

ANEJO N°2

Geología y Geotecnia

Índice

1 Introducción	1
1.1 Objetivos y alcance	1
1.2 Metodología	1
1.3 Información utilizada	2
2 Encuadre geológico	3
2.1 Tectónica	4
2.2 Geomorfología	4
2.3 Sismicidad	5
2.4 Hidrogeología	5
3 Geología de la zona	6
3.1 Estratigrafía y litología	6
3.1.1 Complejo urgoniano	6
3.1.2 Recubrimiento Cuaternario	6
3.2 Tectónica	6
3.3 Geomorfología	7
3.4 Hidrogeología	7
3.5 Riesgos geológicos	7
3.5.1 Riesgos geológicos asociados a arroyada y avenidas de agua	7
3.5.2 Riesgos asociados a deslizamientos	7
3.5.3 Riesgos asociados a la sismicidad	7
3.5.4 Agresividad de los suelos por sulfatos	7
4 Características geotécnicas de los materiales	8
5 Geotecnia de las obras de tierra	9
5.1 Desmontes	9
5.1.1 Criterios generales	9
5.1.1.1 Inclinação de los taludes de desmonte	9
5.1.1.2 Refuerzos y sostenimientos	9
5.1.1.3 Medidas para evitar la degradación de los taludes por erosión	9
5.1.1.4 Cálculos de estabilidad	9
5.1.2 Estudio particularizado	10
5.1.2.1 Desmonte 0+510 – 0+550	10
5.1.2.2 Desmonte 0+560-0+750	12
5.2 Rellenos	12
5.2.1 Criterios generales	12
5.2.1.1 Parámetros geotécnicos	12
5.2.1.2 Materiales sobre los que apoyarán los rellenos	13

5.2.1.3 Tratamiento y preparación del cimiento	13
5.2.1.4 Taludes y estabilidad	13
5.2.2 Estudio particularizado	14
6 Geotecnia de las estructuras	15
6.1 Muro de Micropilotes	15
6.2 Escollera 1	15
6.3 Escollera 2	16
7 Estudio de materiales	18
7.1 Prescripciones a satisfacer por los materiales	18
7.2 Caracterización de los materiales excavados en el trazado	19
7.3 Coeficientes de paso y aprovechabilidad	1

APÉNDICE nº2.1: CARTOGRAFIA GEOLÓGICA
APÉNDICE nº2.2: CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS PREVIAS
APÉNDICE nº2.3: CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

1 Introducción

En este anejo describimos las características geológicas y geotécnicas del tramo de senda ciclable localizado en Arrigorriaga, entre el polígono de Agirre y Martiartu.

El tramo discurre con dirección general N-S, a lo largo de unos 1600 m, a través del término municipal de Arrigorriaga, en la provincia de Bizkaia.

El tramo estudiado tiene su origen a la salida de la localidad de Arrigorriaga y finaliza en el viaducto sobre el Nervión a la entrada del Polígono de Martiartu en esta misma localidad.



Figura 1 Situación de la zona de proyecto en el estado actual.

Así mismo, el objeto de este anejo es aportar la visión geotécnica sobre las obras a desarrollar y que se definen a lo largo del proyecto.

En este sentido se lleva a cabo un estudio de los materiales presentes a lo largo del trazado y se proponen las mejoras necesarias para alcanzar un nivel de seguridad satisfactorio en cada uno de los puntos observados.

1.1 Objetivos y alcance

El objetivo de este anejo es el de determinar las características geológicas de los terrenos por donde discurre la traza, principalmente:

Litología de los materiales.

Disposición estructural.

Aspectos geomorfológicos generales y aquellos con incidencia en la traza.

En términos geotécnicos se analizan las características geotécnicas de los materiales atravesados y se efectúan recomendaciones acerca de las obras de tierra a ejecutar en este caso exclusivamente desmontes.

1.2 Metodología

Recopilación, análisis y evaluación de la información geológica y geotécnica sobre la zona.

Reconocimiento geológico en campo de los diversos materiales aflorantes, su litología y disposición estructural, plasmándose en una cartografía geológica a escala 1/500 de una franja alrededor de la traza.

Determinación de las discontinuidades que afectan a los materiales. Estaciones de medida.

Características geomorfológicas, con especial atención a aquellas que pueden afectar al trazado. Reconocimiento de campo y estudio fotogeológico.

Reconocimiento y delimitación de rellenos antrópicos.

Hidrogeología de los materiales. Determinación de formaciones acuíferas y afecciones al trazado.

En el apartado geotécnico se presenta la metodología de cálculo empleada para cada uno de los elementos estudiados de la obra. A partir de los datos tomados en campo y los reconocimientos geotécnicos recogidos de proyectos previos se elaboran los cálculos necesarios para determinar la idoneidad de los elementos diseñados.

1.3 Información utilizada

En primer lugar se ha consultado la información geológica general existente de la zona estudiada, básicamente los estudios realizados por el IGME y el ITGE (Instituto Tecnológico Geominero de España) dentro del plan MAGNA.

Mapa Geológico del País Vasco 1/25.000. Hoja nº 61-IV "Basauri". (1992).

Mapa Geológico de España 1/50.000. Hoja nº 61 "Bilbao". (1973). Serie MAGNA

Anejo de Geología y geotecnia del Proyecto de trazado de la conexión A-8/AP-68 en Arrigorriaga: Fases I y II, DFB, Sep. 2010 redactado por SENER.

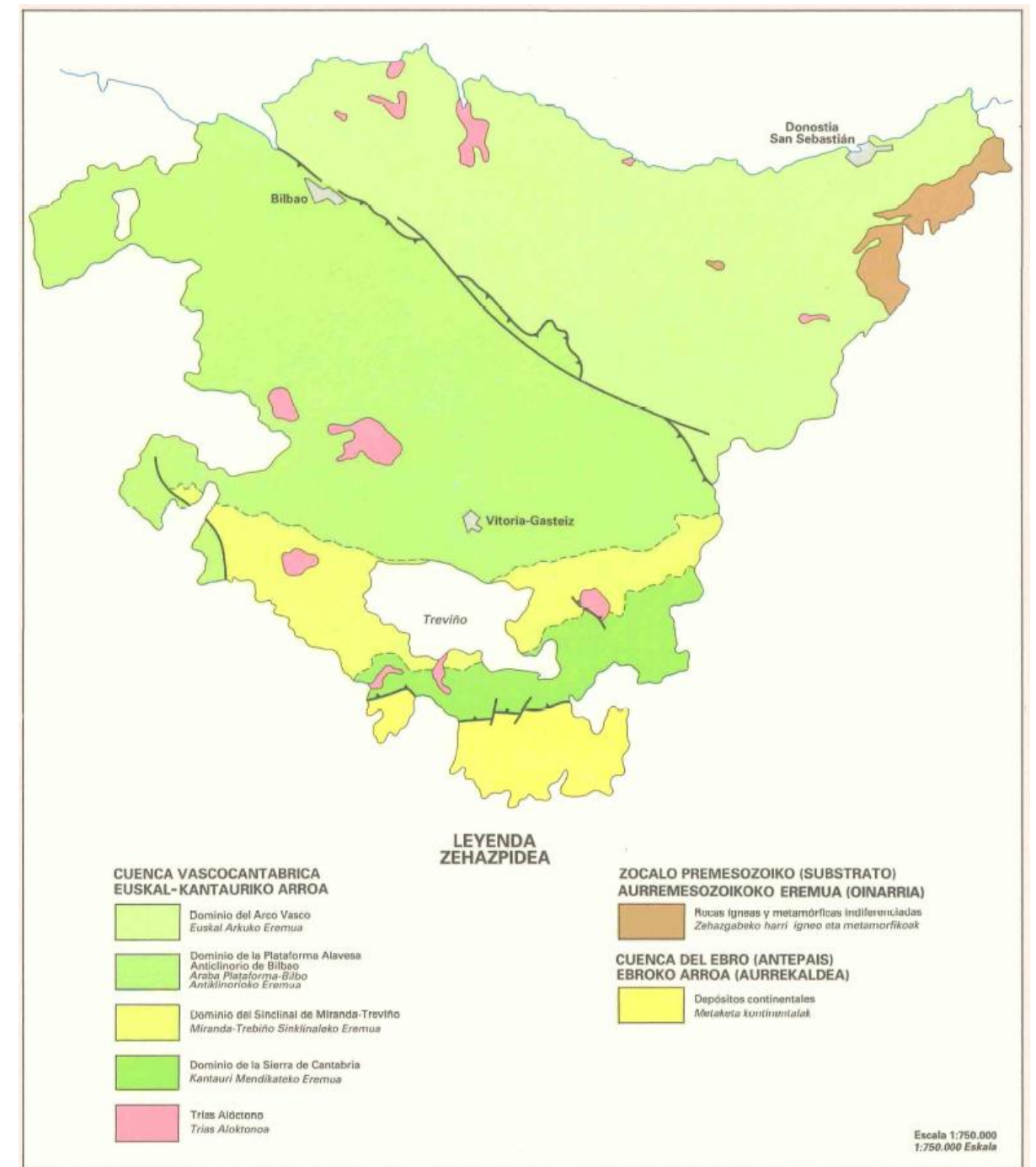
Proyecto de construcción de rotonda en nueva conexión AP68 – BI-625 Fase 1. Arrigorriaga, Bizkaia. Modificación Muro 1. EPTISA, Agosto -2013.

Para la determinación de las características geotécnicas de los materiales presentes a lo largo del tramo se ha partido de la información geotécnica incluida dentro de los proyectos arriba señalados.

2 Encuadre geológico

Desde el punto de vista de la geología regional, la zona objeto de este estudio pertenece a las estribaciones occidentales de los Pirineos, dentro de la Cuenca Vasco - Cantábrica.

El área estudiada se enmarca dentro del flanco sur del sinclinorio de Bilbao, originado durante la Orogenía Alpina. Concretamente en la unidad tectosedimentaria conocida como “Dominio de la plataforma alavesa”, dentro del sector de Amurrio - Karrantza. Esta Unidad se encuentra limitada al Norte por la Falla de Bilbao, mientras que al Sur el límite viene dado por el sinclinal de Miranda Treviño y su continuación hacia el NO.



Esquema estratigráfico del País Vasco y situación del proyecto. (Mapa del EVE, escala 1:1.000.000).

Los materiales delimitados por estos accidentes tectónicos, de edad Cretácico Inferior (Albiense), pertenecen a la “Plataforma alavesa”, formado, en esta zona, por rocas detríticas, limolitas negras arenosas y areniscas, normalmente carbonatadas así como calizas.

P.C. de senda ciclable entre el polígono Agirre y Martiartu (Arrigorriaga)
Anejo nº2: Geología y Geotecnia
X100000032-PC-AN-GEO-0

3

Geological Map of the Basque Country (Euzkadi)

Legend:

- Neógeno-Cuaternario**
Neogenoa-Kuaternario
- Paleógeno**
Paleogenoa
- Cretácico superior**
Goiko Kretazikoa
- Cretácico inferior**
Behoko Kretazikoa
- Jurásico terminal-Cretácico inferior**
Goieneko Jurazikoa-Behoko Kretazikoa
- Lías -Dogger**
Lias-Dogger
- Permian/Triás Keuper**
Permian/Triás Keuper
- Paleozoico**
Paleozoikoa
- Granitoides tardihercínicos**
Granitoides berantertziarrok
- Límite de provincia
Herrialde-muga

Scale: Escala 1 : 1.000.000
1 : 1.000.000 Eskala

Desde el punto de vista estructural, la Unidad de la plataforma alavesa, al igual que toda la Cuenca Vasco-Cantábrica, se caracteriza por presentar, al menos, tres fases de deformación debidas a los efectos de la Orogenia Alpina. La más importante de ellas, denominada como Fase I en la bibliografía consultada, es la que genera casi la totalidad de las estructuras reconocibles a escala regional, predominando la dirección Noroeste - Sureste, N 120° a 130° E. Posteriormente se desarrollan, durante la Fase III, estructuras de rumbo ortogonal al descrito, N45°E, y que afectan a las directrices de la Fase I.

2.1 Tectónica

ESQUEMA ESTRUCTURAL ESKEMA ESTRUCTURALA

LEYENDA ZEHAZPIDEA

- Cuenca Vasco-cantábrica Euzkaltentzerko Arria
- Trías sincinal
- Zóloa pre-sincinal Aurresmesozóloko zóloa
- Cuenca del Ebro Arria

ESQUEMA ESTRUCTURAL

ESKEMA ESTRUCTURALA

SIGNOS ZEINIAK

Estructuras longitudinales (fases I, II y III)
Luzerako estrukturak (I, II eta III faseak)

- Antiklinal
- Antiklinal volcado
- Anticline axial
- Sincinal
- Sincinal volcado
- Sinclinal axial

Estructuras transversales (fase IV)
Zeharrekiko estrukturak (IV fasea)

- Antiklinal
- Anticline axial
- Sincinal
- Sinclinal

Vergencia de las estructuras
Estrukturak norantz

Zona de metamorfismo dinámico
Metamorfismo dinamiko aldak

Rocas volcánicas del Cretácico sup.
Goiako Kretazikoak harri bolkanikak

Trazo de posibles fallas de zóloa
Zóloako baliozko falten traza

0 5 10 15 20 25 Km.

Escala gráfica
Eskala grafikoa

2.2 Geomorfología

P.C. de senda ciclable entre el polígono Agirre y Martiartu (Arrigorriaga)
Anejo nº2: Geología y Geotecnia
X100000032-PC-AN-GEO-0

2.3 Sismicidad

En el área estudiada, y de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSR-02), Parte General y Edificación, actualmente en vigor, real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre, el trazado se desarrolla por zonas de intensidad sísmica calificada como de sismicidad baja, con valores a_b / g inferiores a 0,04, y de K inferiores a 1,0. Siendo a_b la aceleración sísmica básica, valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de quinientos años.

Por otro lado K es el coeficiente de contribución, que tiene en cuenta la influencia, en la peligrosidad sísmica de cada punto, de los distintos tipos de terremotos considerados en el cálculo de la misma. Según la norma, no es preceptivo considerar la influencia de los fenómenos sísmicos en las obras y servicios situados en las zonas de dicho grado de sismicidad.



Fig. 4. Mapa Sísmico de España.

2.4 Hidrogeología

Desde el punto de vista hidrogeológico regional, el área de estudio se enmarca dentro de la cuenca Norte, que ocupa la casi totalidad de la cornisa cantábrica. De los diversos sistemas acuíferos localizados dentro del sector vasco de esa cuenca solamente la Unidad Hidrogeológica de Oiz, que se desarrolla sobre materiales detríticos, se localiza próxima a la zona de estudio, aunque sin afectar a las obras previstas.

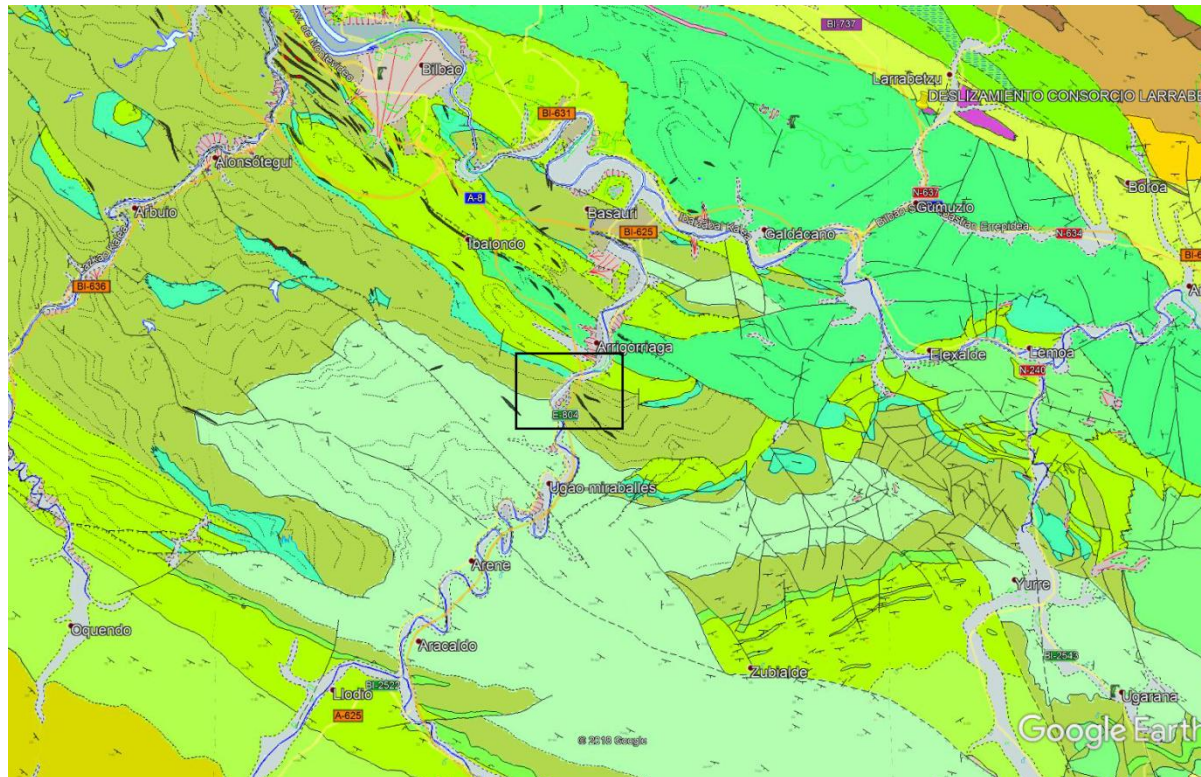
Desde el punto de vista práctico, las únicas zonas que tienen establecido un nivel piezométrico estable son los depósitos aluviales. Estos materiales son permeables por percolación, presentan un nivel freático

sub-superficial. Es probable también, la existencia de cierto flujo en el contacto entre los materiales eluviales situados sobre las laderas y la roca sana durante los periodos de fuertes lluvias.

3 Geología de la zona

3.1 Estratigrafía y litología

A continuación se detallan las características de cada de las unidades reconocidas a lo largo del trazado estudiado:



Extracto de la hoja 61-IV Basauri de la cartografía geológica 1:25.000 del EVE (1993)

3.1.1 Complejo urgoniano

CU1 Areniscas de grano fino y limolitas calcáreas

Se trata del primer nivel del complejo urgoniano, denominado localmente formación Ereza. Se encuentra constituido por areniscas de grano fino y limolitas calcáreas de origen mareal de edad Albiense. Presentan un aspecto masivo con ausencia de estratificación bien definida

CU2 Calizas arrecifales

En algunos de los sondeos realizados en la margen derecha del Nervión se han encontrado las calizas bioclásticas típicas de la facies urgoniana. Forman grandes bancos de elevada potencia.

3.1.2 Recubrimiento Cuaternario

Atendiendo a su génesis y litología diferenciamos entre:

1.- Depósitos eluvio-coluviales. Ocupan una parte del tramo. Se encuentran constituidos por materiales limo arcillosos en el que ocasionalmente pueden aparecer cantos de diverso tamaño tapizando la superficie del sustrato rocoso.

Proviene de la meteorización del macizo rocoso en ocasiones con un pequeño transporte facilitado por la pendiente de la ladera. Los materiales de tamaño de grano superior presentan bordes angulosos lo que revela la ausencia o limitación del transporte.

2.- Depósitos aluviales Se sitúan asociados al cauce del río Nervión, de carácter aluvial. Se distinguen dos niveles:

- Nivel de terrazas: Este nivel tiene una matriz areno-limosa a limo-arcillosa con gravas y bloques bien clasificados. Es un nivel denso, con cantos imbricados y excavable con dificultad en cata.

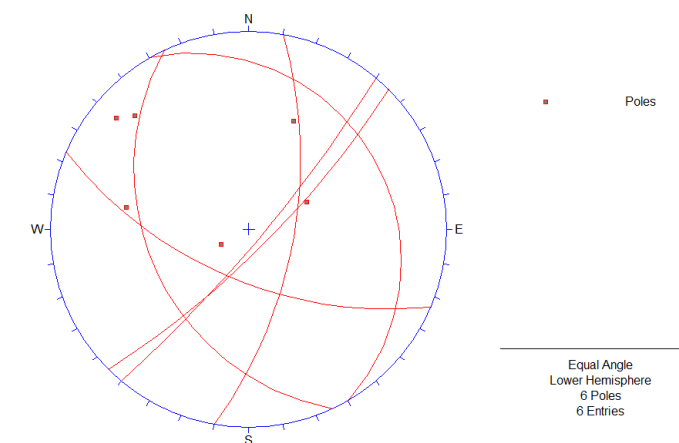
- Nivel aluvial: Este nivel es problemático por su baja capacidad portante (baja resistencia al corte). No se considera aprovechable salvo para solicitaciones muy bajas y procediendo a la adecuada zonación del relleno.

3.- Rellenos antrópicos. Formados por materiales de variada granulometría constituyen los principales rellenos de la actual plataforma de la carretera.

3.2 Tectónica

El tramo estudiado se encuentra afectado por plegamiento y fracturación, sin embargo las direcciones de buzamiento y su valor se mantiene relativamente constante durante todo el tramo.

En la siguiente figura es posible observar la proyección estereográfica de los diferentes planos tomados durante el reconocimiento geotécnico.



Las familias de discontinuidades son las siguientes:

Estratificación: 64/100

J1: 47/220

A excepción de la estratificación el resto de juntas que compartimentan el macizo rocoso presentan una continuidad muy limitada tanto en dirección como en buzamiento, inferior en todos los casos observados a 1 m.

3.3 Geomorfología

Diversos aspectos condicionan las características geomorfológicas de la zona por la que discurre el tramo:

Amplias áreas de suave relieve ocupadas por depósitos aluviales.

Zonas fuertemente antropizadas modificadas por las diferentes infraestructuras presentes en la zona.

3.4 Hidrogeología

A efectos prácticos tanto el macizo rocoso, compuesto por una alternancia de lutitas y niveles de areniscas, como los depósitos eluviales principalmente limo arcillosos pueden considerarse como impermeables.

Solamente, con carácter estacional puede esperarse un cierto flujo de agua en el contacto suelo/roca en el que las discontinuidades pueden encontrarse abiertas y con capacidad transmitiva a favor de la pendiente.

No se espera, dada la escasa entidad de las obras a ejecutar, modificaciones de importancia en el comportamiento hidrogeológico del macizo afectado, no afectándose aprovechamientos actuales.

3.5 Riesgos geológicos

En el presente apartado se aborda la descripción y valoración de los fenómenos geológicos que pueden, en potencia, crear una situación de riesgo geológico, observados en los diferentes reconocimientos efectuados en la zona estudiada.

Algunos de los riesgos geológicos tratados en este capítulo referidos a las afecciones superficiales tendrán escasa influencia en el proyecto. Por otra parte, el riesgo sísmico tendrá una mínima consideración.

3.5.1 Riesgos geológicos asociados a arroyada y avenidas de agua

La zona objeto de este proyecto se caracteriza por presentar un relieve de pendiente elevada y marcado por un relativo desarrollo de la red fluvial.

La disposición con respecto a la traza, del cauce del Nervión la hace susceptible de que en épocas de lluvias torrenciales se conviertan en puntos donde se den fenómenos puntuales de arroyadas y pequeños episodios de acumulación de aguas.

Estas avenidas manifiestan su carácter erosivo sobre sus márgenes. Generalmente en estos márgenes se depositan materiales poco consistentes o fácilmente erosionables como son las terrazas aluviales que encontramos en la margen izquierda de la carretera. El descalce de la zona inferior de éstas puede causar el derrumbe o deslizamiento de la parte superior de las terrazas.

Las sucesivas repeticiones de estos fenómenos puede causar una erosión remontante, aumentando el riesgo de deslizamientos.

