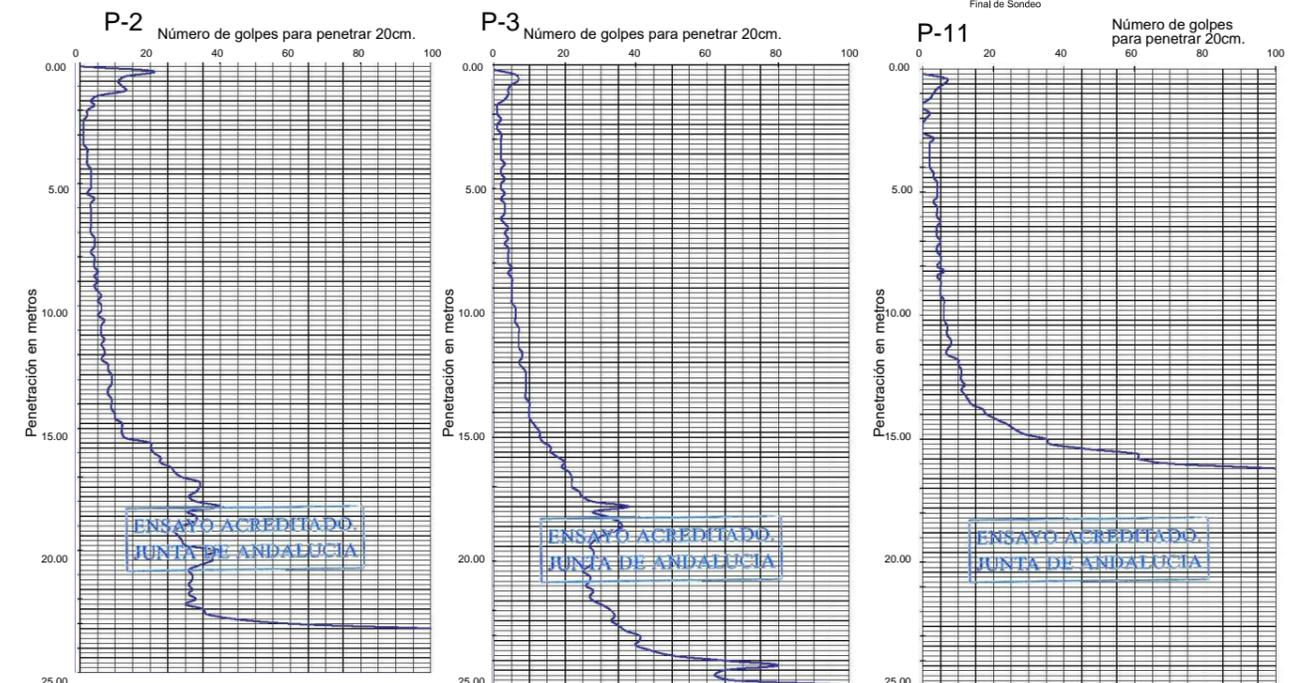
#### PROSPECCIONES

- (Xm MD/MI) Calicata excavada con retroexcavadora (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Xm MD/MI) Sondeo a rotación (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Xm MD/MI) Ensayo de penetración estática tipo CPTU (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)
- (Xm MD/MI) Ensayo de penetración tipo DPSH (distancia al eje en m. Margen Izquierda o derecha)

| EJE 20    |              |               |                |
|-----------|--------------|---------------|----------------|
| APOYO     | Ø PILOTE (m) | Nº DE PILOTES | L. PILOTES (m) |
| ESTRIBO 1 | 1.50         | 5             | 26.50          |
| PILA 1    | 1.20         | 4             | 31.00          |
| PILA 2    | 1.20         | 4             | 31.00          |
| PILA 3    | 1.20         | 4             | 31.00          |
| PILA 4    | 1.20         | 4             | 31.00          |
| PILA 5    | 1.20         | 4             | 31.00          |
| PILA 6    | 1.20         | 6             | 32.50          |
| PILA 7    | 1.20         | 6             | 28.00          |
| PILA 8    | 1.20         | 6             | 28.00          |
| PILA 9    | 1.20         | 6             | 33.10          |
| PILA 10   | 1.20         | 6             | 28.50          |
| PILA 11   | 1.20         | 6             | 28.50          |
| PILA 12   | 1.20         | 6             | 33.50          |
| PILA 13   | 1.20         | 6             | 33.50          |
| PILA 14   | 1.20         | 6             | 31.50          |
| PILA 15   | 1.20         | 6             | 31.50          |
| PILA 16   | 1.20         | 6             | 31.50          |
| PILA 17   | 1.20         | 6             | 29.60          |
| PILA 18   | 1.20         | 6             | 31.50          |
| PILA 19   | 1.20         | 6             | 31.50          |
| ESTRIBO 2 | 1.50         | 8             | 27.00          |