3.5.2 Riesgos asociados a deslizamientos

Las zonas de fuerte pendiente de la región favorecen los riesgos geológicos relacionados con la inestabilidad del terreno. En este caso las únicas zonas con cierta peligrosidad se centran en los rellenos antrópicos.

3.5.3 Riesgos asociados a la sismicidad

De acuerdo a lo establecido en la Normativa Sísmica Española (NCSE-02) el tramo a estudiar se encuentra por debajo de una aceleración sísmica de 0.04g y por tanto no sería obligatorio el cumplimiento de la Norma Sismorresistente.

3.5.4 Agresividad de los suelos por sulfatos

En el proyecto de referencia no se han realizado análisis químicos de sulfatos sin embargo en base a la experiencia en estas formaciones se estima que no existirán porcentajes elevados de estos elementos.

4 Características geotécnicas de los materiales

Las características geotécnicas de los materiales se han deducido a partir los ensayos de laboratorio realizados en la campaña correspondiente al proyecto de trazado de la conexión A-8/AP-68 en Arrigorriaga y de la experiencia de la zona.

La caracterización geotécnica que se presenta se ha basado en la información contenida en los proyectos de fases anteriores. Las unidades que a continuación se describen y caracterizan son sólo aquellas afectadas por el trazado en estudio.

Unidad CU-1Calizas

Se dispone únicamente de dos muestras ensayadas sobre esta unidad, pero se puede considerar un valor medio de diseño de Resistencia a compresión de 95 MPa, lo que clasificaría a los materiales pertenecientes a esta unidad como unas rocas duras según la clasificación ISRM.

Los valores de humedad oscilan entre 0,30% y 2,35%. Se estima que esta unidad se consideraría como dificultosamente excavable mediante medios mecánicos convencionales, por lo que para su excavación sería necesario el uso de explosivos, hecho que ha confirmado la geofísica.

No se alcanza su excavación en ningún caso puesto que se encuentra bajo los niveles de rellenos antrópicos y aluviales.

Unidad CU-2 Areniscas de grano fino

Al igual que sucede en el caso anterior, se dispone únicamente de dos muestras ensayadas sobre esta unidad, pero se puede considerar un valor medio de diseño de Resistencia a compresión de 25 MPa, lo que clasificaría a los materiales pertenecientes a esta unidad como unas rocas medias según la clasificación ISRM. Los valores de humedad oscilan entre 0,16% y 0,33%. Se estima que esta unidad se consideraría como dificultosamente excavable mediante medios mecánicos convencionales.

Materiales cuaternarios

Aluvial 1

Nivel aluvial de suelos de grano fino (A1): Sobre este nivel, se han obtenido un total de siete (7) muestras inalteradas. En la siguiente tabla se resume la información más representativa de cada una de las muestras obtenidas.

Parafinados	Cotas relativas		tipo suelo	Golpeo tomamuestras	Observaciones
SD-01	1,40	2,00	A1: Arcilla arenosa moderadamente plástica y consistencia firme	23	--
SD-04	3,00	3,60	RA: Limos marrones arenosos con gravas. Restos de madera y ladrillo.	21	--
SD-04	6,00	6,60	A1: Arcilla arenosa con indicios de gravilla, cohesiva y consistencia media	11	Qu= 1,6 Kg/cm²
SD-04	8,40	9,00	A1: arcillas limosas algo arenosas cohesivos poco plásticos. Mod blanda	7	Qu= 1,1-1,3 Kg/cm²
SD-05	4,40	5,00	A1: Arcilla arenosa poco plástica moderadamente firme. Indicios de gravillas.	18	--
SD-06	4,00	4,60	A1: Limos arenosos con indicios de gravas	15	--
SD-08	10,6	11	A1: Arcilla algo arenosa con indicios de gravas	23	--

A efectos de cálculo los valores tomados como referencia provienen del estudio realizado en la zona por SENER y son los siguientes:

Densidad aparente	Cohesión	Ángulo de rozamiento
18 kN/m3	10 kPa	25º

Aluvial 2

No se tienen ensayos de este tipo de materiales, salvo un ensayo SPT (NSPT= 22)perteneciente al estudio del modificado del Muro 1

Rellenos antrópicos

vertido o moderadamente compactado, que se denominaría como Unidad Qx-7: Este nivel presenta un carácter granular predominante con presencia de grandes bloques. Se considera utilizable como relleno (tolerable-adecuado y todo uno) pero procediendo a una selección del material para eliminar los grandes bloques que suele englobar.

Los valores de los parámetros geotécnicos, tomados del anejo de geotecnia de SENER son los siguientes:

Densidad aparente	Cohesión	Ángulo de rozamiento
20 kN/m3	5 kPa	35º

5 Geotecnia de las obras de tierra

5.1 Desmontes

En un estudio de desmontes deben tenerse en consideración muchos aspectos (estabilidad, refuerzo, excavabilidad, impacto ambiental, trazado, reutilización de materiales, expropiaciones, etc.), generalmente relacionados entre sí y por tanto difíciles de estudiar por separado.

La valoración de cada uno de estos factores no es sencilla, ya que tanto la toma de datos, como los parámetros geotécnicos, están condicionados por variaciones locales, que impiden lograr los grados de precisión que se alcanzan en otros tipos de estudios y proyectos de obra civil. Por ello, al margen de los errores admitidos, la decisión final depende en gran medida de la experiencia y el buen juicio ingenieril.

En este apartado se estudiarán los aspectos geotécnicos de los desmontes, es decir, los relacionados con su estabilidad, eventuales medidas de refuerzo y excavabilidad. Otros aspectos, como los medioambientales, de trazado, y de reutilización de materiales, se analizarán en otros apartados.

En primer lugar se expondrán de manera breve los "criterios generales básicos" que se aplicarán a los diferentes aspectos de este estudio, especialmente en lo relativo a las secciones tipo, diseño de taludes de excavación, cálculos de estabilidad, recomendaciones constructivas de refuerzo, protección y drenaje, excavabilidad, caracterización del fondo de desmonte y recomendación de las medidas oportunas en caso necesario (saneos).

Se ha considerado el estudio particularizado de aquellos desmontes con una altura superior a los 5 m. En el caso de aquellos de inferior altura se ha determinado la idoneidad de su excavación con una pendiente 3(H):2(V).

El análisis detallado de cada desmonte del trazado incluirá los siguientes apartados:

Situación y datos geométricos

Trabajos de reconocimientos realizados

Características geológicas del terreno a excavar

Análisis de estabilidad

Excavabilidad

Fondo de desmonte

Drenaje

Recomendaciones constructivas

5.1.1 Criterios generales

Tal y como se verá en los cálculos de estabilidad, las pendientes de los taludes inventariados garantizan la estabilidad global.

El diseño de la sección tipo de los desmontes se realizará siguiendo los criterios de las normas en vigor y tomando en consideración las observaciones realizadas en los diferentes reconocimientos efectuados sobre los taludes existentes. En concreto, se estudiarán y definirán los siguientes aspectos:

Inclinaciones de los taludes de desmonte.

Refuerzos y sostenimientos.

A continuación se describen los criterios y consideraciones más importantes a tener en cuenta en cada uno de ellos.

5.1.1.1 Inclinación de los taludes de desmonte

Para la determinación de la pendiente de los taludes de desmonte se han empleado básicamente criterios de estabilidad, recomendando pendientes implicando una afección aceptable garanticen la estabilidad a largo plazo.

5.1.1.2 Refuerzos y sostenimientos

En los casos en que la estabilidad del talud se sitúe en una posición comprometida, se deberán aplicar medidas de sostenimiento.

5.1.1.3 Medidas para evitar la degradación de los taludes por erosión

Algunos de los terrenos excavados son susceptibles de sufrir degradación por la granulometría que presentan, por lo que se hace necesario proponer una serie de medidas para evitar dicha degradación.

La primera de ellas es el diseño de un adecuado drenaje de los taludes mediante cunetas de recogida de aguas.

La segunda es la adopción de inclinaciones de talud poco elevadas.

5.1.1.4 Cálculos de estabilidad

El método de cálculo a aplicar depende de la naturaleza intrínseca del terreno donde potencialmente puede desarrollarse la inestabilidad.

La excavación de los desmontes se realizará, además de en suelos (depósitos cuaternarios con distintos grados de cementación, rellenos antrópicos, etc), en una alternancia de estratos de diferente composición y comportamiento (calcarenitas y margas y areniscas, conglomerados y limos) por lo que, dada la heterogeneidad que presenta el medio, se ha considerado como la mejor aproximación posible para el cálculo de la estabilidad el mecanismo de rotura propio de un suelo.

En los taludes en terrenos tipo suelo y/o rocas muy alteradas, las roturas se producen a través de su masa. Se ha observado en numerosos casos analizados que la superficie de deslizamiento se asemeja a la cara cóncava de una concha, de modo que, en un perfil paralelo a la dirección del movimiento, la sección de esta superficie es circular.

Este tipo de deslizamiento se produce en terrenos homogéneos, sin direcciones predominantes de fracturación y en los que el tamaño de las partículas de suelo es muy pequeño en comparación con las dimensiones del talud. Los métodos de cálculo de estabilidad que actualmente se aplican están basados en estas observaciones.

En este estudio, se aplica el "Método de Bishop", que es un método bidimensional que divide el terreno en rebanadas o dovelas y estudia el equilibrio en cada una de ellas. El problema es hiperestático, por lo que es necesario hacer una simplificación que permita su resolución. La simplificación de Bishop consiste en suponer que las fuerzas en las caras laterales son horizontales.

Sólo se satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales. Como resultado del cálculo se obtiene el factor de seguridad (FS) en el círculo de rotura escogido. Como el FS aparece de modo implícito en las ecuaciones del método, su valor debe obtenerse mediante un proceso iterativo que converge rápidamente. El Método de Bishop presenta errores máximos del 7%, siendo los más habituales de un 2%.

Para definir un desmonte estable deberá partirse del coeficiente de seguridad, es decir, de la relación entre las fuerzas resistentes y la fuerza que sería necesaria para mantener en equilibrio la masa a deslizar. Los coeficientes de seguridad exigidos son 1,1 para taludes en situación accidental de sismo y 1,5 para taludes definitivos.

En este caso se realizará un análisis de estabilidad en base a los parámetros otorgados a cada unidad, considerando la mayor altura de los desmontes en los cuales aparecerá.

Para realizar este estudio se utilizará el programa comercial SLIDE (versión 6.0), desarrollado por el Rock Engineering Group de la Universidad de Toronto, bajo la dirección del profesor Evert Hoek. Este programa calcula el equilibrio plástico que se da en un círculo de rotura preestablecido. Los datos que requiere el programa son:

Cohesión, ángulo de rozamiento y peso específico de los terrenos.

Geometría del talud. Es posible adaptar la geometría prácticamente sin limitaciones, así como considerar distintos terrenos, cada uno de ellos con su geometría y propiedades.

Es posible considerar un nivel freático de geometría libre.

En definitiva, el programa calcula en una malla de centros de círculos dada por el proyectista, el factor de seguridad de los posibles círculos que resultan de variar el radio en cada uno de los centros. Así es posible disponer de una representación de isóneas de factores de seguridad (lugar geométrico de los centros de los círculos de rotura), solventándose en parte la limitación del método de Bishop de tener que prefijar el círculo de rotura a priori.

5.1.2 Estudio particularizado

A lo largo del trazado después del reconocimiento de los desmontes se han detectado los siguientes puntos con alguna de las inestabilidades arriba descritas:

De PK	A PK	Margen	Altura máxima
0+510	0+550	Izq/dcha	5.60 m
0+560	0+750	Izquierda	7.97 m
1+290	1+420	Izquierda	9.10 m

5.1.2.1 Desmonte 0+510 – 0+550

Descripción general

El desmonte empieza en el PK. 0+510 y acaba en el 0+550. La altura máxima del desmonte es de 5.60 m, margen izquierda. Corresponde a la salida del paso inferior bajo la rotonda.

Trabajos realizados

Para caracterizar desde el punto de vista geotécnico se dispone de tres sondeos realizados en el área para la realización del modificado del Muro 1 del proyecto previo citado. El más cercano es el denominado SM-5.

Características geotécnicas del terreno a excavar

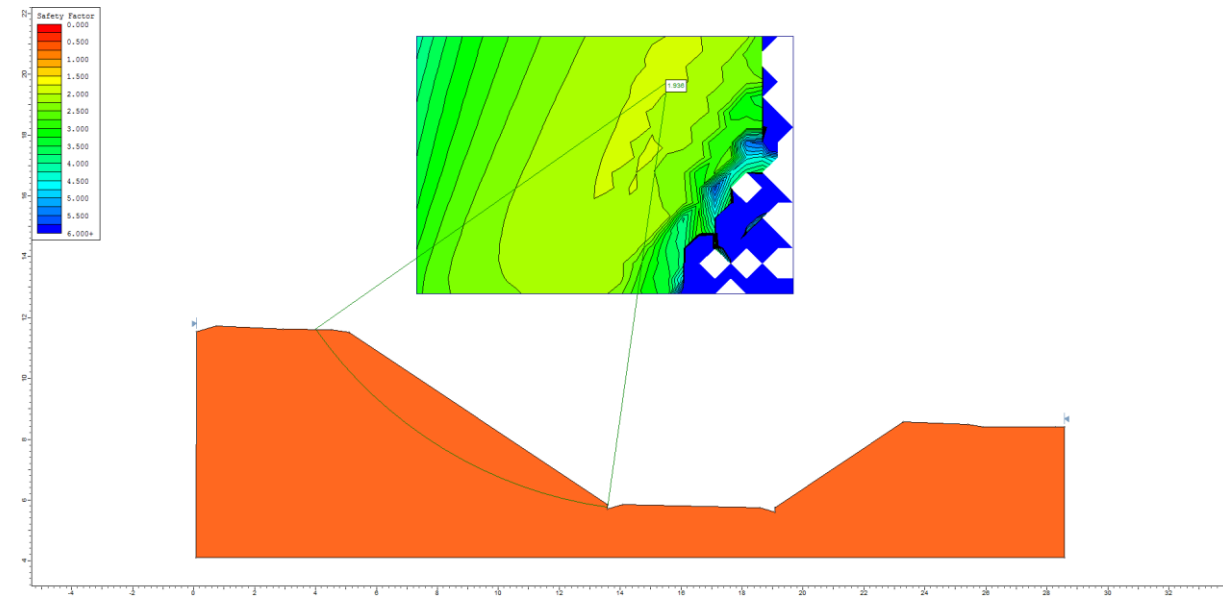
El sondeo pone de manifiesto la presencia de los siguientes niveles:

0.00 - 8.20 m Rellenos antrópicos heterogéneos

8.20 – 11.50 Calizas Urgonianas

Análisis de estabilidad

La altura máxima de este desmonte es de 5.83 m en el PK 0+520, excavándose en materiales pertenecientes a la unidad de rellenos antrópicos. La pendiente de excavación ha sido diseñada con valor 2(V):3(H).



El resultado del cálculo muestra un factor de seguridad de 1.9

Excavabilidad

Los materiales podrán excavarse mediante métodos mecánicos convencionales.

Fondo de desmonte

El fondo de desmonte se estima que se encontrará en suelos aluviales.

Reutilización

Se empleará el material para su uso en núcleo de terraplén. El fondo de excavación puede considerarse como material tolerable.

Conclusiones y recomendaciones constructivas

Los taludes proyectados son estables. Se propone una inclinación de 3H:2V en todo el desmonte.

El desmonte será excavado por medios convencionales en la parte más superficial mientras que se requerirá el uso de martillos hidráulicos en la zona ocupada por el macizo rocoso.

Se empleará el material excavado de la zona del macizo rocoso del desmonte en el núcleo de los terraplenes.

5.1.2.2 Desmorte o+560-o+750

Descripción general

El desmorte empieza en el PK. o+560 y acaba en el o+750. Su altura máxima es de 7.83 m correspondiente al pk o+640. Solamente se excavará en ambas márgenes.

Trabajos realizados

Para caracterizar desde el punto de vista geotécnico no ha sido posible realizar sondeos ni calicatas debido a la pendiente del terreno sobre la excavación actual, sin embargo existen afloramientos de roca en el desmorte actual de la carretera y su entorno. Para la caracterización de los materiales se cuenta con los trabajos realizados para el proyecto de la conexión A8-AP68 en Arrigorriaga.

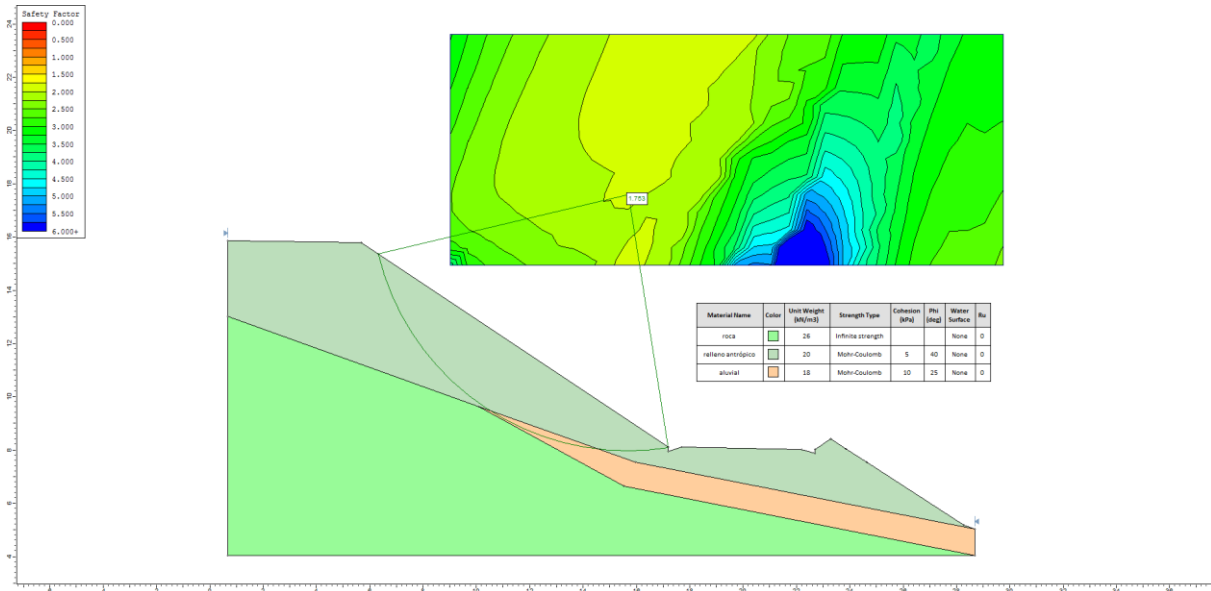
Características geotécnicas del terreno a excavar

El espesor de suelos aluviales es de alrededor de 8 m a lo largo de gran parte del desmorte. Bajo este primer nivel aparece el macizo rocoso M(II)

Análisis de estabilidad

La altura máxima de este desmorte es de 7.80 m en el PK o+640, excavándose en materiales pertenecientes a la unidad de depósitos aluviales. La pendiente de excavación ha sido diseñada con valor de 32º, 2(V):3(H) para toda su longitud.

La estratificación se dispone oblicua al desmorte con una pendiente media de 32º hacia la excavación. En estas condiciones se ha considerado la posibilidad de deslizamientos rotacionales a través de los depósitos cuaternarios.



Los parámetros de cálculo asociados a los materiales provienen del anejo de geología y geotecnia del proyecto de conexión de la A8 y AP68 en Arrigorriaga.

El resultado del cálculo del factor de seguridad es de 1.7

Excavabilidad

Los materiales podrán excavar-se mediante métodos mecánicos convencionales.

Fondo de desmorte

El fondo de desmorte se estima que se encontrará en materiales aluviales.

Reutilización

Se empleará el material para su uso en núcleo de terraplén. Los suelos aluviales finos deberán ser retirados a vertedero debido a su alto porcentaje en humedad.

Calidad de la explanada

La explanada puede caracterizarse como tolerable

Conclusiones y recomendaciones constructivas

Los taludes proyectados son estables mediante los elementos de estabilización incorporados. Se propone una inclinación 2(V):3(H) en los rellenos antrópicos a excavar.

El desmorte será excavado por medios convencionales.

Se empleará el material excavado de la zona del macizo rocoso del desmorte en el núcleo de los terraplenes.

5.2 Rellenos

En los apartados que se desarrollan a continuación se presentan los aspectos generales del diseño y cálculo del único relleno del proyecto, así como un estudio particularizado de los rellenos del trazado, teniendo en cuenta los datos geológicos y geotécnicos que ha proporcionado la investigación realizada.

El cuadro general de los rellenos a realizar en el trazado es el siguiente:

De PK	A PK	hmax
1+520	1+440	6.19

5.2.1 Criterios generales

5.2.1.1 Parámetros geotécnicos

De acuerdo con lo indicado en los apartados anteriores, los materiales para la formación de los rellenos podrán proceder de préstamo (mayor parte), o de las excavaciones del macizo rocoso de la traza. Sus parámetros geotécnicos más importantes, de cara a la realización de un Estudio de Rellenos, se indican a continuación:

Densidad máxima PM (t/m ³)	Densidad aparente t/m ³	Cohesión efectiva (kPa)	A. Roz. Efectivo (°)
2,05	2.0	10	45

5.2.1.2 Materiales sobre los que apoyarán los rellenos

Tras la realización de los saneos y cajeos correspondientes, en aquellos puntos del trazado en los que se ha considerado preciso, los materiales que servirán de apoyo a los rellenos se corresponderán en todos los casos a depósitos antrópicos.

Los rellenos a ejecutar se apoyan sobre el rellenos antrópicos, por lo que se considera necesario ejecutar un cajeo de la parte exterior de los rellenos actuales.

5.2.1.3 Tratamiento y preparación del cimient

Las consecuencias de la preparación y el tratamiento de la cimentación pueden ser más importantes que las derivadas de la propia obra de terraplenado, sobre todo en las zonas con espesores de terrenos poco competentes o en zonas mal drenadas, así como en zonas puntuales con fuerte pendiente. En consecuencia, debe prestarse una especial atención a la ejecución del cimient.

Se deberán contemplar los siguientes criterios con carácter general:

En todas las zonas de apoyo se procederá al desbroce del terreno, excavación y extracción de la vegetación y de la tierra vegetal que deberá reservarse para su posterior utilización.

Una vez retirada la tierra vegetal, se procederá la retirada de todos aquellos materiales que presenten una insuficiente capacidad portante, procediendo a su recolocación si presentan las características requeridas para un cimient de terraplén, o bien a su sustitución por materiales que sí cumplan dichas características.

En el presente proyecto, los materiales que serán saneados, de forma general, en el apoyo de los rellenos, son los siguientes:

Rellenos antrópicos. Son los materiales que se sanean con mayor frecuencia y aparecen de forma diseminada por todo el trazado.

Estos materiales aparecen de forma más puntual, si bien, también se detectan a lo largo de todo el trazado. Se trata en general de materiales flojos y heterogéneos que deberán ser llevados a relleno de sobrantes en todos los casos.

Adicionalmente, se han considerado espesores de saneo en zonas en las que se requieren tratamientos de escalonado del cimient.

Es importante señalar que este espesor no incluye el espesor de suelo vegetal, es decir, si el espesor de saneo indicado en la tabla anterior es de 1,5m y el espesor de suelo vegetal es de 0,3m, se excavará primero un espesor de 0,3m de suelo vegetal y 1,5m adicionales en concepto de saneo.

No se han detectado zonas con drenaje deficiente.

De este modo, en este tramo no será necesario disponer tratamientos específicos relacionados con el nivel freático o con el drenaje, no siendo preciso, por ejemplo, disponer material con menos del 15% en la parte inferior de los terraplenes (cimient y base de relleno saturable).

Sin embargo, sí es habitual que los terraplenes se apoyen sobre terrenos con una pendiente natural igual o superior al 20%, siendo preciso, proceder al escalonado del terreno de apoyo previamente a la construcción del terraplén.

Para identificar las zonas en las que es preciso llevar a cabo este tratamiento se procede a la revisión individual de cada perfil transversal, las zonas de mayor pendiente detectadas en la planta, y el perfil longitudinal.

Un aspecto que merece especial mención, es que hay zonas en las que, siendo la altura de relleno relativamente contenida, dicha altura cambia de forma brusca. Esta situación puede dar lugar a asientos diferenciales acusados en el relleno y a la aparición de grietas en el mismo. Estos casos se analizan de forma particular más adelante, habiéndose dispuesto, tal y como se ha indicado anteriormente, el escalonado longitudinal del cimient.

La geometría del escalonado se corresponderá con banquetas horizontales de ancho igual o mayor de 3m, separadas por taludes 1H:2V de altura variable según lo requiere el terreno, pero con alturas siempre inferiores a 1,5m. Los puntos en los que está previsto proceder al cajeo del cimient se indican en la siguiente tabla resumen:

Cumpliendo con las condiciones de saneo y tratamiento del cimient anteriores y teniendo en cuenta que las alturas de rellenos previstas son siempre inferiores a 15m, se considera que el terreno sobre el que apoyarán los rellenos presentes en la traza proporciona un apoyo conveniente.

5.2.1.4 Taludes y estabilidad

Se han proyectado todos los rellenos con una pendiente 3(H):2(V)

En los materiales tipo suelo es habitual y adecuado utilizar métodos de cálculo basados en la teoría del equilibrio límite. Una forma rápida y sencilla de aplicar este tipo de métodos a modo de predimensionamiento es hacer uso de los ábacos de Hoek y Bray (1977), ábacos que permiten obtener el coeficiente de seguridad a partir de los datos geométricos, geotécnicos y la posición relativa de un posible nivel freático.

El coeficiente de seguridad mínimo exigido en los taludes en relleno, en la hipótesis estática, es 1,5 (valor habitualmente considerado en este tipo de cálculos), y que debe cumplirse para un rango razonable de variación de la cohesión de los materiales y, en su caso, para un rango razonable de variación de la posición de un posible nivel freático.

Se consideran representativos del material remoldeado una cohesión de 5 KPa y un ángulo de rozamiento de 35°.

En vista de la homogeneidad de los resultados, y de acuerdo con lo indicado en apartados anteriores, para la realización de cálculos de estabilidad de taludes, se supondrá que todos los rellenos se realizan con un mismo material con los siguientes parámetros, claramente del lado de la seguridad.

Densidad aparente: 2,0t/m³

Cohesión efectiva: 10kPa

Ángulo de rozamiento efectivo: 45°

Tal y como se ha indicado anteriormente, ninguno de los taludes en relleno estará afectado de presiones intersticiales como consecuencia de la presencia de agua freática.

Las alturas máximas de talud 3H:2V en relleno es inferior a 5.60m. Los resultados obtenidos son muy superiores al mínimo establecido de 1,5.

Análisis de deformabilidad y asentamientos

Se considera que los asentamientos asociados tanto al cimiento como al propio relleno serán reducidos y limitados en el tiempo.

5.2.2 Estudio particularizado

A continuación se estudia de forma particularizada aquellos rellenos de altura superior a los 7 m. Aquellos rellenos de altura inferior se entiende que tienen unas características en cuanto a estabilidad o asentamientos mejores que los de mayor tamaño, a la vista de las características geotécnicas del tramo.

Relleno 1+420 – 1+440

Datos geométricos generales

El desmonte empieza en el PK. 1+420 y acaba en el 1+440. La altura máxima del relleno es de 5 m.

Columna tipo

Los materiales del cimiento tienen una naturaleza variada: Rellenos antrópicos, con una potencia de 0.50 m, a los que les siguen los materiales eluvio-coluviales situándose su base a 2.40 m de profundidad. A partir de este nivel aparece el macizo rocoso sano M(II) compuesto por lutitas con niveles finos de areniscas.

No se espera la presencia de nivel freático en la zona de influencia del relleno.

Análisis de estabilidad

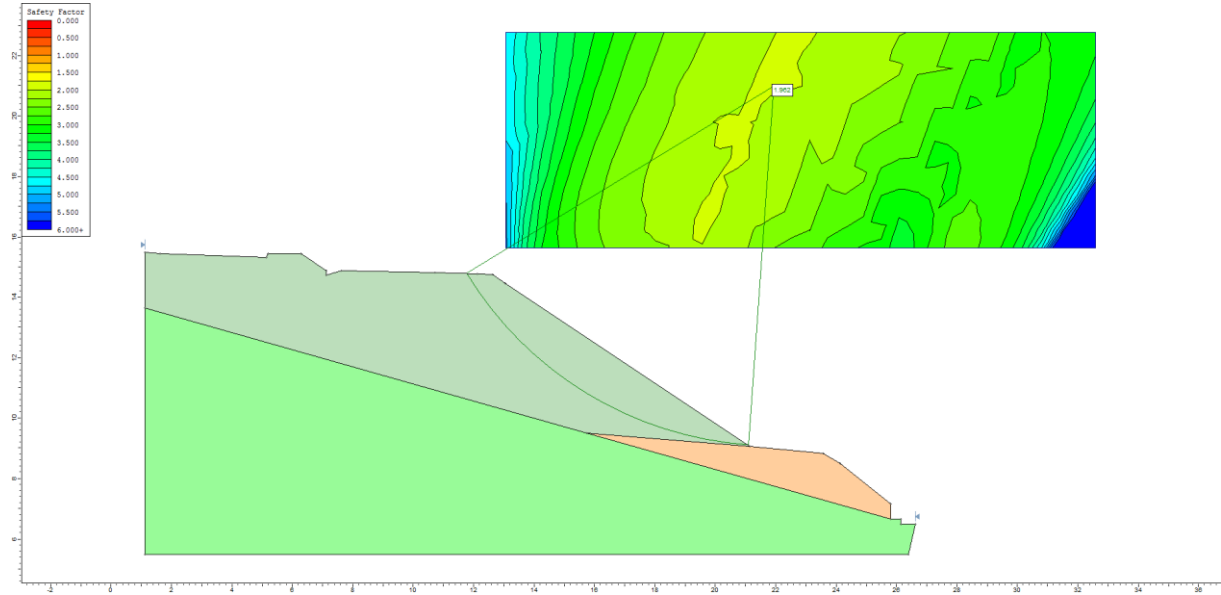
Se ha efectuado un análisis de la estabilidad mediante el método del equilibrio límite teniendo en cuenta los valores para los materiales implicados que se muestran en la tabla:

	Densidad (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo de rozamiento (°)
Depósitos aluviales	22.2	26	30
Macizo rocoso	26.6	>>	>>

Relleno antrópico	20	10	45
-------------------	----	----	----

La geometría recomendada para el talud del relleno es 3H:2V.

El factor de seguridad obtenido para este relleno es de 1.9.



6 Geotecnia de las estructuras

6.1 Muro de Micropilotes

En la zona final del tramo proyectado, el paso entre el actual paseo al lado del cauce del Nervión y la carretera de acceso al polígono Industrial se efectúa a través del relleno antrópico asociado a esta vía. Se trata de una zona a media ladera en la que es preciso verticalizar la parte de ladera arriba mediante un muro de contención.

Desde el punto de vista geológico la excavación se realiza sobre los materiales del relleno que descansan sobre el macizo rocoso compuesto por areniscas de grano fino, negras. Un afloramiento de las mismas se puede observar en la curva del vial de acceso al polígono.

Características geotécnicas de los materiales

Para el diseño del muro de micropilotes (desarrollado en el anejo correspondiente) se han utilizado los siguientes valores:

Respecto a los parámetros de los materiales necesarios para el dimensionamiento del muro de micropilotes estos son los siguientes:

1.- Areniscas de grano fino/ limolitas:

TABLA 3.3. RESISTENCIA UNITARIA DE CÁLCULO EN EL EMPOTRAMIENTO EN ROCA, POR FUSTE Y PUNTA (GRADO ISRM < III)

TIPO DE ROCA	f_{cd} (MPa)	$q_{p,cd}$
Margas y margocalizas	0,15 - 0,40	$0,07 \cdot q_u$
Pizarras y otros esquistos	0,20 - 0,30	$0,07 \cdot q_u$
Areniscas	0,30 - 0,45	$0,07 \cdot q_u$
Calizas y dolomías	0,40 - 0,50	$0,10 \cdot q_u$
Granitos y basaltos	0,40 - 0,60	$0,10 \cdot q_u$

q_u : Resistencia a compresión simple de la roca, determinada preferiblemente según UNE 22950-1, o en su defecto mediante correlación con otros ensayos. Deberá determinarse este parámetro en la zona de influencia de la punta, definida conforme a lo especificado en el epígrafe 3.3.1.2.

Los parámetros que deberían tomarse serían: $f=0.3$ MPa y $q=0.07 \times 25$ MPa

Respecto a la adherencia:

TABLA 3.3. ADHERENCIA LÍMITE EN ROCA (ALTERACIÓN ≤ GRADO III, SEGÚN ISRM)

TIPO DE ROCA	ADHERENCIA LÍMITE (MPa)
Granitos, basaltos, calizas	1,0 – 5,0
Areniscas, esquistos, pizarras	0,7 – 2,5

Podría tomarse un valor de 1 MPa

2.- Relleno de la carretera de acceso al Polígono:

Densidad aparente: 20 kN/m³

Ángulo de rozamiento: 35°

Cohesión: 5 kPa

6.2 Escollera 1

La escollera 1 tiene su inicio en el PK 0+114 y termina en el PK 0+125. Su altura máxima es de 3.15 m

Ha sido diseñada para evitar un relleno laminar y evitar afecciones al cauce del río Nervión.

El entorno de la escollera se caracteriza por la presencia de materiales aluviales finos sobre los que aparecen rellenos antrópicos.

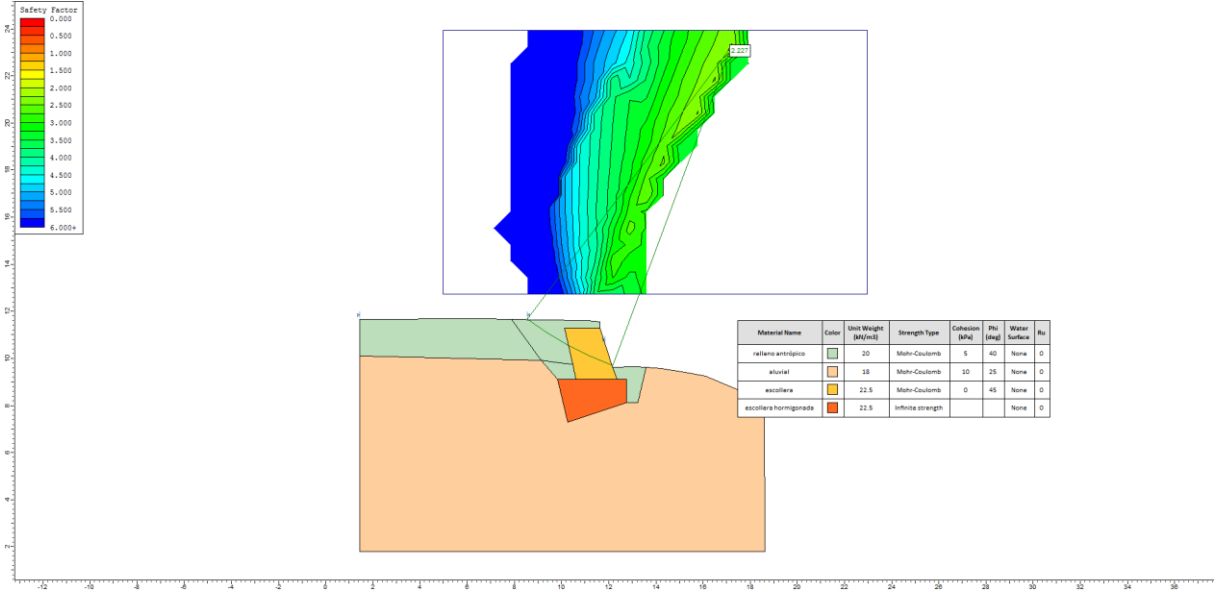
Se ha determinado, mediante el método de Brinch-Hansen, la carga admisible para la cimentación de la escollera, resultando ser de 2.61 kp/cm²

CÁLCULO DE CARGA ADMISIBLE EN CIMENTACIONES SOBRE SUELOS	
MÉTODO DE BRINCH HANSEN	
PROYECTO: BIDEGORRI ARRIGORRIAGA	
ESTRUCTURA: ESCOLLERA 0+125	
APOYO: ZAPATA CORRIDA	
SITUACIÓN: ARRIGORRIAGA	
FORMACION GEOLOGICA: RELLENO ACTUAL	
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CIMENTACIÓN	
(B) ANCHO CIMENTACION	2.9 m

(D) PROFUNDIDAD DEL PLANO DE CIMENTACION	1.5	m
(L) LONGITUD	3	m
RELACIÓN D/B	0.52	
RELACION L/B	1.03	
CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO		
DENSIDAD DEL SUELO BAJO LA CIMENTACION	20.00	kN/m3
DENSIDAD DEL SUELO LATERAL	20.00	kN/m3
SOBRECARGA DEL TERRENO A COTA DE CIMENTACIÓN	30.00	Mpa
COHESION	0	kPa
ANGULO DE ROZAMIENTO	25.00	o
COEFICIENTES DE CARGA DE HUNDIMIENTO		
	Nc	20.70
	Nq	10.70
	N _γ	9.00
COEFICIENTES DE FORMA		
	sc	1.50
	sq	1.50
	s _γ	1.00
COEFICIENTES DE PROFUNDIDAD		
	dc	1.49
	dq	1.09
	d _γ	1.00
RESULTADOS OBTENIDOS: CARGA ADMISIBLE		
Qh (Carga de hundimiento)	783.87	kPa

FACTOR DE SEGURIDAD	3.00	
Qadm (Carga admisible)	261.29	kPa
	2.61	kp/cm2
	0.26	Mpa

Respecto a la estabilidad global, se ha realizado un cálculo de estabilidad para determinar el factor de seguridad resultando ser de 2.2



6.3 Escollera 2

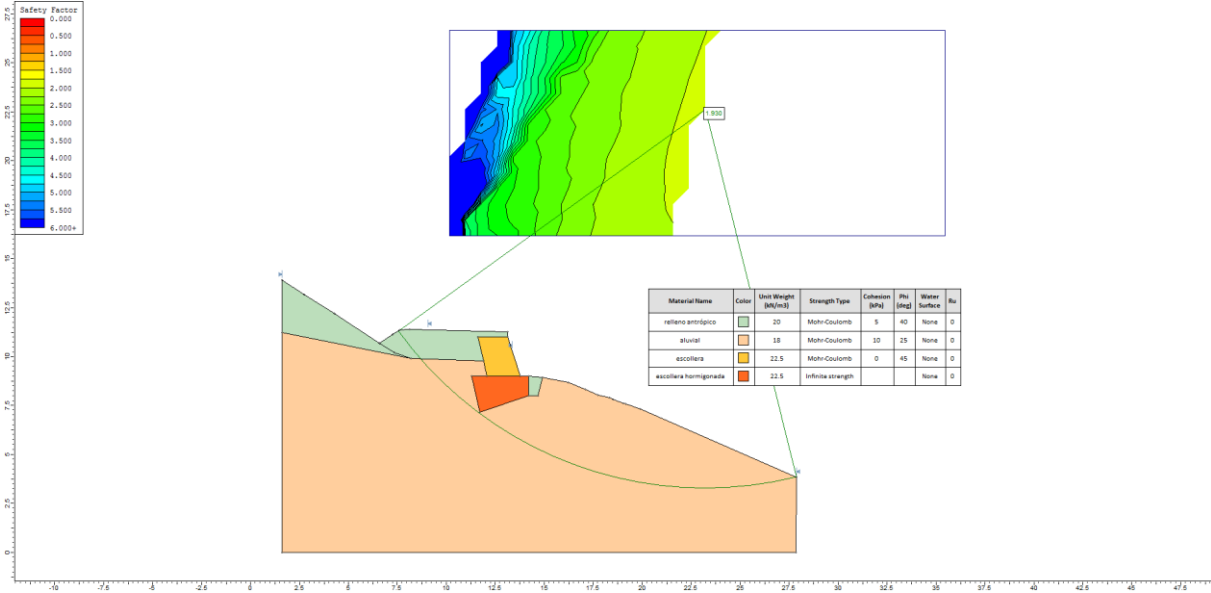
La escollera 2 tiene su inicio en el PK 0+785 y termina en el PK 0+810. Su altura máxima es de 3.20 m Ha sido diseñada para evitar un relleno laminar y evitar afecciones al cauce del río Nervión. El entorno de la escollera se caracteriza por la presencia de un nivel de rellenos antrópicos en la parte superior, mientras que la base se encuentra ocupada por sedimentos cuaternarios aluviales. En lo que respecta a la carga admisible para la escollera, esta resulta ser superior a 2 kp/cm2.

CÁLCULO DE CARGA ADMISIBLE EN CIMENTACIONES SOBRE SUELOS
MÉTODO DE BRINCH HANSEN

PROYECTO: BIDEGORRI ARRIGORRIAGA			
ESTRUCTURA: ESCOLLERA 0+800			
APOYO: ZAPATA CORRIDA			
SITUACIÓN: ARRIGORRIAGA			
FORMACION GEOLOGICA: RELLENO ACTUAL			
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CIMENTACIÓN			
(B) ANCHO CIMENTACION	2.9	m	
(D) PROFUNDIDAD DEL PLANO DE CIMENTACION	1.5	m	
(L) LONGITUD	3	m	
RELACIÓN D/B	0.52		
RELACION L/B	1.03		
CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO			
DENSIDAD DEL SUELO BAJO LA CIMENTACION	20.00	kN/m3	
DENSIDAD DEL SUELO LATERAL	20.00	kN/m3	
SOBRECARGA DEL TERRENO A COTA DE CIMENTACIÓN	30.00	Mpa	
COHESION	0	kPa	
ANGULO DE ROZAMIENTO	25.00	º	
COEFICIENTES DE CARGA DE HUNDIMIENTO			
	Nc	20.70	
	Nq	10.70	
	N _γ	9.00	
COEFICIENTES DE FORMA			
	sc	1.50	
	sq	1.50	

	s _γ	1.00	
COEFICIENTES DE PROFUNDIDAD			
	dc	1.49	
	dq	1.09	
	d _γ	1.00	
RESULTADOS OBTENIDOS: CARGA ADMISIBLE			
Qh (Carga de hundimiento)		783.87	kPa
FACTOR DE SEGURIDAD		3.00	
Qadm (Carga admisible)		261.29	kPa
		2.61	kp/cm2
		0.26	Mpa

El factor de seguridad frente al deslizamiento es superior a 1.9



P.C. de senda ciclable entre el polígono Agirre y Martiartu (Arrigorriaga)
Anejo nº2: Geología y Geotecnia
X100000032-PC-AN-GEO-0

7 Estudio de materiales

El presente documento tiene por objeto informar de las necesidades de canteras y rellenos de sobrantes (vertederos) que surgen como resultado del movimiento de tierras en el proyecto "Senda ciclable entre el polígono Agirre y Martiartu".

7.1 Prescripciones a satisfacer por los materiales

Para determinar la posible reutilización de los materiales excavados en la traza en las diferentes unidades de obra se han seguido las especificaciones que se indican en Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes del año 2002 apartado 330 Terraplenes.

	Materia orgánica (UNE 1003204)	Contenido en sales solubles incluso yeso(NLT-114)	Tamaño máximo	Granulometría	Plasticidad UNE 103103	Contenido Yeso NLT-115	Ensayo de colapso NLT-254	P.N UNE 103500	C.B.R	Pérdida peso, inmersión (NLT-255)	Partículas forma inadecuada	Sulfuros oxidables UNE EN 1744-1	Azufre total UNE EN 1744-1	Equivalente de arena UNE -EN 933-8	D.L.A (UNE EN 1097-2)
Suelos seleccionados	< 0,2	<0,2	<10 cm	# 2 <80% # 0,4 < 75% # 0,08 < 25% +	LL<30 IP<10				≥ 5 Coronación ≥ 3 Núcleo Cimiento						
Suelos adecuados	<1	<0,2	<10 cm	# 2 <80% # 0,08 < 35%	LL<40 si 40>LL; IP >4				≥ 5 Coronación ≥ 3 Núcleo Cimiento						
Suelos tolerables	<2	<1*			LL<65 si LL>40; IP>0,73(LL-20)	<5%	<1	<3% hinchamiento							
Pedraplén			Tmáx 10-90 cm	#20<30% #0,080<10%						<2	<30				
Todo uno	<2	<1*		30%<#20<70% ++ #0,080<35%		<5%**				<2***		0			
Zahorra				(veasé PG3)	No plástico									1 >30	<35

* Sales distintas de yeso

** Si contenido en yeso >5, <20 uso exclusivo en el núcleo

*** Si es >2, las partículas que pasan por 20 no serán marginales.

++ Si #20<30% y #0,08>10

+ Se ha de cumplir si no se cumplen todas y cada una de las condiciones granulométricas anteriores # 0,4 < 15%

Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes. 2002.

7.2 Caracterización de los materiales excavados en el trazado

Los materiales provenientes de la excavación en los rellenos antrópicos podrán ser utilizados en la creación de rellenos como núcleo y espaldones.

Los terrenos excavados en la formación de cuaternario aluvial fino deberán retirarse a vertedero en base a su poca trabajabilidad debido a su alto contenido en humedad.

7.3 Coeficientes de paso y aprovechabilidad

Se incluye a continuación un cuadro resumen en el que se muestran los aprovechamientos y coeficientes de paso de los materiales excavados en la traza, la evaluación de la aprovechabilidad se ha realizado sobre la base de los ensayos realizados sobre estos materiales en los Estudios Geotécnicos previos y en esta fase de proyecto.