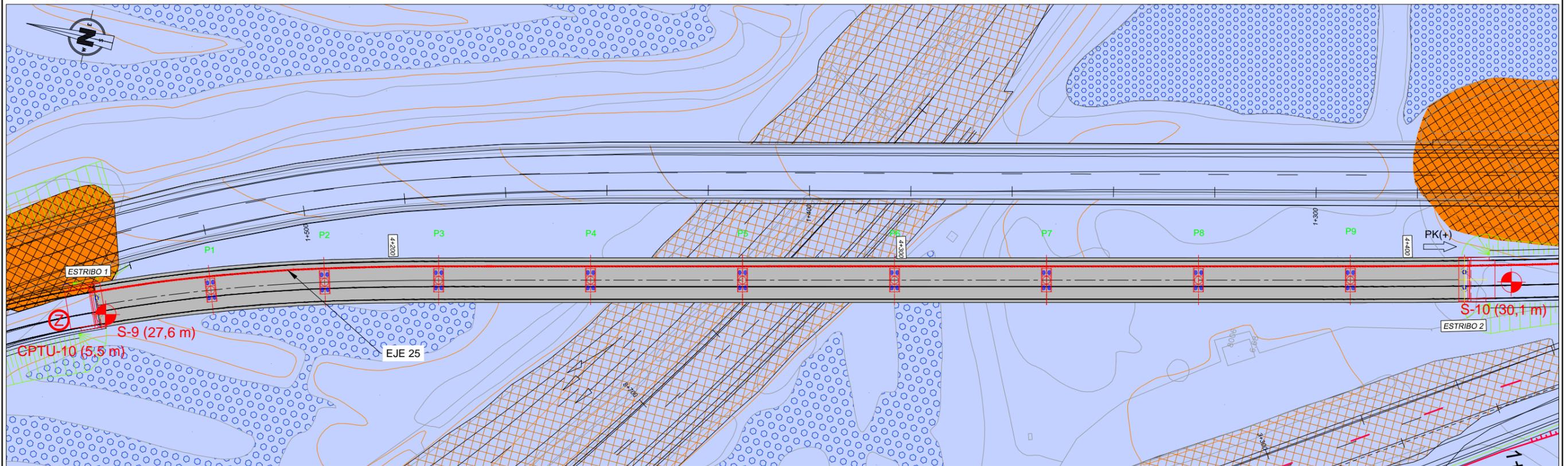
### PERFIL EJE 20



### **APÉNDICE 3. Información geotécnica ESTRUCTURA 3.**

**Planta y perfil geotécnicos.**

**Registros de investigaciones de campo. (Ver apéndices Anejo nº.- 7)**



**LEYENDA**

**LEYENDA GEOLÓGICA**

**RELLENOS**

- Qxa Rellenos antrópicos
- Qxt Rellenos terraplen con H>2.0m
- Qxe Escolleras

**CUATERNARIO**

- Qm Fangos de marisma. Arcillas y limos blandos a muy blandos. Intercalaciones ocasionales de niveles arenosos

**TERCIARIO**

- Ta Arenas amarillas/beiges y biocalcareniticas. Intercalaciones irregulares de margas y arcillas margosas.

**SIMBOLOGÍA**

- Zonas con rellenos de explanación con H<= 2.0m

**TRATAMIENTOS PROPUESTOS**

- MD L=x Mechas Drenantes. Distribución al tres bolillo en malla de 1.50m. L=Longitud
- CG L=x Columnas de Grava. De 1 m de diámetro distribución al tresbolillo en mala de 2.00m. L=Longitud Columnas
- E=\_(m) Espaciado entre columnas o mechas.

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. ACONDICIONAMIENTO DEL ENLACE TRES CAMINOS**

- C-3 Calicata excavada con retroexcavadora
- S-3 (X,X m) Sondeo a rotación con extracción continua de testigo (profundidad alcanzada en m)
- CPTU-3 (X,X m) Ensayo de penetración estática tipo CPTU (profundidad alcanzada en m)
- P-1 Ensayo de penetración tipo DPSH

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DE LA DUPLICACIÓN N-IV DEL PK 664.8 AL 671.8 CLAVE: 47-CA-3420**

- CALICATA EXCAVADA CON RETROEXCAVADORA
- SONDEO ROTATIVO
- SONDEO PENETROMÉTRICO
- VANE-BORER: ENSAYOS DE CORTE IN SITU
- PIEZOCONO, CPTU.
- (10,d) = a 10 m del eje a la derecha

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DEL TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO: CHICLANA-CAÑO ZURRAQUE**

- C-3 Calicata
- S-3 Sondeo
- PZ-3 Penetración estática (CPTU)
- P-1 Penetración dinámica (DPSH)

**ESTUDIO INFORMATIVO**

- S-3 Sondeo
- PZ-3 Penetración estática (CPTU)
- P-1 Penetración dinámica (DPSH)

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA P.C. DEL TREN-TRANVÍA ENTRE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO. TRAMO: CAÑO ZURRAQUE-SAN FERNANDO**

- SRM-II Sondeo rotativo en marisma
- SRE-II Sondeo rotativo en estructura
- SU-II Sondeo rotativo en suelo urbano
- PR-II Penetración superpesada
- PZ-II Piezocono
- CR-II Calicata mecánica

**CAMPAÑA GEOTÉCNICA DE ANTECEDENTE: PLATAFORMA RESERVADA DE TRANSPORTE PÚBLICO DE CHICLANA DE LA FRONTERA Y SAN FERNANDO**

- SE-I Sondeo rotativo en estructura
- SU-I Sondeo rotativo en suelo urbano
- P-I Penetración dinámica
- CPTU-I Piezocono