Material	Coeficiente de paso a vertedero	Coeficiente de paso a relleno
Suelos aluviales	1.20	-
Lutitas y areniscas	1.20	1.20

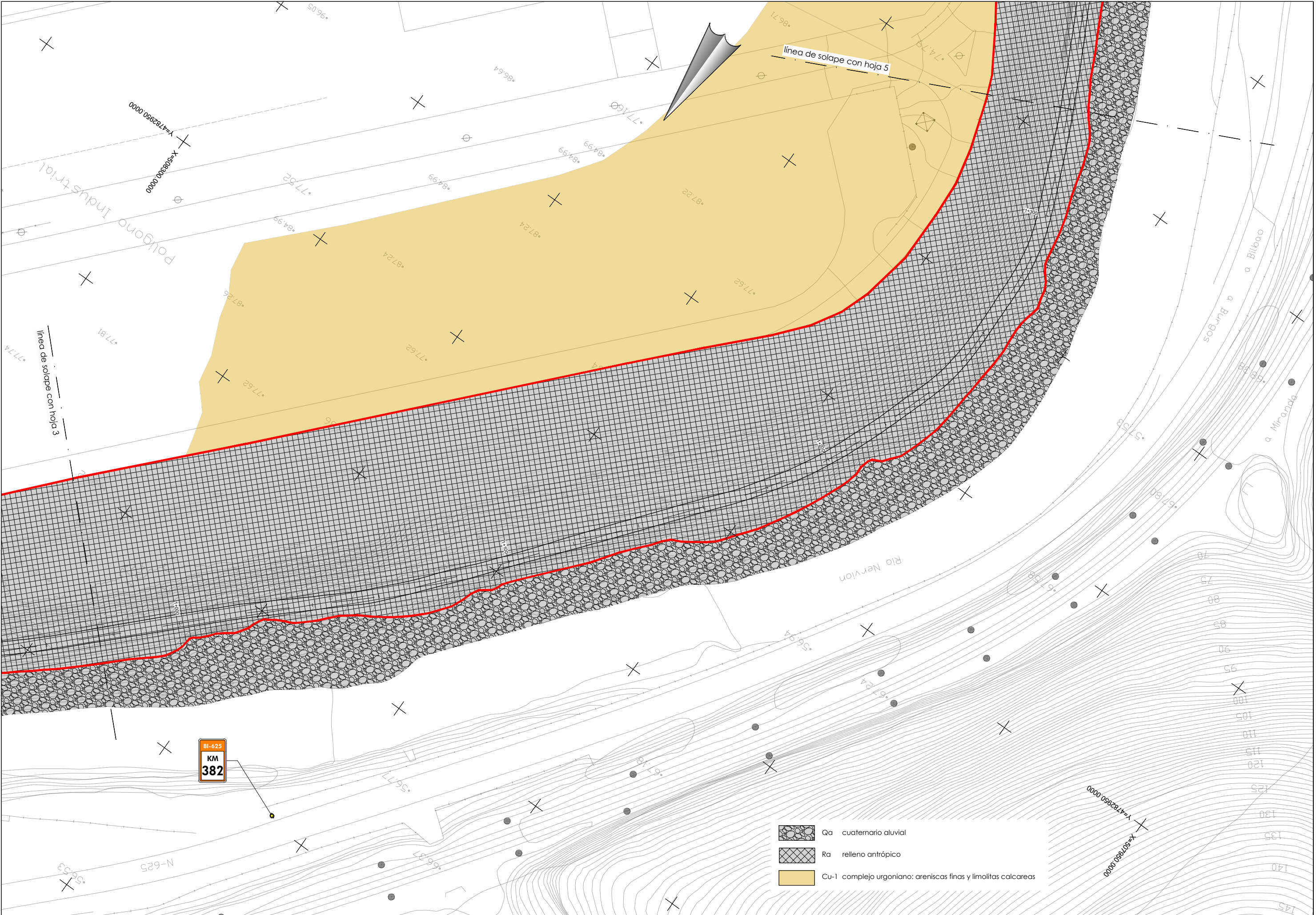
Coeficientes de paso de las unidades excavadas.

APÉNDICE 2.1

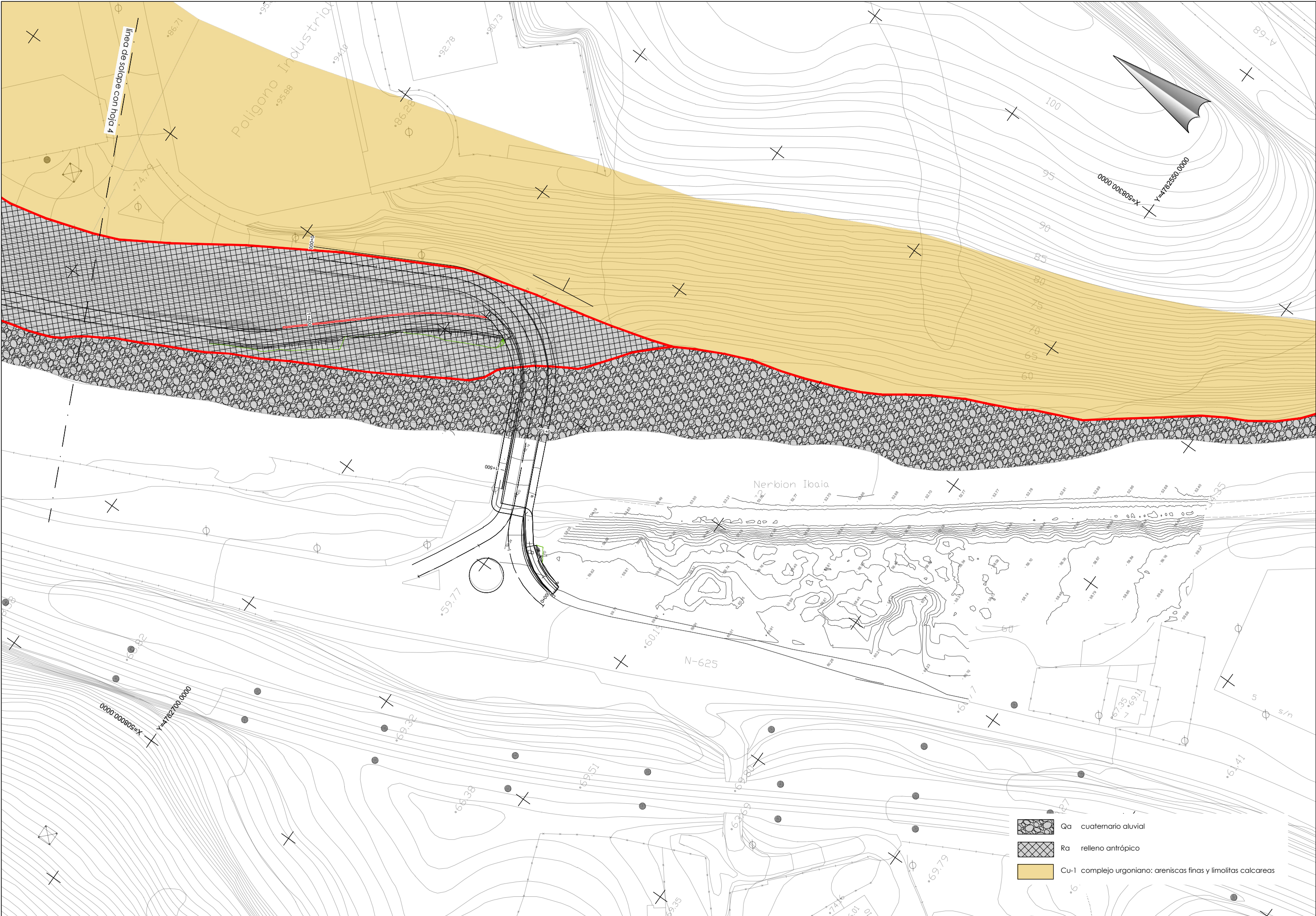
Cartografía Geológica



P:\vivos\X00000100\X0000100000000000003202 Vigentes\01_Proyecto_Constructivo\Documento nº2_Planos\ANE\OSIA02_GEOLOGIA\A2\01-05GEOLOG.dwg



P:\vivos\X00000100\X0000100000000000003202_Vigentes\01_Proyecto_Constructivo\Documento nº2_Planos\ANE\OSA02_GEOLOGIA\A2h01-05GEOL.dwg



APÉNDICE 2.2

Campañas Geotécnicas Previas

PROYECTOS Y OBRAS PABISA S.A.

PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE ROTONDA EN NUEVA
CONEXIÓN AP68 – BI625 FASE 1. ARRIGORRIAGA-BIZKAIA.
MODIFICACIÓN MURO 1

Anejo nº 1:

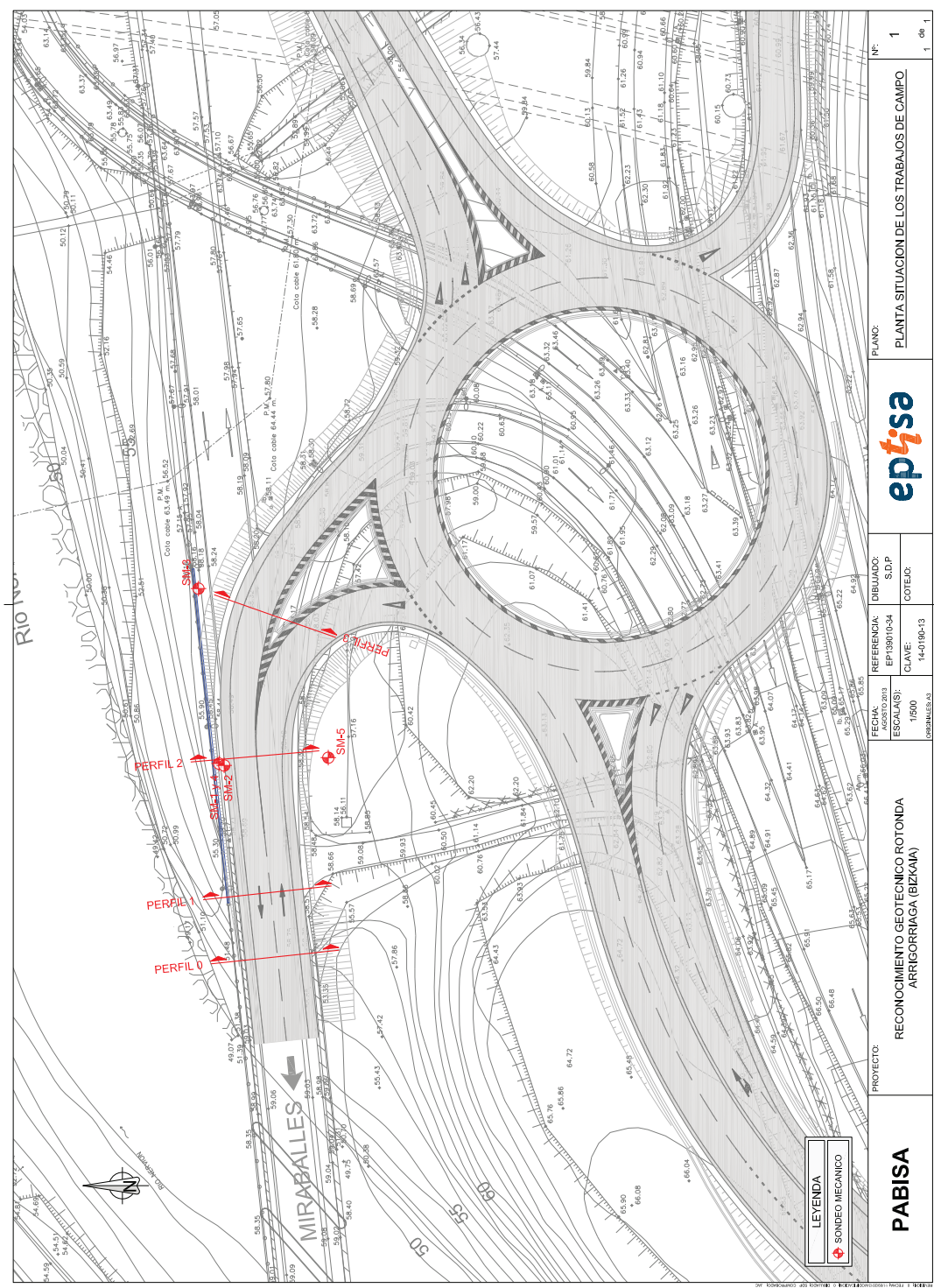
**RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO ROTONDA
ARRIGORRIAGA**



APÉNDICE 1: PLANO DE SITUACIÓN DE TRABAJOS REALIZADOS

PROYECTOS Y OBRAS PABISA S.A.

PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE ROTONDA EN NUEVA CONEXIÓN AP68 – BI625 FASE 1. ARRIGORRIAGA-BIZKAIA. MODIFICACIÓN MURO 1



APÉNDICE 2: COLUMNAS LITOLÓGICAS DE LOS SONDEOS Y FOTOGRAFÍAS DE LA TESTIFICACIÓN OBTENIDA

[illegible]

COORDENADAS		SONDA TIPO:		OBSERVACIONES:		epi		SOLICITANTE:		OBRA:	
X:508,691,76 Y:4,783,587,98 Z:59,58		TECINSA TP-40 EMPRESA DE SONDEOS: EPTISA TECNICO RESPONSABLE: JON ANDER CASTRO SONDISTA:		METODO DE PERFORACION: Rotación con recuperación de testigo.		CLAVE: 14-0710-13		DEBILIDAD: S.D.P		FECHA: 20/08/2013	
REFERENCIAL: EP-139010-34		REFERENCIAL: EP-139010-34		COTILLO: S-1 / 4		HOGAL: 2 de 2		ARRIGORRIAGA (BIZKAIA)		RECONOCIMIENTO GEOTECNICO ROTONDA	
DESCRIPCION		FOTOS		10.80-13.20 GRAVAS redondeadas de naturaleza areniscosa con matriz limonerosa, muy blandas.		13.20-13.85 CALIZA bastante dura, sana de color gris claro. Calidad excelente.					

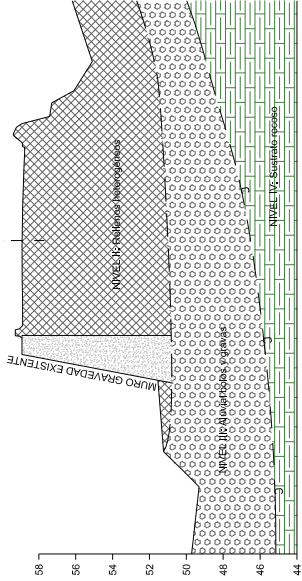
[illegible]

COORDENADAS		SONDA TIPO:		OBSERVACIONES:		eptisa		SOLICITANTE:		OBRA:	
X:508,718.86 Y:4,783,591.17 Z:56.21		TECNISA TP-40		EMPRESA DE SONDEOS: EPTISA		REFERENCIAL:		PABISA		RECONOCIMIENTO GEOTECNICO ROTONDA ARRIGORRIAGA (BIZKAIA)	
TECNICO RESPONSABLE: JON ANDER CASTRO		EMPRESA DE SONDEOS: EPTISA		EMPRESA DE SONDEOS: EPTISA		REFERENCIAL:		PABISA		RECONOCIMIENTO GEOTECNICO ROTONDA ARRIGORRIAGA (BIZKAIA)	
SONDISTA:		EMPRESA DE SONDEOS: EPTISA		EMPRESA DE SONDEOS: EPTISA		REFERENCIAL:		PABISA		RECONOCIMIENTO GEOTECNICO ROTONDA ARRIGORRIAGA (BIZKAIA)	
PESAJE (KG)		100		100		100		100		100	
RECUPERACION (%)		100		100		100		100		100	
METEORIZACION		100		100		100		100		100	
FRAC. (mm)		100		100		100		100		100	
R.O.D.		100		100		100		100		100	
PROFUNDIDAD (m)		100		100		100		100		100	
TIPO		100		100		100		100		100	
ENSAJO S.P.T.		100		100		100		100		100	
Nº DE GOLPES		100		100		100		100		100	
FALSA PENETRAR		100		100		100		100		100	
Ø PERFORACION (mm)		100		100		100		100		100	
TIPO DE CORONA		100		100		100		100		100	
NIVEL PRELITO		100		100		100		100		100	
COLUMNA LITOLÓGICA		100		100		100		100		100	
DESCRIPCION		100		100		100		100		100	
FOTOS		100		100		100		100		100	
FECHA: 20/08/2013		100		100		100		100		100	
SONDEO: S-3		100		100		100		100		100	
HOJA: 1 de 1		100		100		100		100		100	

END OF CONVERSATION AND CONTINUED BY KILBY
KILBY

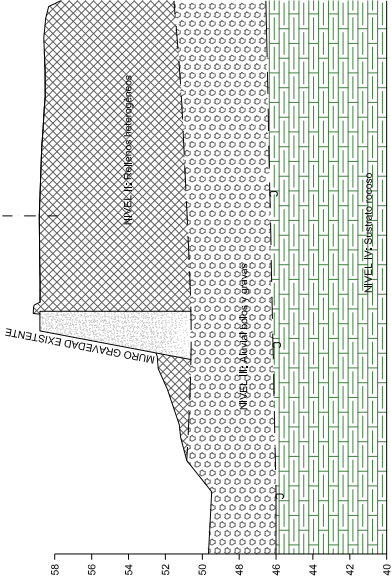
APÉNDICE 3: PERFILES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

PERFIL GEOLOGICO-GEOTECNICO 0



LEYENDA	
	Sondreo mecánico
	Supuesto contacto con roca
	NIVEL II: Reliños heterogéneos
	NIVEL III: Aluvial, gravas y bolos
	NIVEL IV: Sustrato rocoso

PERFIL GEOLOGICO-GEOTECNICO 1



PABISA

PROYECTO:
RECONOCIMIENTO GEOTECNICO ROTONDA
ARRIGORRIAGA (BIZKAIA)

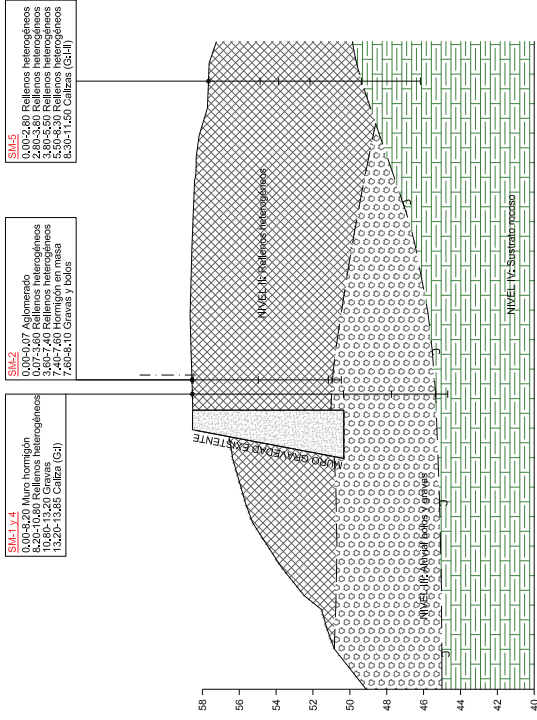
FECHA: AGOSTO 2013	REFERENCIA: EP1380103-4	DIBUJADO: S.D.P
ESCALAS: 1/100	CLAVE: 14-01-90-13	COTEJO:
OPINIONES AS		



PLANO:
PERFILES GEOLOGICO-GEOTECNICOS

Nº:
2
1 de 3

PERFIL GEOLOGICO-GEOTECNICO 2



LEYENDA	
	Sondreo mecánico
	Supuesto contacto con roca
	NIVEL II: Reliños heterogéneos
	NIVEL III: Aluvial, gravas y bolos
	NIVEL IV: Sustrato rocoso

PABISA

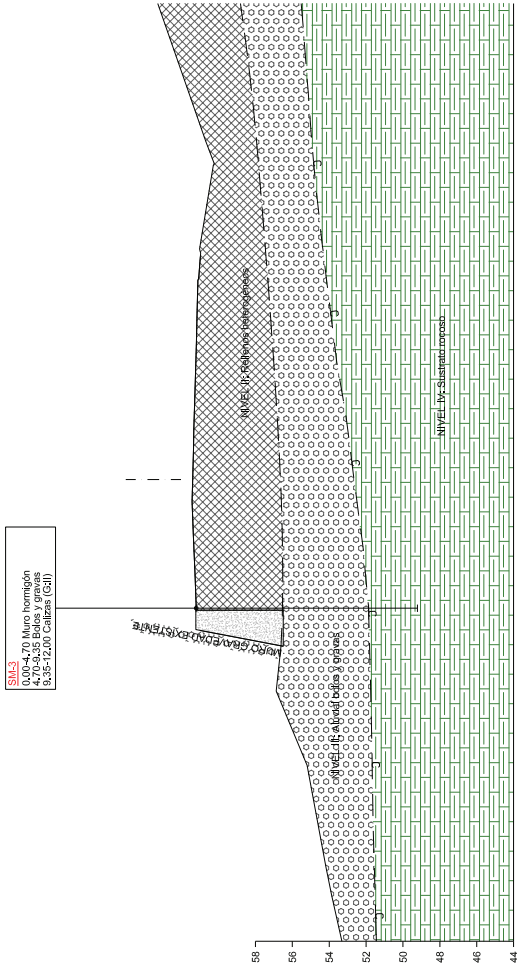
PROYECTO:
RECONOCIMIENTO GEOTECNICO ROTONDA
ARRIGORRIAGA (BIZKAIA)

FECHA: AGOSTO 2013	REFERENCIA: EP1380103-4	DIBUJADO: S.D.P
ESCALAS: 1/100	CLAVE: 14-01-90-13	COTEJO:
OPINIONES AS		



PLANO:
PERFILES GEOLOGICO-GEOTECNICOS

Nº:
2
2 de 3



LEYENDA	
	Sondado mecánico
	Supuesto contacto con roca
	NIVEL I: Relleno heterogéneo
	NIVEL II: Aluvial, gravas y bolos
	NIVEL IV: Suelito rocoso

PABISA	PROYECTO:	RECONOCIMIENTO GEOTECNICO ROTONDA ARRIGORRIAGA (BIZKAIA)	FECHA:	DIBUJADO:	PLANO:	Nº:	
			AGOSTO 2013	REFERENCIA:			PERFILES GEOLOGICO-GEOTECNICOS
			ESCALA(S):	S.D.P			
			1/100	CLAVE:		2	
			ORIGINALS: A3	COTEJO:		3 de 3	



APÉNDICE 4: ENSAYOS DE LABORATORIO

TRABAJO **EP-139010-034** MUESTRA: **BIH.138947** CLAVE: **Pág. 1 de 2**

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-1. Profundidad: 3,00 - 3,50
Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa **Fecha de extracción:** 25-10-2013
Lugar de toma: Sondeo S-1. Profundidad: 3,00 - 3,50 m

TESTIGOS DE HORMIGÓN: ENSAYOS SOLICITADOS

Extracción

Preparación de los extremos

Almacenamiento

Densidad (UNE-EN 12390-7:2009) (*)

Ensayo a compresión

ACLARACIÓN: Los datos: obra, localización, fecha de hormigonado y tamaño nominal máximo de áridos incluidos en el informe han sido facilitados por el solicitante. Si estos datos no figuran es que no han sido aportados por éste.

Observaciones: (*) Ensayo no incluido en el alcance de la acreditación ENAC

Firmado por:

FUENTE
CORTINES,
MARÍA JESÚS

DIRECTORA DE LABORATORIO

Basauri, a 30/10/2013

Firmado por:
RUBIO
TELLEZ,
ALMUDENA

JEFE DE ÁREA

La normativa de ensayo utilizada no es la última edición vigente.

3 documento emitido, firmado digitalmente, es el original y toda reproducción en papel es una copia. Está prohibida la reproducción parcial de este informe sin el expreso consentimiento de Eptisa Cinsa.
Estos resultados hacen referencia únicamente a la muestra ensayada, de la cual Eptisa Cinsa se hace responsable tan sólo en el caso de que haya sido tomada por sus técnicos

TRABAJO **EP-139010-034** MUESTRA: **BIH.138947** CLAVE: **Pág. 2 de 2**

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-1. Profundidad: 3,00 - 3,50
Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa **Fecha de extracción:** 25-10-2013
Lugar de toma: Sondeo S-1. Profundidad: 3,00 - 3,50 m

TESTIGOS DE HORMIGÓN. EXTRACCIÓN, EXAMEN Y ENSAYO A COMPRESIÓN (UNE EN 12504-1:2001 y UNE EN 12390-3:2003)

Fecha inicio ensayo: 25-10-2013 **Fecha finalización ensayo:** 29-10-2013

Fecha de hormigonado:

Tamaño nominal máximo de árido:

Preparación de los testigos: Tallado + refrentado (Según UNE EN 12390-3:2003 Anexo A)

Almacenamiento de los testigos: En ambiente de laboratorio

Superficie del testigo en el momento del ensayo: Seca

TESTIGO		1					
Fecha de rotura		29-10-2013					
Edad días							
Densidad (*) kg/m ³		2.230					
Dimensiones	Diámetro cm	7,12					
	Altura cm	14,6					
Esbeltez probeta preparada		2,06					
Carga de rotura kN		43,9					
Tensión de rotura MPa		11,0					
Incertidumbre MPa		0,0					
Armadura	Diámetro mm						
	Distancia al eje mm						
Tipo de rotura no satisfactoria							
Defectos							

Precisión de la máquina de ensayo: Clase 1 Tensión de rotura e incertidumbre ajustadas a 0,5 MPa

Testigo nº	Localización

CÓDIGO DE DEFECTOS	
A	Coqueras
B	Fisuras
C	Segregación

Observaciones:

TRABAJO **EP-139010-034**

MUESTRA: **BIH.138948**

CLAVE:

Pág. 1 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-1. Profundidad: 4,50 - 4,80

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-1. Profundidad: 4,50 - 4,80

TESTIGOS DE HORMIGÓN: ENSAYOS SOLICITADOS

Extracción

Preparación de los extremos

Almacenamiento

Densidad (UNE-EN 12390-7:2009) (*)

Ensayo a compresión

ACLARACIÓN: Los datos: obra, localización, fecha de hormigonado y tamaño nominal máximo de áridos incluidos en el informe han sido facilitados por el solicitante. Si estos datos no figuran es que no han sido aportados por éste.

Observaciones: (*) Ensayo no incluido en el alcance de la acreditación ENAC

Firmado por:

Basauri, a 30/10/2013



FUENTE
CORTINES,
MARÍA JESÚS



Firmado por:
RUBIO
TELLEZ,
ALMUDENA

DIRECTORA DE LABORATORIO

JEFE DE ÁREA

La normativa de ensayo utilizada no es la última edición vigente.

3 documento emitido, firmado digitalmente, es el original y toda reproducción en papel es una copia. Está prohibida la reproducción parcial de este informe sin el expreso consentimiento de Eptisa Cinsa. Estos resultados hacen referencia únicamente a la muestra ensayada, de la cual Eptisa Cinsa se hace responsable tan sólo en el caso de que haya sido tomada por sus técnicos

TRABAJO **EP-139010-034**

MUESTRA: **BIH.138948**

CLAVE:

Pág. 2 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-1. Profundidad: 4,50 - 4,80

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-1. Profundidad: 4,50 - 4,80

TESTIGOS DE HORMIGÓN. EXTRACCIÓN, EXAMEN Y ENSAYO A COMPRESIÓN (UNE EN 12504-1:2001 y UNE EN 12390-3:2003)

Fecha inicio ensayo: 25-10-2013

Fecha finalización ensayo: 29-10-2013

Fecha de hormigonado:

Tamaño nominal máximo de árido:

Preparación de los testigos: Tallado + refrentado (Según UNE EN 12390-3:2003 Anexo A)

Almacenamiento de los testigos: En ambiente de laboratorio

Superficie del testigo en el momento del ensayo: Seca

TESTIGO	2					
Fecha de rotura	29-10-2013					
Edad	días					
Densidad (*)	kg/m ³	2,180				
Dimensiones	Diámetro	cm	7,12			
	Altura	cm	14,5			
Esbeltez probeta preparada		2,04				
Carga de rotura	kN	47,8				
Tensión de rotura	MPa	12,0				
Incertidumbre	MPa	0,0				
Armadura	Diámetro	mm				
	Distancia al eje	mm				
Tipo de rotura no satisfactoria						
Defectos						

Precisión de la máquina de ensayo: Clase 1 Tensión de rotura e incertidumbre ajustadas a 0,5 MPa

Testigo nº	Localización

CÓDIGO DE DEFECTOS	
A	Coqueras
B	Fisuras
C	Segregación

Observaciones:

TRABAJO EP-139010-034

MUESTRA: BIH.138949

CLAVE:

Pág. 1 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-1. Profundidad: 5,40 - 5,70

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-1. Profundidad: 5,40 - 5,70 m

TESTIGOS DE HORMIGÓN: ENSAYOS SOLICITADOS

Extracción

Preparación de los extremos

Almacenamiento

Densidad (UNE-EN 12390-7:2009) (*)

Ensayo a compresión

ACLARACIÓN: Los datos: obra, localización, fecha de hormigonado y tamaño nominal máximo de áridos incluidos en el informe han sido facilitados por el solicitante. Si estos datos no figuran es que no han sido aportados por éste.

Observaciones: (*) Ensayo no incluido en el alcance de la acreditación ENAC

Firmado por:

Basauri, a 30/10/2013

FUENTE
CORTINES,
MARÍA JESÚS

DIRECTORA DE LABORATORIO

Firmado por:
RUBIO
TELLEZ,
ALMUDENA

JEFE DE ÁREA

La normativa de ensayo utilizada no es la última edición vigente.

3 documento emitido, firmado digitalmente, es el original y toda reproducción en papel es una copia. Está prohibida la reproducción parcial de este informe sin el expreso consentimiento de Eptisa Cinsa.
Estos resultados hacen referencia únicamente a la muestra ensayada, de la cual Eptisa Cinsa se hace responsable tan sólo en el caso de que haya sido tomada por sus técnicos

TRABAJO EP-139010-034

MUESTRA: BIH.138949

CLAVE:

Pág. 2 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-1. Profundidad: 5,40 - 5,70

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-1. Profundidad: 5,40 - 5,70 m

TESTIGOS DE HORMIGÓN. EXTRACCIÓN, EXAMEN Y ENSAYO A COMPRESIÓN (UNE EN 12504-1:2001 y UNE EN 12390-3:2003)

Fecha inicio ensayo: 25-10-2013

Fecha finalización ensayo: 29-10-2011

Fecha de hormigonado:

Tamaño nominal máximo de árido:

Preparación de los testigos: Tallado + refrentado (Según UNE EN 12390-3:2003 Anexo A)

Almacenamiento de los testigos: En ambiente de laboratorio

Superficie del testigo en el momento del ensayo: Seca

TESTIGO	3					
Fecha de rotura	29-10-2011					
Edad	días					
Densidad (*)	kg/m ³	2.320				
Dimensiones	Diámetro	cm	7,13			
	Altura	cm	14,1			
Esbeltez probeta preparada		1,97				
Carga de rotura	kN	52,4				
Tensión de rotura	MPa	13,0				
Incertidumbre	MPa	0,0				
Armadura	Diámetro	mm				
	Distancia al eje	mm				
Tipo de rotura no satisfactoria						
Defectos						

Precisión de la máquina de ensayo: Clase 1 Tensión de rotura e incertidumbre ajustadas a 0,5 MPa

Testigo nº	Localización

CÓDIGO DE DEFECTOS	
A	Coqueras
B	Fisuras
C	Segregación

Observaciones:

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-3. Profundidad: 1,75 - 2,15

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-3. Profundidad: 1.75 - 2.15

TESTIGOS DE HORMIGÓN: ENSAYOS SOLICITADOS

Preparación de los extremos

Almacenamiento

Densidad (UNE-EN 12390-7:2009) (*)

Ensayo a compresión

ACLARACIÓN: Los datos: obra, localización, fecha de hormigonado y tamaño nominal máximo de áridos incluidos en el informe han sido facilitados por el solicitante. Si estos datos no figuran es que no han sido aportados por éste.

Observaciones: (*) Ensayo no incluido en el alcance de la acreditación ENAC

Firmado por:

Basauri, a 30/10/2013

FUENTE
CORTINES,
MARÍA JESÚS

DIRECTORA DE LABORATORIO

Firmado por:
RUBIO
TELLEZ,
ALMUDENA

JEFE DE ÁREA

La normativa de ensayo utilizada no es la última edición vigente.

3 documento emitido, firmado digitalmente, es el original y toda reproducción en papel es una copia. Está prohibida la reproducción parcial de este informe sin el expreso consentimiento de Eptisa Cinsa. Estos resultados hacen referencia únicamente a la muestra ensayada, de la cual Eptisa Cinsa se hace responsable tan sólo en el caso de que haya sido tomada por sus técnicos

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-3. Profundidad: 1,75 - 2,15

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-3. Profundidad: 1.75 - 2.15

TESTIGOS DE HORMIGÓN. EXTRACCIÓN, EXAMEN Y ENSAYO A COMPRESIÓN (UNE EN 12504-1:2001 y UNE EN 12390-3:2003)

Fecha inicio ensayo: 25-10-2013

Fecha finalización ensayo: 29-10-2013

Fecha de hormigonado:

Tamaño nominal máximo de árido:

Preparación de los testigos: Tallado + refrentado (Según UNE EN 12390-3:2003 Anexo A)

Almacenamiento de los testigos: En ambiente de laboratorio

Superficie del testigo en el momento del ensayo: Seca

TESTIGO	4					
Fecha de rotura	29-10-2013					
Edad	días					
Densidad (*)	kg/m ³	2,370				
Dimensiones	Diámetro	cm	8,16			
	Altura	cm	17,2			
Esbeltez probeta preparada		2,11				
Carga de rotura	kN	67,8				
Tensión de rotura	MPa	13,0				
Incertidumbre	MPa	1,5				
Armadura	Diámetro	mm				
	Distancia al eje	mm				
Tipo de rotura no satisfactoria						
Defectos						

Precisión de la máquina de ensayo: Clase 1 Tensión de rotura e incertidumbre ajustadas a 0,5 MPa

Testigo nº	Localización

CÓDIGO DE DEFECTOS	
A	Coqueras
B	Fisuras
C	Segregación

Observaciones:

TRABAJO **EP-139010-034**

MUESTRA: **BIH.138951**

CLAVE:

Pág. 1 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-3. Profundidad: 3,00 - 3,35

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-3. Profundidad: 3,00 - 3,35

TESTIGOS DE HORMIGÓN: ENSAYOS SOLICITADOS

Preparación de los extremos

Almacenamiento

Densidad (UNE-EN 12390-7:2009) (*)

Ensayo a compresión

ACLARACIÓN: Los datos: obra, localización, fecha de hormigonado y tamaño nominal máximo de áridos incluidos en el informe han sido facilitados por el solicitante. Si estos datos no figuran es que no han sido aportados por éste.

Observaciones: (*) Ensayo no incluido en el alcance de la acreditación ENAC

Firmado por:

Basauri, a 30/10/2013



FUENTE
CORTINES,
MARÍA JESÚS

DIRECTORA DE LABORATORIO



Firmado por:
RUBIO
TELLEZ,
ALMUDENA

JEFE DE ÁREA

La normativa de ensayo utilizada no es la última edición vigente.

3 documento emitido, firmado digitalmente, es el original y toda reproducción en papel es una copia. Está prohibida la reproducción parcial de este informe sin el expreso consentimiento de Eptisa Cinsa. Estos resultados hacen referencia únicamente a la muestra ensayada, de la cual Eptisa Cinsa se hace responsable tan sólo en el caso de que haya sido tomada por sus técnicos

TRABAJO **EP-139010-034**

MUESTRA: **BIH.138951**

CLAVE:

Pág. 2 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Hormigón en masa, Sondeo S-3. Profundidad: 3,00 - 3,35

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 25-10-2013

Lugar de toma: Sondeo S-3. Profundidad: 3,00 - 3,35

TESTIGOS DE HORMIGÓN. EXTRACCIÓN, EXAMEN Y ENSAYO A COMPRESIÓN (UNE EN 12504-1:2001 y UNE EN 12390-3:2003)

Fecha inicio ensayo: 25-10-2013

Fecha finalización ensayo: 29-10-2013

Fecha de hormigonado:

Tamaño nominal máximo de árido:

Preparación de los testigos: Tallado + refrentado (Según UNE EN 12390-3:2003 Anexo A)

Almacenamiento de los testigos: En ambiente de laboratorio

Superficie del testigo en el momento del ensayo: Seca

TESTIGO	5					
Fecha de rotura						
Edad días						
Densidad (*) kg/m ³	2.230					
Dimensiones	Diámetro cm	8,33				
	Altura cm	16,8				
Esbeltez probeta preparada	2,02					
Carga de rotura kN	66,5					
Tensión de rotura MPa	12,0					
Incertidumbre MPa	0,0					
Armadura	Diámetro mm					
	Distancia al eje mm					
Tipo de rotura no satisfactoria						
Defectos						

Precisión de la máquina de ensayo: Clase 1 Tensión de rotura e incertidumbre ajustadas a 0,5 MPa

Testigo nº	Localización

CÓDIGO DE DEFECTOS	
A	Coqueras
B	Fisuras
C	Segregación

Observaciones:

TRABAJO EP-139010-034

MUESTRA: BIH.137509

CLAVE:

Pág. 1 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Testigo de hormigón. Sondeo SM-3. Profundidad: 3,90 - 4,35

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 20-08-2013

Lugar de toma: Sondeo SM-3. Profundidad: 3,90 - 4,35

TESTIGOS DE HORMIGÓN: ENSAYOS SOLICITADOS

Preparación de los extremos

Ensayo a compresión

ACLARACIÓN: Los datos: obra, localización, fecha de hormigonado y tamaño nominal máximo de áridos incluidos en el informe han sido facilitados por el solicitante. Si estos datos no figuran es que no han sido aportados por éste.

Observaciones: (*) Ensayo no incluido en el alcance de la acreditación ENAC

Firmado por:

Basauri, a 26/08/2013

Firmado por:



FUENTE
CORTINES,
MARÍA JESÚS



RUBIO
TELLEZ,
ALMUDENA

DIRECTORA DE LABORATORIO

JEFE DE ÁREA

La normativa de ensayo utilizada no es la última edición vigente.

3 documento emitido, firmado digitalmente, es el original y toda reproducción en papel es una copia. Está prohibida la reproducción parcial de este informe sin el expreso consentimiento de Eptisa Cinsa. Estos resultados hacen referencia únicamente a la muestra ensayada, de la cual Eptisa Cinsa se hace responsable tan sólo en el caso de que haya sido tomada por sus técnicos

TRABAJO EP-139010-034

MUESTRA: BIH.137509

CLAVE:

Pág. 2 de 2

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo, 48009 - Bilbao (VIZCAYA)

Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material: Testigo de hormigón. Sondeo SM-3. Profundidad: 3,90 - 4,35

Muestra: Tomada por Eptisa Cinsa

Fecha de extracción: 20-08-2013

Lugar de toma: Sondeo SM-3. Profundidad: 3,90 - 4,35

TESTIGOS DE HORMIGÓN. EXTRACCIÓN, EXAMEN Y ENSAYO A COMPRESIÓN (UNE EN 12504-1:2001 y UNE EN 12390-3:2003)

Fecha inicio ensayo: 20-08-2013

Fecha finalización ensayo: 22-08-2013

Fecha de hormigonado:

Tamaño nominal máximo de árido:

Preparación de los testigos: Tallado + refrentado (Según UNE EN 12390-3:2003 Anexo A)

Almacenamiento de los testigos: En ambiente de laboratorio

Superficie del testigo en el momento del ensayo: Seca

TESTIGO	1					
Fecha de rotura	22-08-2013					
Edad	días					
Densidad (*)	kg/m ³	2.140				
Dimensiones	Diámetro	cm	7,16			
	Altura	cm	14,0			
Esbeltez probeta preparada		1,96				
Carga de rotura	kN	69,7				
Tensión de rotura	MPa	17,5				
Incertidumbre	MPa	0,0				
Armadura	Diámetro	mm				
	Distancia al eje	mm				
Tipo de rotura no satisfactoria						
Defectos						

Precisión de la máquina de ensayo: Clase 1 Tensión de rotura e incertidumbre ajustadas a 0,5 MPa

Testigo nº	Localización
1	Sondeo SM-3. Profundidad: 3,9 - 4,35

CÓDIGO DE DEFECTOS	
A	Coqueas
B	Fisuras
C	Segregación

Observaciones:



Eptisa Cinsa Ingeniería y Calidad, S.A.

Avda. de Cervantes, 51

48970 - BASAURI

basauri@eptisa.com

Tel. 944 409 300 Fax 944 400 366

Laboratorio habilitado por el G. V.

Inscrito en el Registro General del CTE

como LECCE con Nº PVS-L-002

en las áreas de actuación

EH, EA, EFA, EM, GT, VS, PS

TRABAJO:

EP139010-034

MUESTRA:

BIS.34658

CLAVE:

Hoja 1 de 3

Peticionario:

Proyectos y Obras Pabisa, S.A.

Dirección:

Henao nº 2, bajo 48009 Bilbao (VIZCAYA)

Obra:

Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material:

Testigo parafinado. SM-3. Profundidad: 11,50 - 11,90

Muestra:

Tomada por el laboratorio

Fecha de toma:

Lugar de toma:

Procedencia:

SM-3. Profundidad: 11,50 - 11,90

ENSAYOS SOLICITADOS

Humedad natural.

Densidades húmeda y seca.

Compresión simple de rocas.

Observaciones:



Firmado por :

FUENTE

CORTINES,

MARÍA JESÚS

Director de laboratorio



Basauri, a

26/08/2013

Firmado por:

LÓPEZ

VÉLEZ,

LUIS F.

Jefe de laboratorio

El documento emitido, firmado digitalmente, es el original y toda reproducción en papel es una copia. Está prohibida la reproducción parcial de este informe sin el expreso consentimiento de Eptisa Cinsa. Las fechas de inicio y finalización, así como otros datos relativos a los ensayos incluidos en esta página se encuentran a disposición del cliente en el laboratorio. Estos resultados hacen referencia únicamente a la muestra ensayada, de la cual Eptisa Cinsa se hace responsable tan solo en el caso de que haya sido tomada por sus técnicos.



Eptisa Cinsa Ingeniería y Calidad, S.A.

Avda. de Cervantes, 51

48970 - BASAURI

basauri@eptisa.com

Tel. 944 409 300 Fax 944 400 366

Laboratorio habilitado por el G. V.

Inscrito en el Registro General del CTE

como LECCE con Nº PVS-L-002

en las áreas de actuación

EH, EA, EFA, EM, GT, VS, PS

TRABAJO:

EP139010-034

MUESTRA:

BIS.34658

CLAVE:

Hoja 2 de 3

Peticionario:

Proyectos y Obras Pabisa, S.A.

Dirección:

Henao nº 2, bajo 48009 Bilbao (VIZCAYA)

Obra:

Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA

Material:

Testigo parafinado. SM-3. Profundidad: 11,50 - 11,90

Muestra:

Tomada por el laboratorio

Fecha de toma:

Lugar de toma:

Procedencia:

SM-3. Profundidad: 11,50 - 11,90

RESUMEN DE RESULTADOS

ENSAYO	NORMA	RESULTADO	
Humedad natural (%)	UNE 103300: 1993	0,2	
Densidad suelo		Húmeda (g/cm³) 2,68	Seca (g/cm³) 2,67

TRABAJO: **EP139010-034** MUESTRA: **BIS.34658** CLAVE: Hoja 3 de 3

Peticionario: Proyectos y Obras Pabisa, S.A.
Dirección: Henao nº 2, bajo 48009 Bilbao (VIZCAYA)
Obra: Rotonda Conexión AP-68 y BI-625 Arrigorriaga_nºpdo: PB13-001-EPTISA
Material: Testigo parafinado, SM-3. Profundidad: 11,50 - 11,90
Muestra: Tomada por el laboratorio **Fecha de toma:**
Lugar de toma
Procedencia: SM-3. Profundidad: 11,50 - 11,90

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE PROBETAS DE ROCA
(UNE 22-950-90 Parte 1)

Fecha Inicio ensayo: 22/08/2013 **Fecha finalización ensayo:** 23/08/2013

Diámetro	mm	71,7
Altura:	mm	183,7
Relación altura/diámetro		2,6
Humedad	%	0,2
Densidad húmeda	g/cm ³	2,7
Densidad seca	g/cm ³	2,7
Humedad de la probeta en el momento de ensayo:	Con la que se recibe	
Orientación del eje carga s/ planos de estratificación	°	90
Resistencia compresión	MPa	113,4
Resistencia compresión	kp/cm ²	1156,0

Croquis de la rotura de la probeta



Descripción de la probeta antes de ensayo: Presenta varias juntas con distintos ángulos de inclinación.

Descripción de la rotura de la probeta: Rotura por planos subverticales

Observaciones:



Bizkaiko Foru
Aldundia
Diputación
Foral de Bizkaia

**PROYECTO DE TRAZADO DE LA CONEXIÓN A-8/AP-68 EN ARRIGORRIAGA. FASES I Y II
(DESDOBLAMIENTO BASAURI-ARRIGORRIAGA. TRAMO 4: ZARATAMO-ARRIGORRIAGA).**

**ANEJO Nº 7
GEOTECNIA DEL CORREDOR**

P210764-SR-AN-0007

Agosto 2010



TÍTULO DEL DOCUMENTO: ANEJO Nº 7. GEOTECNIA DEL CORREDOR

REGISTRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	RESPONSABLE MODIFICACIÓN	SECC/PÁRRAFO MODIFICADO	MODIFICACIÓN EFECTUADA
0	Agosto 2010	R.Díez / M.Arce	-	Edición inicial

DOCUMENTO: P210764-SR-AN-0007
Referencia : P210764
Fichero : P210764-SR-AN-0007.doc

Revisión número: 0 Fecha revisión : Agosto 2010

	Nombre	Firma	Fecha
Realizado por	R.Díez / M.Arce		Agosto 2010
Revisado	JL Ramos		Agosto 2010
Aprobado	E. Gómez		Agosto 2010

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	5
1.1	Objeto y alcance del documento.....	5
1.2	Documentación de partida.....	5
1.3	Bibliografía consultada.....	5
1.4	Normativa utilizada	5
1.5	Metodología	6
2.	CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.....	8
2.1	Recopilación de información de las campañas previas	8
2.2	Campaña geotécnica realizada.....	8
2.3	Ensayos de campo (Sondeos, calicatas y campaña geofísica)	9
2.3.1	<i>Metodología utilizada en los sondeos mecánicos</i>	<i>9</i>
2.3.2	<i>Metodología empleada para la realización de las calicatas</i>	<i>10</i>
2.3.3	<i>Campaña Geofísica</i>	<i>10</i>
2.3.4	<i>Campaña de laboratorio.....</i>	<i>11</i>
3.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS RECONOCIMIENTOS Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	12
3.1	Resultados ensayos in-situ	12
3.1.1	<i>Calicatas.....</i>	<i>12</i>
3.1.2	<i>Sondeos Mecánicos.....</i>	<i>16</i>
3.2	Resultados de los Ensayos de laboratorio	19
4.	GEOTECNIA DE LAS OBRAS DE TIERRA	20
4.1	Tramificación	20
4.2	Desmontes	20
4.3	Rellenos	23
5.	GEOTECNIA DE LAS ESTRUCTURAS	30
5.1	Metodología de cálculo a utilizar	30
5.2	Viaducto sobre el Río Nervión	39
5.3	Obra de fábrica OF-1 y Cajón de Drenaje.....	42
5.4	Muros	44

APÉNDICE Nº 1: PLANTA GEOLÓGICA Y SITUACIÓN DE CAMPAÑA GEOTÉCNICA

APÉNDICE Nº 2: TESTIFICACIÓN DE SONDEOS

APÉNDICE Nº 3: TESTIFICACIÓN DE CATAS

APÉNDICE Nº 4: INFORME DE GEOFÍSICA

APÉNDICE Nº 5: PERFIL GEOLÓGICO

APÉNDICE Nº 6: PERFIL GEOLÓGICO DE LAS ESTRUCTURAS

APÉNDICE Nº 7: ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objeto y alcance del documento

El presente documento recoge la caracterización geotécnica de los materiales existentes en el tramo definido para el “Proyecto de Trazado de la Conexión A-8/AP-68 en Arrigorriaga. Fases I, II y III. Desdoblamiento Basauri – Arrigorriaga. Tramo 4: Zaratamo - Arrigorriaga”.

En primer lugar se sintetizan los ensayos de laboratorio y se analizan las propiedades geotécnicas de los materiales para a continuación estudiar las diferentes solicitaciones. En la obra que nos ocupa los aspectos básicos de la traza son:

- Desmontes: Las propuestas que contiene el anejo tienen en cuenta la geometría del talud resultante, las medidas de sostenimiento en el caso que sean necesarias y los requisitos para la excavación de los mismos.
- Rellenos: Se estudiarán las condiciones del propio relleno, las del propio cimiento (estabilidad global y asentos), la presencia de filtraciones y la inclinación de las laderas, ya que suponen los elementos básicos para el análisis de los terraplenes.
- Estructuras y obras de fábrica: Las condiciones de cimentación de las estructuras y de las obras de fábrica deben considerar la tipología, tensiones admisibles y el asiento de la estructura.

Se procederá a un análisis exhaustivo de estudios y proyectos antecedentes así como de los resultados obtenidos durante la campaña geológica-geotécnica llevada a cabo en Marzo de 2.006 basada en sondeos a rotación y calicatas mecánicas y en los perfiles de geofísica realizados en Septiembre de 2.009.

1.2 Documentación de partida

Para la realización del anejo se ha utilizado como información de partida la que a continuación se referencia, y que ha sido facilitada por Diputación Foral de Bizkaia (DFB):

- Proyecto de trazado del desdoblamiento Basauri-Arrigorriaga, redactado por encargo de Diputación Foral de Bizkaia, de fecha Julio de 1990.

- Topografía previa a la ejecución de la A-68.

1.3 Bibliografía consultada

Para el desarrollo del proyecto se ha consultado la siguiente bibliografía:

Mapas geológicos, hidrogeológicos y cartografía ambiental:

- Mapa geológico del País Vasco/Euskal Herriko Mapa Geologikoa E: 1/25.000, Hoja 61-IV Basauri.Fuente:<http://www.eve.es/publicaciones/cartografia/Mapas/61-IV.pdf>.
- Mapa Geológico de España E: 1/50.000, Hoja Nº 61 - BILBAO. Fuente de consulta: <http://www.igme.es>.
- Mapa Hidrológico de la Comunidad Autónoma del País Vasco Escala 1:150.000/ Euskal Autonomia Erkidegoko Mapa Hidrologikoa 1:150.000 eskala. Administración de la Comunidad Autónoma del País Vasco/ Euskal Autonomia Erkidegoko Administrazioa. Departamento de Transportes y Obras Públicas/ Garraio eta Herri Lan saila. Jose M.A Sanz de Galdeano Equiza. Autores/Egileak: Angel Eraso Alberdi, Iñaki Arrate Jorrín, Fernando Ruiz Fernández (Ente Vasco de la Energía/ Euskal Energiaren Erakundea).

Otros documentos de texto:

- Geología de España. Tomo II. ITGE. J.M. Ríos, 1983.

SIG (Sistemas de Información Geográfica):

- Sistema de Información del Agua Subterránea (SIAS). Ministerio de Ciencia e innovación. Instituto Geológico y Minero de España.

1.4 Normativa utilizada

Las normativas y recomendaciones utilizadas y referenciadas en la elaboración del presente documento son las que a continuación se detallan:

- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02) Real Decreto 997/2002, del 27 de septiembre.
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte 2: Puentes (NCSP-07). Real Decreto 637/2007, del 18 de mayo.

- Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG-3). Orden de 6 de febrero de 1976 y actualizaciones.

1.5 Metodología

Los trabajos realizados en el presente anejo, se pueden resumir de la siguiente manera:

- Recopilación, análisis y evaluación de la documentación.
- Trabajos de campo:
 - o Cartografía Geológica a escala 1:5.000
 - o Puntos de observación
 - o Calicatas
 - o Sondeos a rotación con recuperación de testigo
 - o Perfiles sísmicos
 - o Ensayos de laboratorio
- Trabajos de Gabinete
 - o Registros de calicatas
 - o Registros de sondeos
 - o Realización de un perfil geológico
- Elaboración de la memoria

A continuación se detalla el procedimiento general técnico para la adecuada realización de la campaña de investigación geotécnica. Esta se ha estructurado en tres grandes grupos claramente diferenciados, según se centre el estudio en Desmontes, Terraplenes o Estructuras.

Desmontes

Para la investigación de la zona de desmontes, se consideró necesaria la ejecución de algunos sondeos rotativos con recuperación continua de testigo, con el objeto de caracterizar el subsuelo en las proximidades de las zonas de desmonte.

En los sondeos se realizaron los siguientes trabajos:

Toma de muestra inalterada siempre que fuese posible en niveles de suelos y/o roca blanda, completando con toma de testigo parafinado en roca.

Se intercalaron igualmente ensayos SPT en suelos, rocas blandas o rocas altamente fracturadas.

Se han instalado tuberías piezométricas en los sondeos con objeto de llevar un control periódico de la situación del nivel freático.

De forma complementaria, con objeto de determinar el grado de aprovechamiento de los materiales excavados a lo largo del trazado, se ha considerado necesaria la realización de calicatas mecánicas de las que no se han obtenido muestras.

Antes de iniciar la explotación de los desmontes, y con el objeto de conocer si el material se vaya a destinar previsiblemente a la formación de rellenos, se debe proceder a una caracterización del mismo mediante una serie de ensayos de laboratorio con objeto de considerarlo como pedraplén o terraplén o todo uno. Los ensayos que se consideran necesarios para determinar el grado de aprovechamiento y aptitud serían los siguientes, debiendo de ser realizados sobre muestras representativas:

- Análisis granulométrico de suelos por tamizado según UNE 103101:1995
- Determinación del límite líquido por el método de Casagrande según UNE 103103:1994
- Determinación del límite plástico de un suelo según UNE 103104:1993
- Contenido en materia orgánica UNE 102204. NLT118.
- Determinación del contenido en sales solubles de los suelos según NLT-114/99
- Contenido de yeso en suelos según NLT-115/99
- Ensayo de colapso NLT-254
- Presión de hinchamiento UNE103602
- Ensayo de compactación Proctor Normal (Modificado) según UNE 103500:1994
- Ensayo para determinación en laboratorio del índice C.B.R. (del PN) según UNE 103502:1995

Dado que no se dispone de muestras de saco obtenidas a partir de las calicatas, se han analizado las muestras de suelo obtenidas en los sondeos mediante muestras inalteradas. Sobre estas muestras no se ha podido realizar la batería total de ensayos recomendados para la caracterización según el PG-3, pero los resultados obtenidos en los diferentes análisis han sido considerados en el estudio de aprovechamiento tal y como se encuentra recogido en el Anejo N°3 “Geología y Procedencia de materiales”.

Terraplenes

Para determinar los niveles de apoyo de los terraplenes resultantes, y definir de igual modo los espesores de saneo en cada caso, se ha considerado necesaria la realización de calicatas mecánicas distribuidas por la totalidad del área de estudio.

Estructuras

Para la definición más adecuada de las condiciones de cimentación de las estructuras proyectadas se consideró necesaria la ejecución de sondeos rotativos con recuperación continua de testigo, en las proximidades de los emplazamientos considerados.

La finalidad de estos ensayos es la de caracterizar el subsuelo hasta una profundidad representativa por debajo del plano de cimentación previsto en cada caso. En los sondeos se realizaron las correspondientes tomas de muestras inalteradas en suelos y/o roca blanda, así como toma de testigos parafinados en roca.

También se realizaron ensayos SPT a distintas cotas, lo que aporta información referente al grado de compacidad del subsuelo.

De igual modo, se ha recurrido a la realización de una serie de perfiles geofísicos localizados en el entorno del viaducto sobre el río Nervión, con el objeto de complementar la información obtenida mediante los sondeos realizados, para poder conocer con mayor grado de definición el espesor y/o la existencia de posibles niveles superficiales de deficientes características geotécnicas, así como para la detección del techo del sustrato rocoso.

2. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

2.1 Recopilación de información de las campañas previas

Se ha llevado a cabo recopilación de la información existente en la zona, tal y como ya se ha comentado en anteriores apartados, en el que se han analizado todas las actuaciones realizadas en la zona objeto de estudio, disponiéndose de la siguiente documentación:

- Proyecto de trazado del desdoblamiento Basauri-Arrigorriaga (Julio de 1990).
- Topografía previa a la ejecución de la A-68.

La primera documentación proporciona una cartografía geológica esquemática de la mitad oriental de la zona de proyecto y la topografía previa a la A-68 ó más correctamente su comparación con la actual permite analizar las variaciones debidas al movimiento de tierras.

En función de estas circunstancias expuestas, para la zona a analizar en el presente proyecto, se considera que es necesario realizar una serie de investigaciones complementarias, con la finalidad de definir las soluciones constructivas a plantear.

2.2 Campaña geotécnica realizada

A la vista de la información disponible y de la problemática detectada en las fases anteriores de estudio, se ha diseñado una campaña geotécnica con el objeto de zonificar las zonas de suelos y zonas de rellenos en la totalidad del área de estudio.

A continuación se describe detalladamente en que ha consistido la campaña. Por un lado se han realizado en una primera fase de investigación una serie de calicatas mecánicas mediante excavadora distribuidas por la zona de análisis y posteriormente en función de los resultados obtenidos, se han llevaron a cabo unos sondeos mecánicos a rotación. Finalmente, para la detección del techo del sustrato rocoso, en la zona del viaducto sobre el río Nervión proyectado en la denominada Fase III, se han planteado una serie de perfiles geofísicos (mediante sísmica de refracción y tomografía eléctrica)

A continuación se establece la nomenclatura utilizada para los distintos reconocimientos:

Reconocimiento	Nomenclatura asignada para la actual campaña
Sondeo mecánico a rotación	SD-XX
Calicata mecánica	C-XX
Perfil sísmico	PS-X
Tomografía eléctrica	TME-X

En la siguiente tabla se resume la tipología, el número de investigaciones y los metros lineales de reconocimientos propuestos y realizados para esta campaña complementaria, con los metros finalmente investigados en cada caso.

Reconocimiento	Número de investigaciones		Metros lineales totales
	propuestos	realizados	
Sondeo mecánico a rotación	12	5	67,9 m
Calicata mecánica	9	8	22 m
Perfil sísmico	4	4	240 m
Tomografía eléctrica	2	2	120 m

Debido a que no se ha podido acceder a algunas zonas, tal y como se recoge en la anterior tabla, parte de la investigación propuesta no se ha podido realizar por falta de accesibilidad, por lo que quedaría pendiente de completar en fases de investigación posteriores, con el objeto de confirmar las hipótesis consideradas en el presente documento.

A continuación se incluye una tabla con la situación de todos los reconocimientos planteados (sondeos mecánicos) en la propuesta inicial de campaña, señalando mediante un sombreado los que no han podido realizarse en esta fase de estudio. Todas las investigaciones se encuentran georeferenciados por coordenadas UTM.

Sondeos a Rotación		Coordenadas	
		X	Y
MUNICIPIO DE ARRIGORRIAGA	S-1	508495	4783523
	S-2	508538	4783533
	S-3	508605	4783542
	S-4	508697	4783535
	S-5	508749	4783568
	S-6	508796	4783579
	S-7	508880	4783614
	S-8	508992	4783631
	S-9	509169	4783665
	S-10	509213	4783664
	S-11	509198	4783620
	S-12	508690	4783456

Nota: Los sondeos sombreados en gris no han podido realizarse por problemas de permisos y/o accesibilidad

En la siguiente tabla también se marca la situación de todas las calicatas planteadas en la propuesta de campaña, estando señaladas con un sombreado las que no han podido realizarse en esta fase de estudio.

Las calicatas se encuentran georeferenciadas con las coordenadas UTM.

Calicatas		Coordenadas	
		X	Y
MUNICIPIO DE ARRIGORRIAGA	C-1*	508.505	4.783.569
	C-2	508.849	4.783.499
	C-3	509.035	4.783.653
	C-4	508.831	4.783.584
	C-4-1	508.812	4.783.533
	C-5	508.777	4.783.568
	C-6	508.634	4.783.527
	C-7	508.629	4.783.436

Nota: Las calicatas sombreadas en gris no han podido realizarse por problemas de permisos y/o accesibilidad

Seguidamente, se recogen en la siguiente tabla los perfiles de geofísica finalmente realizados en la presente fase de estudio. Hay que considerar que la ubicación de algunos perfiles, su ubicación final en planta y el trazado, han estado muy condicionados por los problemas de accesibilidad de la zona.

Perfiles geofísicos	Longitud (m)	Coordenadas Inicio		Coordenadas Final	
		X	Y	X	Y
PS-1	60	508554,3987	4783551,8972	508485,9033	4789500,7557
PS-2	60	508668,702	4783544,2963	508610,0382	4783482,1220
PS-3	60	508618,0729	4783529,4392	508685,5834	4783510,466

Todos los ensayos de campo recogidos planteados en la propuesta de campaña, se han definido, para caracterizar desde el punto de vista geológico – geotécnico los desmontes, apoyos de terraplenes, excavabilidad y cimentaciones de estructuras.

2.3 Ensayos de campo (Sondeos, calicatas y campaña geofísica)

2.3.1 Metodología utilizada en los sondeos mecánicos

Los ensayos se han ejecutado siguiendo las normas de buena práctica en orden a conseguir una satisfactoria identificación de los suelos encontrados y la recuperación de muestras representativas.

Se ha llevado un registro o parte de campo diario en el que ha hecho constar los siguientes datos: maquinaria y equipo utilizado, fechas de ejecución, operaciones realizadas, estratigrafía, resultados de los ensayos de penetración realizados, situación y características de las muestras obtenidas, ganancias y/o pérdidas del líquido de perforación, cotas del nivel freático, recuperaciones obtenidas y diámetro del sondeo así como el tipo de ensayos realizados durante la ejecución. También se han recogido las incidencias que han ocurrido durante los trabajos.

Se han tomado fotografías a color de todas las cajas de sondeo.

Todos los sondeos se han realizado a rotación con extracción continua de testigo. Durante la ejecución de los trabajos, se ha llevado un control de los niveles freáticos.

Todos los testigos extraídos durante la realización de los sondeos, se han colocado cuidadosamente, en una caja preparada al efecto disponiendo separadores longitudinales de madera entre los diferentes testigos. También se han dispuesto separadores transversales de madera entre los testigos extraídos en diferentes maniobras, al principio y al final de cada obtención de muestra inalterada, de ensayo SPT, de testigo parafinado, así como al final del sondeo.

Siempre que ha sido posible se han tomado muestras inalteradas (MI) y SPT cada 1,5 m en los niveles de suelos y testigos parafinados (TP) en los niveles de sustrato rocoso.

2.3.2 Metodología empleada para la realización de las calicatas

Este tipo de reconocimiento del terreno se ha realizado mecánicamente mediante una máquina excavadora tipo pala mixta JCB. La maquinaria contaba con las dimensiones necesarias para conseguir una excavación que permitiese la inspección visual por parte de un técnico especialista. Su profundidad ha estado comprendida entre 2,00 y 4,10 m.

De cada calicata se ha realizado un reporte o una memoria descriptiva del corte estratigráfico del terreno, así como una descripción del estado del mismo incluyendo el grado de humedad, la dureza, el grado de excavabilidad, la compacidad de cada estrato, el espesor de tierra vegetal y la presencia de nivel freático.

Todos los reportes incluyen fotografías en color de los productos de la excavación y de la zanja una vez excavada.

Todas las calicatas una vez realizadas, han sido cerradas nuevamente, con el fin de evitar posibles caídas de personal y equipos.

De estas calicatas no se han obtenido muestras en saco que han sido llevadas al laboratorio.

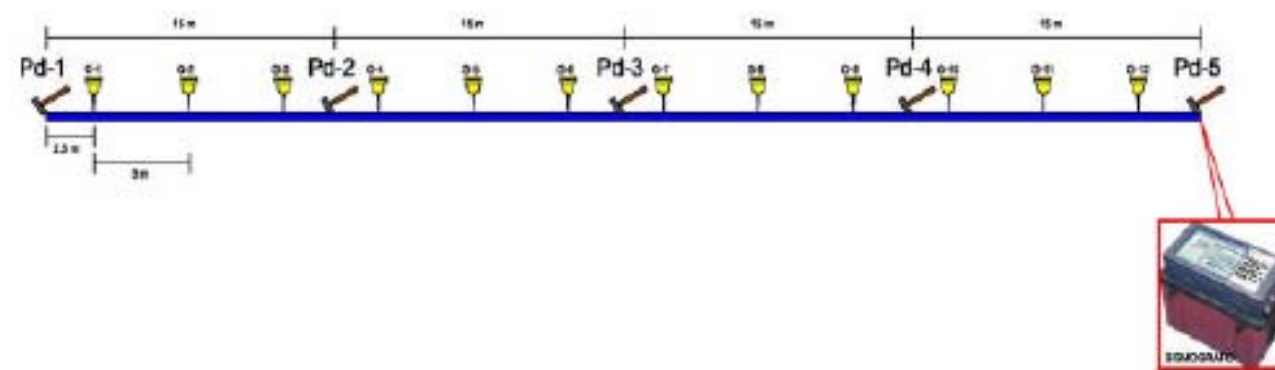
2.3.3 Campaña Geofísica

Se han llevado a cabo una serie de trabajos de geofísica que han tenido por objeto la determinación del grado de excavabilidad y espesor de los materiales de recubrimiento (rellenos). De esta manera se ha determinado la posición del techo del sustrato rocoso para determinar la tipología de cimentación del viaducto sobre el Nervión.

Para ello se han realizado 3 perfiles de sísmica de refracción. Se intentaron realizar perfiles también de tomografía eléctrica pero no se obtuvieron buenos resultados, ya que el material presente en los primeros metros de la zona de estudio (relleno antropogénico) no permitía la transmisión de la corriente a través del terreno.

En primer lugar se instalan alineados en la superficie del área en estudio una serie de sensores (geófonos), a continuación se golpea con el martillo sobre la placa metálica en uno de los puntos de disparo. La perturbación provocada por el impacto genera ondas que se transmiten por el subsuelo y son recogidas por cada geófono. Este impulso mecánico que recibe el geófono lo convierte en impulso eléctrico, que después de amplificado, pasa a la pantalla del sismógrafo en forma de señal visible generando los diferentes frentes de ondas y dando lugar a un registro.

La operación anteriormente descrita, se repite para cada punto de disparo de la línea sin variar la posición de los sensores, obteniéndose así la máxima información posible. Los puntos de disparo están situados a quince metros de distancia en los perfiles de 60m de longitud, la situación exacta de éstos puede observarse en los gráficos de representación de las dromocronas.



La prospección del subsuelo mediante esta técnica geofísica viene condicionada por los siguientes parámetros: Número de geófonos (determina la profundidad de investigación que se puede alcanzar), espaciado entre geófonos: (determina la resolución del registro), número de puntos de tiro (condiciona el detalle con el que se determina el espesor y la velocidad de las capas) y fuente de energía.

Una vez concluida la campaña de campo se analizan los ficheros de campo obtenidos mediante un programa de tratamiento de datos llamado Seisview. El picado de los tiempos de las primeras llegadas de las ondas longitudinales se realiza con el programa Pickwin.

Finalmente, se realiza la interpretación de datos. Tras la estimación de los tiempos recíprocos, se asigna la llegada a cada capa, se analiza la velocidad y se calcula el espesor de dicha capa mediante el programa PlotRefr para así poder, finalmente, elaborar la sección sísmica a partir de los resultados anteriores.

El método utilizado para procesar los perfiles en la elaboración de este informe es el de tomografía sísmica. Cuando los contrastes entre las velocidades de un perfil son más de tipo gradacional que de tipo discontinuo, partiendo de un modelo inicial y mediante repetidas iteraciones, ajustando los datos calculados a los observados, tenemos una distribución de valores de velocidades en celdillas. Con este sistema obtenemos perfiles mucho más completos y con mayor resolución que con el procesado

tradicional basado en los tiempos de retraso pues tenemos valores de velocidades sísmicas para cada una de dichas celdas en lugar de valores de forma aislada en la vertical de cada punto de disparo.

En los perfiles sísmicos realizados se aprecia una distribución de colores que refleja distintos valores de velocidad de propagación de las ondas. Los colores varían desde el rosa hasta el verde y cubren valores de velocidad desde trescientos hasta dos mil m/s.

Por tanto, según lo expuesto en el apartado anterior, en todos los perfiles se observan materiales sueltos, materiales ripables y/o materiales volables.

En cuanto a la interpretación de los perfiles, la detección de diferentes superficies de refracción se debe fundamentalmente a que se trata de la misma litología con grados de alteración y/o compactación distintos y en el menor de los casos a cambios litológicos.

Recordar que estas conclusiones se han obtenido adoptando el criterio del Colegio de Geólogos de Gran Bretaña que marca 1850 m/s como límite de ripabilidad. Sin embargo, es habitual encontrar tablas de ripabilidad donde se recomienda ripar macizos rocosos con velocidades sísmicas mayores de 2500 m/s.

En términos generales, se establecieron los límites siguientes:

- $V_p < 1000$ m/s: “Tierras” o Material excavable con medios mecánicos. En este término se agrupan normalmente los recubrimientos y los materiales con un alto grado de meteorización.
- $1000 \text{ m/s} < V_p < 1800$ m/s: Material ripable, si bien el límite superior puede ser objeto de discusión.
- $V_p > 1800$ m/s: Material no ripable (volable) y que normalmente requiere la ayuda de explosivos para su arranque.

2.3.4 Campaña de laboratorio

El procedimiento de ejecución de los ensayos de laboratorio ha sido regulado por las Normas UNE/NLT, que son de aplicación en cada caso, o bien, en caso de no existir, según las reglas de la buena práctica establecida.

Sobre muestras representativas, y en función de la finalidad a conseguir, se han realizado una serie de ensayos de laboratorio con el siguiente criterio:

Ensayos de identificación y estado sobre muestras de suelo:

- Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103101-95)
- Límites de Atterberg (UNE 103103-94, 103104-93)

Ensayos mecánicos para definir parámetros resistentes y deformacionales de los suelos:

- Ensayo de consolidación unidimensional (UNE 103405-94)

Ensayos mecánicos para definir los parámetros resistentes y deformacionales de rocas:

- Ensayo de rotura a compresión simple (UNE22950-1)

La petición de ensayos de laboratorio para la campaña complementaria ha sido recogida en la siguiente tabla:

Tipo de ensayos	Número total de ensayos realizados
Determinación límites Atterberg	5
Granulometría por tamizado	5
Ensayo de consolidación unidimensional	3
Compresión simple en roca	5

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS RECONOCIMIENTOS Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La caracterización geotécnica que se presenta se ha basado en la información contenida en los proyectos de fases anteriores y en la actual campaña realizada.

Las unidades que a continuación se describen y caracterizan son sólo aquellas afectadas por el trazado en estudio.

3.1 Resultados ensayos in-situ

Las características geotécnicas de la zona hacían pensar en la existencia de depósitos superficiales heterogéneos que podían presentar una doble problemática:

- 1.- Existencia de rellenos antropogénicos de calidad muy heterogénea tanto por su naturaleza como por su puesta en obra.
- 2.- Existencia debajo de los rellenos de suelos aluviales que podrían presentar problemas de compresibilidad ante cargas de cimentación o rellenos de cierta entidad.

Esta problemática quedó confirmada en la primera fase de catas donde se comprobó además la imposibilidad de alcanzar el sustrato con esta técnica de reconocimiento.

3.1.1 Calicatas

Se han realizado un total de siete catas en la zona de proyecto. Este nivel de reconocimiento se centra en la realización de una zonación de los suelos y rellenos que cubren la práctica totalidad del área de estudio.

La totalidad de las calicatas planteadas así como las realmente llevadas a cabo, se recoge en la siguiente tabla, en la que se incluyen los objetivos a alcanzar así como la profundidad de investigación alcanzada:

Calicata	Objeto	Coord. X	Coord. Y	Profundidad alcanzada (m)
C-1*	Determinación de espesor y naturaleza de los suelos en zona de rotonda BI-625-acceso a cementos Rezola.	508.505	4.783.569	2,00
C-2	Espesor y aprovechamiento de suelos	508.849	4.783.499	No realizada
C-3	Espesor y aprovechamiento de suelos. Probable relleno antrópico sobre suelo aluvial.	509.035	4.783.653	4,10
C-4	Rellenos bajo pilas de viaducto A-68.	508.831	4.783.584	3,30
C-4-1	Rellenos bajo pilas de viaducto A-68.	508.812	4.783.533	3,40
C-5	Relleno bajo estructura de ramal de A-68	508.777	4.783.568	3,90
C-6	Espesor y aprovechamiento de suelos	508.634	4.783.527	2,10
C-7	Naturaleza de los suelos, espesor y aprovechamiento.	508.629	4.783.436	3,20

A continuación se recogen los resultados obtenidos en cada una de las calicatas:

1. **Calicata C-1:** La calicata se ubica en el entorno de la futura rotonda de la Ctra. BI-625 dirección Miraballes, en la que se localizan depósitos de naturaleza aluvial.



Vista general del emplazamiento de la calicata C-1. También se aprecia en detalle la naturaleza de los materiales detectados.

Las observaciones realizadas son:

- Se detecta un delgado nivel superficial de tierra vegetal.
- Por debajo se detectan niveles de gravas subredondeadas de tamaño centimétrico a decimétrico enbebidas en una matriz areno limosa de color marrón oscuro. Las pareces se derrumban al ir profundizando. La calicata ha sido profundizada hasta los 2,00 m.

2. **Calicata C-3:** Esta cata se ubica en una zona cartografiada como relleno antrópico con la intención de determinar el espesor de estos materiales.



Las observaciones realizadas son:

- La zona se ocupa como aparcamiento de camiones y acopio de materiales de construcción (placas de revestimiento, ladrillos,...etc).
- Se ha determinado la existencia de un relleno antrópico de unos 0,5-1,0 metro formado en general por inertes con ladrillos y plásticos.

- Por debajo existe un nivel de tipo aluvio-coluvial formado por arcillas limosas de consistencia media (potencia aproximada 2,70 metros). Este nivel resulta inestable en la progresión de la cata y las paredes se desploman por debajo de 1-1,5 metros (nivel preconsolidado por las cargas).
- La cata finaliza a unos 4,10 metros de profundidad correspondiendo el nivel inferior de 0,90 metros de potencia a gravas y grandes bloques similares a los detectados en la cata C-1 que atribuimos a un nivel de terraza.

3. **Calicata C-4:** Esta zona bajo el viaducto presenta una ligera pendiente hacia el cauce y está dividida en dos áreas por la inserción de una obra de drenaje que encauza una antigua regata.



En esta cata se ha detectado un relleno antrópico de tipo todo uno por debajo del cual se detecta un nivel más arcilloso (eluvio-coluvial). Los espesores de estos niveles son:

- 0,30-1,40 metros: Relleno granular de origen antrópico.
- 1,60-3,30 (final de cata): Arcilla limosa de consistencia media-firme.

4. **Calicata C-4.1:** En campo y a la vista de los resultados obtenidos en la calicata C-4 se ha considerado conveniente realizar una segunda calicata complementaria en la misma zona pero más próxima al vial de salida proyectado.



Vista general del emplazamiento y detalle de las labores de excavación de la calicata C-4-1.



Vistas en detalles de las paredes de excavación y de los materiales de acopio de la calicata C-4-1

En esta cata se ha detectado el mismo relleno de material de desmonte (cata C-4) en lutitas con grandes bloques con matriz areno-arcillosa.

Corresponden por tanto a rellenos compactados que apoyan sobre suelos de tipo eluvio-coluvial.

5. **Calicata C-5:** Esta cata se sitúa próxima al estribo de una estructura (ramal de acceso A-68 sentidos Bilbao-Vitoria). Esta zona parece menos alterada por los rellenos y en la cata se han registrado los siguientes niveles:

- 0,40-2,60: Relleno antrópico.
- 2,60-3,60: Aluvial limo-arcilloso con arena.
- 3,60-3,90: Limos con gravas.



Vista general del emplazamiento de la calicata C-5 y de los materiales extraídos



Detalle de las paredes de excavación de la calicata C-5

6. **Calicata C-6:** Esta cata se sitúa en un área plana delimitada por el acceso a la AP-68 (más concretamente un camino de servicio) y el talud de la margen derecha del Nervión. Se trata de una zona de vertidos de sobrantes de la construcción de la autopista AP-68. Se detectan grandes bloques que dificultan la excavación.



Vista general del emplazamiento y vista en detalle de las paredes de excavación de la calicata C-6



Detalle del acopio de materiales extraídos en la calicata C-6.

7. **Calicata C-7:** Esta calicata se sitúa en una explanada junto al área proyectada de peaje de la AP-68. Dentro de las áreas de vertido es la de menor calidad.



Detalles del emplazamiento de la calicata C-7



Detalle del acopio de los materiales excavados

A la vista de los resultados de las catas se puede establecer que existen tres niveles, con diferentes características en lo que se refiere a aprovechamiento y capacidad portante, que presentan interés en el presente estudio. Estos niveles son los siguientes:

a. Niveles aluviales (Unidad Qa-5): se han diferenciado dos subniveles:

- **Nivel de terrazas:** Este nivel tiene una matriz areno-limosa a limo-arcillosa con gravas y bloques bien clasificados. Es un nivel denso, con cantos imbricados y excavable con dificultad en cata.
- **Nivel aluvial:** Este nivel es problemático por su baja capacidad portante (baja resistencia al corte). No se considera aprovechable salvo para solicitaciones muy bajas y procediendo a la adecuada zonación del relleno.

b. Nivel eluvio – coluvial (Unidad Qec-6): Los suelos de alteración del sustrato infrayacente y suelos coluviales constituidos por arcillas y limos con gravas dispersas.**c. Nivel de relleno antrópico (Unidad Qx-7):** vertido o moderadamente compactado, que se denominaría como Unidad Qx-7: Este nivel presenta un carácter granular predominante con presencia de grandes bloques. Se considera utilizable como relleno (tolerable-adecuado y todo uno) pero procediendo a una selección del material para eliminar los grandes bloques que suele englobar.

En el anejo N°3 “Geología y Procedencia de los materiales”, se definen de forma individualizada cada una de las unidades mencionadas.

Calicata	Profundidad	Rellenos/ Niveles de terraza: aprovechables	Aluvial con baja resistencia al corte	Observaciones
C-1	2,00	--/2,00	--	Aluvial
C-3	4,10	--/0,10	3,50	Aluvial y vertidos
C-4	3,30	1,10/--	1,70	Relleno y eluvio-aluvial
C-4-1	3,40	3,10/--	--	Rellenos
C-5	3,90	2,20/--	1,00	Relleno y eluvio-aluvial
C-6	2,10	1,80/--	--	Rellenos
C-7	3,20	2,90/--	--	Rellenos
Total	22,00	50%/10%	28%	

La mayoría de los vertidos que se observan en la zona son inertes con la excepción de un nivel de poca potencia (0,20/ 1,40-1,60 metros) en la calicata C-4.

En ninguna de las calicatas se ha conseguido alcanzar roca sana. Los suelos afectados son en su mayor parte rellenos antrópicos probablemente vertidos y compactados de forma irregular. Destacan las calicatas C-3, C-4 y C-5 que indican la existencia de suelos de baja capacidad portante (se ha establecido

una resistencia al corte en torno a 0,2-1,0 kg/cm²) y compresibilidad moderada por debajo de rellenos antrópicos. Este hecho se preveía en la cartografía geológica donde la zona se había identificado como suelos aluviales.

Las propiedades resistentes de estos suelos han sido objeto de un estudio más detallado mediante los sondeos SD-06 y SD-08.

3.1.2 Sondeos Mecánicos

El presente apartado valora los resultados obtenidos en la fase de realización de los sondeos mecánicos dentro de la campaña geotécnica. A continuación se muestran en detalle unas fotografías de los emplazamientos de algunos de los sondeos planteados.



Zona de emplazamiento del sondeo SD-06.



Zona de emplazamiento del sondeo SD-07.

En esta fase de investigación, se pretendía valorar las características del sustrato infrayacente, particularmente las propiedades de los suelos y rellenos superficiales y la posición aproximada del techo de roca. Con este objetivo, la campaña se centraba en la zona central del proyecto descartando en una primera fase las estructuras sobre el río Nervión y el paso sobre la Ctra. BI-625 que deberán de ser objeto de una definición más detallada en fases posteriores de investigación.

Como se verá más adelante, en la zona del emplazamiento del viaducto proyectado sobre el Nervión, se han realizado una serie de perfiles geofísicos de sísmica de refracción y de tomografía eléctrica con la finalidad de definir la tipología de cimentación esperable, así como la posición del techo de roca.

Inicialmente se plantearon un total de doce (12) sondeos, aunque finalmente la campaña realizada ha constado de únicamente cinco (5) sondeos que conforman aproximadamente un eje E-W: (Este←) SD-01, SD-04, SD-05, SD-06 y SD-08 (Oeste→).

En la siguiente tabla se muestran las características más relevantes de los sondeos planteados en inicio y de los realmente realizados (sondeos marcados en negrita):

Sondeo	Objeto	Coordenadas planta		Realizado	Observaciones
		X	Y		
SD-1	Estudio relleno en zona parcialmente urbanizada (antigua carretera)	508495	4783523	10,9 m	Cota relativa roca 6,45 m
SD-2	Cimentación estribo estructura sobre Nervión. Escollera acondicionamiento cauce.	508538	4783533	2ª fase	No realizado
SD-3	Estribo estructura	508605	4783542	2ª fase	No realizado
SD-4	Paso inferior bajo rotonda	508697	4783535	16,0 m	Cota relativa roca 11,7 m
SD-5	Paso inferior bajo rotonda	508749	4783568	13,0 m	Cota relativa roca 8,0 m
SD-6	Zona obra drenaje bajo viaducto de la A-68.	508796	4783579	15,0 m	Cota relativa roca 9,0 m
SD-7	Zona bajo estribo ramal A-68. Rellenos antrópicos con bloques de escollera.	508880	4783614	2ª fase	No realizado
SD-8	Ampliación vial. Supeditada a resultados de la cata C-3.	508992	4783631	13,0 m	Cota relativa roca 8,6 m
SD-9	Paso sobre la Bi-625	509169	4783665	2ª fase	No realizado
SD-10		509213	4783664	2ª fase	No realizado
SD-11		509198	4783620	2ª fase	No realizado
SD-12	Zona desmonte.	508690	4783456	2ª fase	No realizado

Todos los sondeos planteados y/o ejecutados salvo el SD-1 se sitúan en la margen derecha del río Nervión.

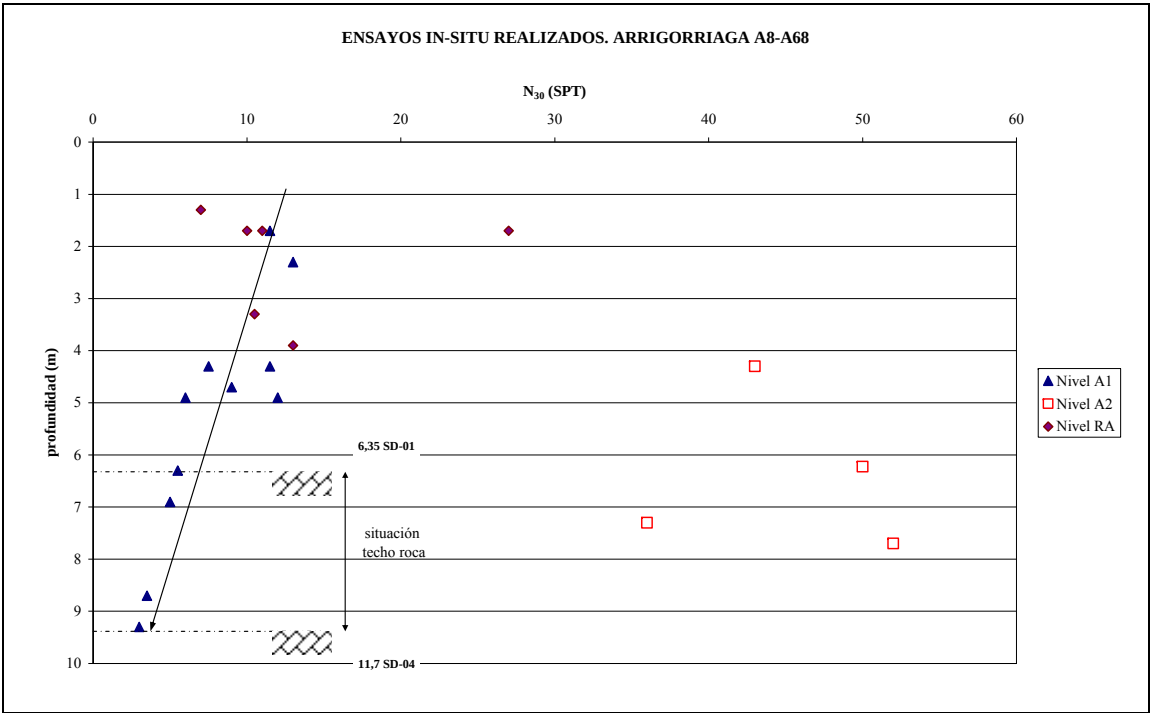
Se acompañan algunas fotos de los aspectos más relevantes de los sondeos:

- 1.- Presencia de las calizas del Aptiense en la margen izquierda del Nervión donde no aparecen descritas en la cartografía del EVE.
- 2.- Karstificación de esta unidad en el sondeo SD-06.
- 3.- Elevado RQD obtenido en la roca: 80% de valor medio.

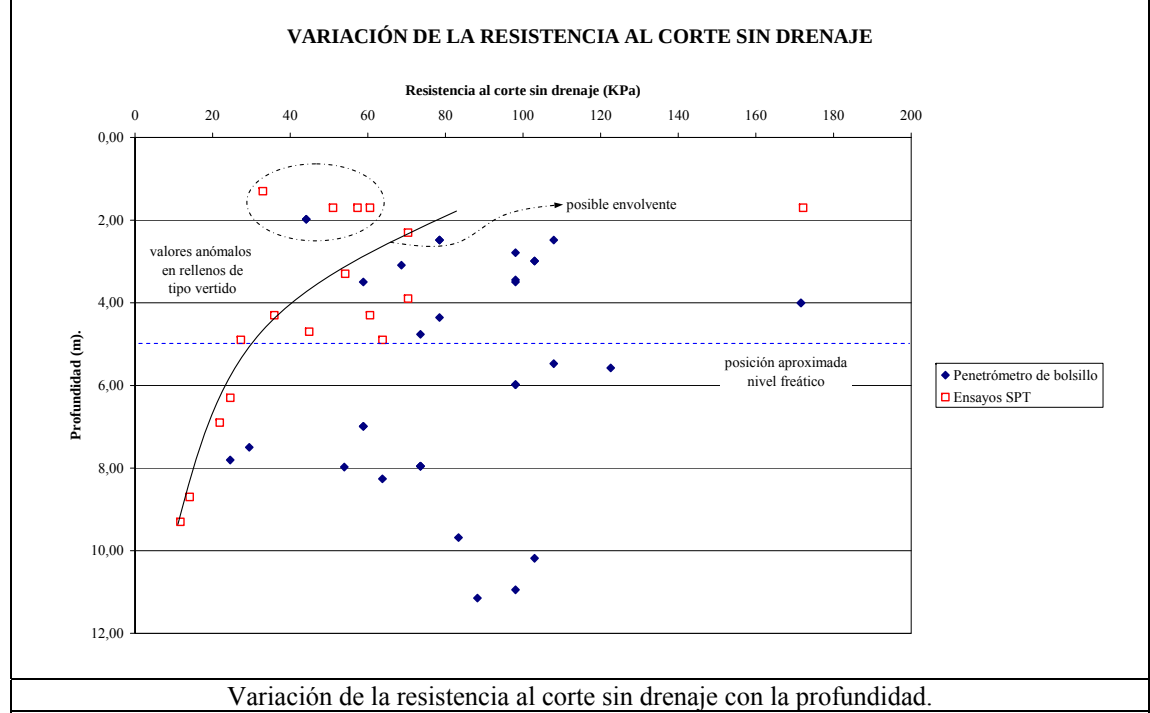


De los sondeos mecánicos se ha obtenido una serie de información a partir de los resultados obtenidos de los ensayos realizados in situ y a partir de las estimaciones habitualmente utilizadas.

En la gráfica siguiente, los niveles definidos como A1 y A2, corresponden a los niveles aluviales de grano fino de baja capacidad portante y a los niveles de suelos aluviales procedentes de las terrazas respectivamente (ambos niveles pertenecientes a la Unidad Qa-5 y Qec-6). Por otro lado, el nivel RA, se corresponde con los rellenos antrópicos (Unidad Qx-7).



Resultados obtenidos en los ensayos SPT. Se aprecia la preconsolidación del nivel superior tanto en los rellenos como en los aluviales tipo A1.



Variación de la resistencia al corte sin drenaje con la profundidad.

En los sondeos se ha procedido a colocar una tubería de PVC para controlar la posición de la lámina de agua.

Tal y como se muestra en la siguiente tabla, se han realizado dos medidas donde se aprecian leves descensos relacionados con la disipación del agua aportada en la realización de las perforaciones.

SONDEO	Medida final de sondeo		Medida 03/04/06		VARIACIÓN
	COTA RELATIVA	COTA ABSOLUTA	COTA RELATIVA	COTA ABSOLUTA	
SD-01	4,4	+53,10	5,1	+52,4	-0,7
SD-04	5,2	+56,80	6,8	+55,2	-1,6
SD-05	2,5	+57,50	5,9	+54,1	-3,4
SD-06	4,7	+54,30	4,8	+54,2	-0,1
SD-08	6,3	+52,40	6,7	+52	-0,4

En el muestreo realizado en los sondeos, se ha considerado la problemática geotécnica del área, en el que se centra principalmente sobre dos niveles detectados, los niveles aluviales de suelos de grano fino y los niveles de relleno

- a) Nivel aluvial de suelos de grano fino (A1): Sobre este nivel, se han obtenido un total de siete (7) muestras inalteradas. En la siguiente tabla se resume la información más representativa de cada una de las muestras obtenidas.

Parafinados	Cotas relativas		tipo suelo	Golpeo tomamuestras	Observaciones
SD-01	1,40	2,00	A1: Arcilla arenosa moderadamente plástica y consistencia firme	23	--
SD-04	3,00	3,60	RA: Limos marrones arenosos con gravas. Restos de madera y ladrillo.	21	--
SD-04	6,00	6,60	A1: Arcilla arenosa con indicios de gravilla, cohesiva y consistencia media	11	Qu= 1,6 Kg/cm ²
SD-04	8,40	9,00	A1: arcillas limosas algo arenosas cohesivos poco plásticos. Mod blanda	7	Qu= 1,1-1,3 Kg/cm ²
SD-05	4,40	5,00	A1: Arcilla arenosa poco plástica moderadamente firme. Indicios de gravillas.	18	--
SD-06	4,00	4,60	A1: Limos arenosos con indicios de gravas	15	--
SD-08	10,6	11	A1: Arcilla algo arenosa con indicios de gravas	23	--

b) Nivel de roca: En los sondeos realizados, se han obtenido un total de cinco (5) testigos parafinados sobre los diferentes sustratos litológicos detectados.

Parafinados	Cotas (m)		RQD (%)	Tipo roca	Grado de alteración (ISRM)	Observaciones
SD-01	9,0	9,4	100	Areniscas de grano fino y limolitas calcáreas	II	Buzamiento subvertical con juntas de tacto arcilloso
SD-04	14,7	15	100	Limolitas calcáreas con pasadas areniscosas	II	Buzamiento subvertical con juntas de tacto arcilloso
SD-05	11,2	11,5	100	Calizas grises de aspecto masivo	II	--
SD-06	9,6	10	80	Calizas grises de aspecto masivo	II	Zona algo karstificada
SD-08	10,6	11	100	Margocaliza	II	--

3.2 Resultados de los Ensayos de laboratorio

Sobre las muestras obtenidas se han realizado los siguientes ensayos:

a) Suelos: Básicamente se han realizado ensayos de identificación (granulometría y límites) y ensayos de compresibilidad:

Muestra	Sondeo/Cotas	% que pasa			LL	LP	IP	Observaciones sondeo/ Parámetros consolidación
		# 5	#2	#0,08				
161/06	SD-01 (1,4-2,00)	100	100	99,98	30,92	18,45	12,48	Mi=11-11-12-14 Arcilla
162/06	SD-04 (3,00-3,60)	92,21	89,13	83,16	36,86	21,40	15,46	Limos marrones golpeo MI: 7-10-11-14 Cc=0,18/ Cr=0,05/ pp=60 KPa
163/06	SD-04 (6,00-6,60)	100	98,67	92,47	41,10	22,84	18,26	Arcilla arenosa MI=3-4-7-10
164/06	SD-04 (8,00-9,00)	100	100	83,44	36,62	21,53	15,08	Limos algo arenosos: MI: 3-3-4-3 Cc=0,14/Cr=0,04/ pp=90 KPa
165/06	SD-05 (4,40-5,00)	--	--	--	--	--	--	Arcilla con indicios de arena MI=6-8-10-11
166/06	SD-06 (4,00-4,60)	100	100	79,03	32,11	20,71	11,4	Limos algo arenosos: MI: 8-7-8-12 Cc=0,15/ Cr=0,03/ pp=80 KPa

b) Rocas: Sobre los testigos parafinados se han efectuado básicamente ensayos de resistencia a compresión.

Muestra	Sondeo/cotas	RCS (MPa)	Humedad (%)	Densidad (g/cm³)	Observaciones ensayo	Observaciones sondeo. Unidad considerada
168/06	SD-01 9,00-9,40	72,36	2,35	2,61	--	Areniscas y limolitas calcáreas. Unidad Ar-2
169/06	SD-04 14,7-15,0	116,73	0,30	2,71	--	Lutitas arenosas con intercalaciones de areniscas. Unidad Ar-2
170/06	SD-05 11,2-11,5	77,10	0,16	2,71	--	Caliza gris masiva. Unidad Cal-3
171/06	SD-06 9,6-10,0	121,96	0,33	2,67	--	Caliza gris masiva. Unidad Cal-3
172/06	SD-08 10,6-11,0	10,11	0,46	2,71	Rotura por plano de debilidad	Margocaliza. Unidad Lut/Lim-4

A rasgos generales, se consideran las siguientes propiedades geotécnicas para cada una de las unidades representadas:

- Unidad Ar-2: Se dispone únicamente de dos muestras ensayadas sobre esta unidad, pero se puede considerar un valor medio de diseño de Resistencia a compresión de 95 MPa, lo que clasificaría a los materiales pertenecientes a esta unidad como unas rocas duras según la clasificación ISRM. Los valores de humedad oscilan entre 0,30% y 2,35%. Se estima que esta unidad se consideraría como dificultosamente excavable mediante medios mecánicos convencionales, por lo que para su excavación sería necesario el uso de explosivos, hecho que ha confirmado la geofísica.
- Unidad Cal-3: al igual que sucede en el caso anterior, se dispone únicamente de dos muestras ensayadas sobre esta unidad, pero se puede considerar un valor medio de diseño de Resistencia a compresión de 100 MPa, lo que clasificaría a los materiales pertenecientes a esta unidad como unas rocas duras a muy duras según la clasificación ISRM. Los valores de humedad oscilan entre 0,16% y 0,33%. Se estima que esta unidad se consideraría como dificultosamente excavable mediante medios mecánicos convencionales, por lo que para su excavación sería necesario el uso de explosivos.
- Unidad Lut/Lim-4: Se dispone únicamente de una única muestra ensayada sobre esta unidad, pero se puede considerar un valor medio de diseño de Resistencia a compresión de 10-12,5 MPa, lo que clasificaría a los materiales pertenecientes a esta unidad como unas rocas blandas a muy blandas según la clasificación ISRM. Los valores de humedad son de 0,46%. Se estima que esta unidad se consideraría como excavables mediante medios mecánicos convencionales.

4. GEOTECNIA DE LAS OBRAS DE TIERRA

4.1 Tramificación

En el presente apartado se intenta simplificar las obras de tierra en función de la fase en la que aparecen, si son desmontes o rellenos, su situación, su pendiente y su altura.

OBRAS DE TIERRA		PENDIENTE	ALTURA MÁXIMA
FASE I	Relleno Glorieta A, Brazo A y Brazo B	3H:2V	5 m
FASE II	Desmonte Brazo J	1H:1V	MURO
	Relleno Brazo J	3H:2V	5,6
	Desmonte Glorieta B Brazo F	1H:1V	1,2 m + MURO
	Relleno Glorieta B Brazo E	3H:2V	5,4 m
	Relleno Brazo I	3H:2V	5,6 m
FASE III	Desmonte Brazo M	1H:1V	15,5 m
	Relleno Brazo N	3H:2V	6,3 m

4.2 Desmontes

Los desmontes necesarios de ejecutar en todos los casos, excepto en muy pequeños porcentajes en el pie del desmonte más alto, se llevarán a cabo en suelos.

Como se ha visto, el perfil tipo de la zona es el siguiente:

Niveles aluviales (Unidad Qa-5): se han diferenciado dos subniveles:

- **Nivel de terrazas:** Este nivel tiene una matriz areno-limosa a limo-arcillosa con gravas y bloques bien clasificados. Es un nivel denso, con cantos imbricados y excavable con dificultad en cata. Las paredes de las calicatas han permanecido estables
- **Nivel aluvial:** Este nivel es problemático por su baja resistencia al corte y su compresibilidad. Será necesario la ejecución de drenes californianos en las zonas más húmedas, o incluso piel de escollera de protección en las zonas más inestables. Este nivel superior se encuentra bastante preconsolidado.

Nivel eluvio – coluvial (Unidad Qec-6): Los suelos de alteración del sustrato infrayacente y suelos coluviales constituidos por arcillas y limos con gravas dispersas.

Nivel de relleno antrópico (Unidad Qx-7): vertido o moderadamente compactado, que se denominaría como Unidad Qx-7: Este nivel presenta un carácter granular predominante con presencia de grandes bloques. Se considera utilizable como relleno (tolerable-adequado y todo uno) pero procediendo a una selección del material para eliminar los grandes bloques que suele englobar.

La relación de desmontes que se obtienen según el trazado elegido son los siguientes:

DESMONTES		PENDIENTE	ALTURA MÁXIMA
FASE II	Desmonte Brazo J	1H:1V	MURO
	Desmonte Glorieta B Brazo F	1H:1V	1,2 m + MURO
FASE III	Desmonte Brazo M	1H:1V	15,5 m

Como se puede ver sólo hay un desmonte de entidad, ya que el resto se resuelven mediante muros. Este desmonte es de aproximadamente 15,5 metros.

En esta zona, no se espera un espesor tan grande de suelos, como en las zonas investigadas en la campaña geotécnica. El pie del desmonte se llevará a cabo en roca areniscosa de muy buena calidad con valores de RQD elevados.

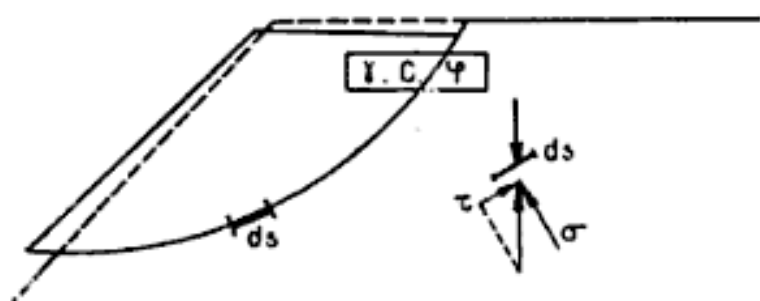
Aún así, la mayor problemática de este desmonte estará en la inestabilidad de los suelos suprayacentes, por lo que vamos a estudiar sus mecanismos de rotura.

Mecanismos de rotura

Dadas las características de las litologías afectadas, a excepción de las zonas de alteración, se prevé que los fenómenos de inestabilidad que pueden afectar a los taludes excavados estarán condicionados principalmente por las características resistentes de los suelos afectados.

La rotura de un suelo, representada de manera idea, se produce por cizallamiento a lo largo de la superficie que lo corta, deslizándose una de las partes sobre la otra, tal como se muestra en la figura.

Se llama equilibrio límite la situación del macizo, a lo largo de la futura superficie de rotura, justamente antes de esta rotura. Esto supone además que la rotura sobreviene en el mismo momento a lo largo de toda la superficie, mientras que de hecho el fenómeno se produce primero en la zona más solicitada, que cede, modificando así las condiciones de equilibrio de las zonas contiguas.

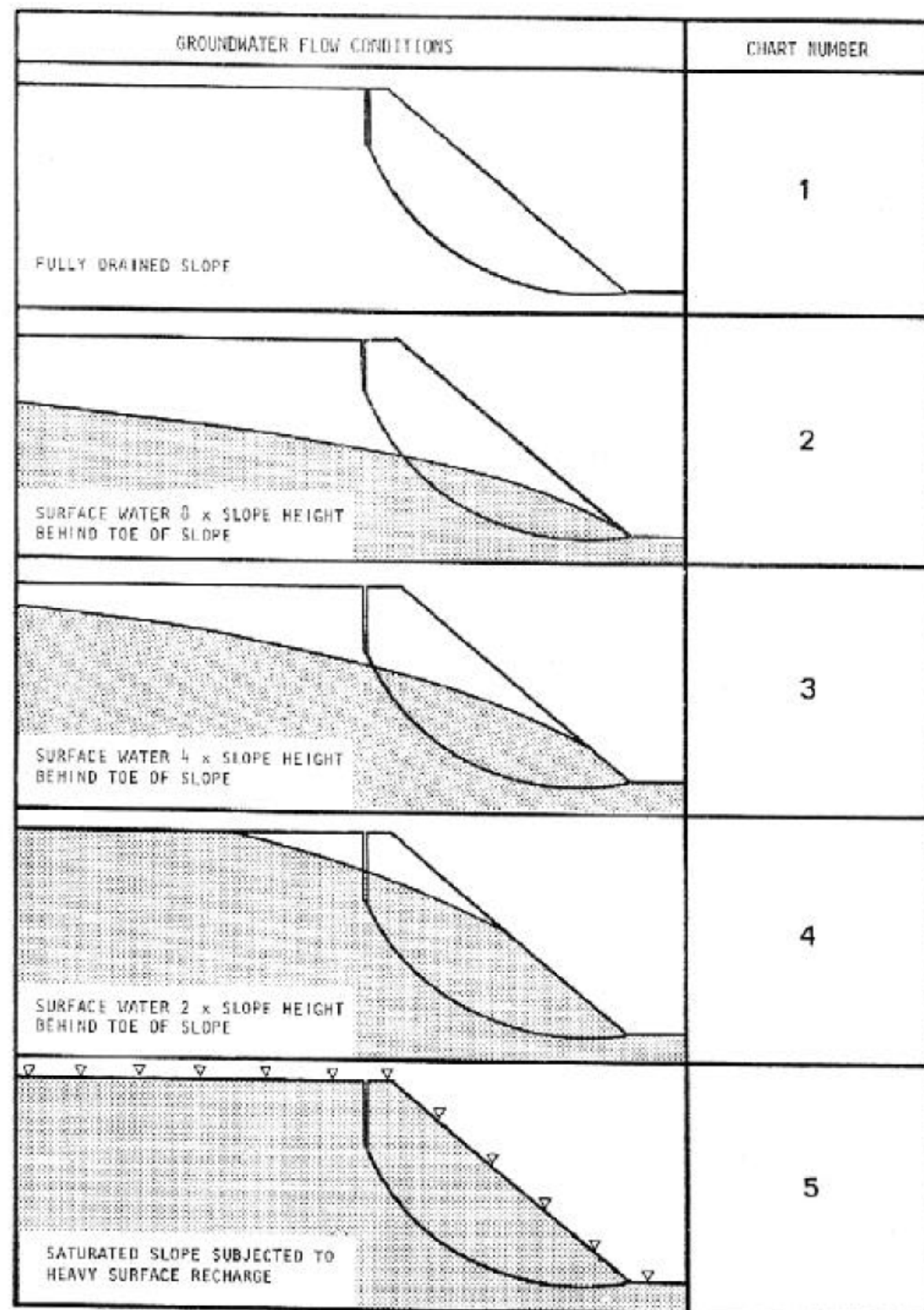


Por lo tanto, la posible rotura del talud a favor de una determinada superficie depende de la resistencia al corte de la misma. En primera instancia, esta resistencia depende de los parámetros resistentes del material: cohesión y rozamiento interno.

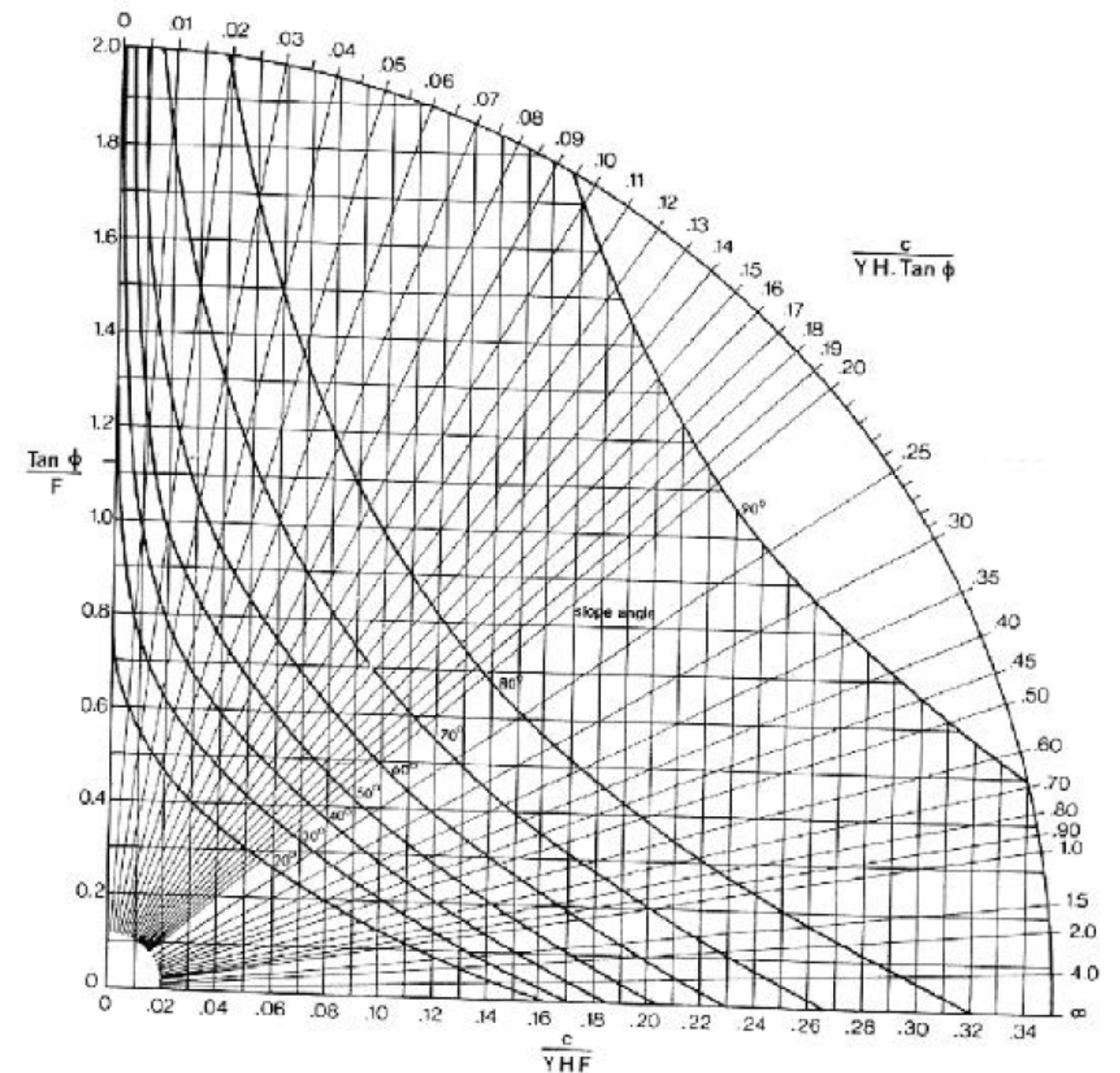
Los taludes en suelos rompen generalmente a favor de superficies curvas, con forma diversa condicionada por la morfología y estratigrafía del talud.

Los ábacos de Hoek y Bray (1977) proporcionan un límite inferior del factor de seguridad, asumiendo que las tensiones normales en la superficie de deslizamiento se concentran en un solo punto.

En la construcción de los ábacos se han tenido en cuenta diferentes condiciones de presiones intersticiales debidas a la presencia de un nivel freático en el terreno, que divide el talud en una zona seca y otra saturada. Se cuenta con 5 ábacos, dos de ellos para talud totalmente seco y totalmente saturado y 3 para casos intermedios (diferentes alturas del nivel freático). En el gráfico H indica la altura del talud y X la distancia entre el pie del talud y el punto de corte del nivel freático con la superficie del terreno.



Según la posición del nivel freático, que en este caso se encuentra entre 5 y 6 metros, se selecciona el ábaco nº 3 para la situación de la superficie freática en el talud, correspondiente al afloramiento del mismo a una distancia 4H desde la coronación del talud.



A continuación se presenta el cálculo realizado:

- Altura de cálculo: $H = 15 \text{ m}$.
- Peso específico: $\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3$.
- Cohesión efectiva: $c' = 1 \text{ t/m}^2$.
- Ángulo de rozamiento interno efectivo: $\varphi' = 25^\circ$.
- Ángulo del talud $1H/1V = 45^\circ$.
- $c' / (\gamma \cdot H \cdot \text{tg } \varphi') = 0,037$.
- $\text{tg } \varphi' / F = 0,76 \rightarrow F = \text{tg } \varphi' / 0,76 = 1,31$
- $c' / (\gamma \cdot H \cdot F) = 0,025 \rightarrow F = c' / (\gamma \cdot H \cdot 0,01) = 1,48$

Los factores de seguridad no alcanzan los límites admisibles, pero al tener en cuenta que los 15 metros de desmonte no van a ser de estas características, sino sólo un nivel superior y que hay un espesor de suelos aluviales, cuyas características resistentes son mayores debido a su contenido en gravas y bolos, se puede considerar que el factor de seguridad será mayor que $F = 1,5$, para esa inclinación de talud.

Conclusiones

Por lo tanto, se puede considerar que el talud 1H:1V es el talud propuesto, ya que es estable en estas condiciones.

Los ábacos de Hoek y Bray siguen condiciones como que se tratan de taludes homogéneos, que no se cumplen en nuestro caso y que rompen por el pie del talud, que tampoco puede asegurarse en nuestro caso, ya que siempre tendería a romper por el nivel aluvial limoso, que es el de menor capacidad resistente. Por lo tanto, para poder afinar los cálculos es necesaria la realización de más ensayos fundamentalmente encaminados para determinar con exactitud los parámetros resistentes de los materiales afectados por cada desmonte y las cotas a las que desmontaremos cada material.

Método de excavación

En vista a los resultados obtenidos en las investigaciones efectuadas se considera que los materiales afectados por los desmontes serán fundamentalmente suelos y según la velocidad de transmisión de las ondas sísmicas, los materiales son ripables, por lo que su excavación se podrá realizar mediante medios mecánicos.

En el desmonte de mayor entidad, pueden afectar al macizo rocoso. En este caso, esos materiales son no ripables y será necesaria la voladura del material con precorte.

Aprovechamiento de materiales

Como ya se ha comentado en el “Anejo 3 – Geología y aprovechamiento de materiales”, los materiales excavados podrán ser aprovechados para relleno todo-uno, dependiendo de su procedencia.

Debido a sus características, los aluviales caracterizados como limosos no podrán destinarse a rellenos, pero el resto de materiales sí se podrán utilizar, aunque alguno deberá ser sometido a un cribado previo.

Medidas constructivas

No serán necesarias, salvo drenes californianos en el nivel aluvial más limoso, cuando presente humedad y en zonas inestables de este mismo material, puede ser necesaria la colocación de piel de escollera, para añadirle resistencia evitando así la rotura circular.

4.3 Rellenos

La relación de rellenos que se obtienen según las fases se recoge en la siguiente tabla:

OBRAS DE TIERRA		PENDIENTE	ALTURA MÁXIMA
FASE I	Relleno Glorieta A, Brazo A y Brazo B	3H:2V	5 m
	Relleno Brazo J	3H:2V	5,6
FASE II	Relleno Glorieta B Brazo E	3H:2V	5,4 m
	Relleno Brazo I	3H:2V	5,6 m
FASE III	Relleno Brazo N	3H:2V	6,3 m

Los rellenos, tal y como se ha estudiado previamente en el “Anejo 3 – Geología y procedencia de materiales” se construirán en su totalidad con materiales provenientes de la excavación de los desmontes, cuyos materiales pertenecen a distintas formaciones, como rellenos antrópicos, niveles de terrazas y niveles coluviales que cumplan las características fijadas.

Con estos materiales el tipo de relleno que se construirá será todo-uno, formado por una granulometría de fragmentos de roca de todos los tamaños con matriz arcillosa.

Los desmontes de la traza dan lugar a suelos, roca meteorizada y roca sana con características en cuanto a su capacidad portante muy diferentes y no siempre óptimas a la hora de facilitar su aprovechamiento. En este aspecto se ha tratado que la práctica totalidad de los materiales puedan ser adaptados para su uso en rellenos.

Por su parte, los materiales más superficiales: eluviales (sustrato rocoso alterado), debido a sus características, deberán ser destinados al depósito de sobrantes.

A lo largo del trazado, se proyectan pocas zonas de relleno y ninguna supera los 7 metros de altura máxima.

En la ejecución de los rellenos de la traza debemos considerar tres aspectos:

- Aprovechamiento de materiales: Condiciones de puesta en obra de los materiales y tramificación de la obra.
- Condiciones del cimiento: Necesidad de saneos.
- Problemática geotécnica: Asientos y estabilidad global del relleno.
 - Condiciones de estabilidad del relleno y del conjunto relleno-cimiento.
 - Deformaciones del relleno y deformaciones del cimiento debidas a las cargas del terraplén.

El análisis de la problemática geotécnica es similar al que se efectúa en el estudio de una cimentación ya que el relleno es en sí mismo una obra de tierra. Por tanto se debe tener en cuenta el análisis de la naturaleza del cimiento y especialmente la posición del nivel freático.

Aprovechamiento de materiales. Clasificación de rellenos

De los materiales de la traza se pueden obtener en su mayor parte rellenos de tipo todo-uno.

Rellenos de tipo todo-uno: A partir de los materiales como los rellenos antrópicos o los niveles de terrazas, se estima que se podrán obtener materiales aptos para la realización de los rellenos de tipo todo-uno. Para su uso se ha tenido únicamente en cuenta la eliminación de los materiales muy meteorizados y con elevada humedad lo que convertiría su colocación, en condiciones climáticas adversas, en extremadamente compleja.

No obstante se debe tener en cuenta que parte de este material puede quedar englobado en el relleno siempre y cuando sea un porcentaje mínimo al mejorar la trabajabilidad del material.

Talud adoptado

Es habitual diseñar los rellenos todo-uno con taludes en torno a los 33°-34° (talud 3H/2V) que ofrecen un margen de seguridad grande respecto al coeficiente de rozamiento del material utilizado en su construcción. Una de las razones de adoptar estos taludes es que corresponden al talud dinámico de vertido del material de manera que más suaves o verticales requieren medidas especiales de puesta en obra.

El gran número de rellenos todo-uno construidos en España con este talud y hasta alturas de 50 m avalan el comportamiento excelente que han mostrado. La encuesta realizada por el CEDEX en 1997, a petición del Comité de Geotecnia Vial, sobre las prácticas habituales de diseño y ejecución de los rellenos de altura superior a 10,0 m y que fue enviada a diferentes organismos, sociedades y profesionales cuya actividad está vinculada con los rellenos, mostraba el siguiente resultado: de 332 rellenos analizados, un 38% correspondían a tipología tipo todo-uno, un 15% a pedraplén, un 17% a tipología mixta (pedraplén parte inferior y todo-uno parte superior) y el resto a terraplén. El talud 3H/2V fue el más utilizado, un 68% en terraplenes, un 72% en pedraplenes y un 86% en todo-unos. La altura media de los pedraplenes y rellenos era de 26,0 m. Todos ellos tuvieron un comportamiento satisfactorio.

Materiales a emplear como relleno. Puesta en obra. Control

Los materiales con los que se construirá el núcleo de los rellenos procederán fundamentalmente del macizo rocoso afectado por los desmontes. Estos materiales darán lugar a rellenos tipo todo-uno.

A continuación se exponen los criterios para la compactación y control de los distintos tipos de materiales a utilizar en la construcción de los rellenos.

Todo-uno

Se considera que el material para rellenos todo-uno es aquel que tenga condiciones granulométricas intermedias entre pedraplén y terraplén. Es decir:

- Materiales cuyo contenido en finos (tamiz 0,080 UNE) es inferior al 35% y cuyo contenido en partículas que pasen por el tamiz 20 UNE es inferior al 70% y superior al 30%.
- Materiales cuyo contenido en peso de partículas que pasan por el tamiz 20 UNE es inferior al 30%, pero que tienen un contenido en finos (tamiz 0,080 UNE) superior al 10%.
- También se consideran materiales para rellenos todo-uno aquellos que cumplen las condiciones de pedraplén, pero en los que el tamaño máximo es inferior a 10 cm.

La puesta en obra del material deberá cumplir lo siguiente:

- Espesor de tongada no inferior a 3/2 del tamaño máximo y no superior a 60 cm.
- Compactación con rodillo vibratorio de al menos 10 t de peso y no menos de 4 pasadas de rodillo.
- Densidad seca del relleno compactado no inferior al 100% de la densidad seca máxima del ensayo Proctor Normal realizado con la fracción de relleno inferior a 20 mm.
- El asiento en la última pasada de rodillo ha de ser inferior al 1% del espesor de la capa a compactar medido después de la primera pasada.

Debido a la granulometría de estos materiales el control de los rellenos no podrá ser por “producto”, dada la abundancia que tendrán de tamaños mayores de 2,0 cm, por lo que puede que no sea práctica la realización de densidades “in situ”. Por tanto, para la aceptación de la compactación de este tipo de relleno se adoptarán los criterios que se describen a continuación.

El todo-uno se extenderá y compactará de modo que se consiga en cada tongada que la deformación en un ensayo de huella (norma española NLT-256/99) sea igual o inferior a 5 mm. El método concreto de puesta en obra y compactación se definirán en tramos experimentales, uno por cada tipo de todo-uno.

Además de la especificación anterior, deberá cumplirse también lo siguiente:

- El material se descargará de forma que el borde del correspondiente montón quede a una distancia mínima de 1,0 m del borde superior de la tongada en ejecución. A continuación, el montón se extenderá utilizando un bulldozer de suficiente potencia.
- Se retirarán en origen, o se trocearán en el tajo de extendido mediante martillo picador, todos los bolos de tamaño mayor de 30 cm. Se trata de conseguir que no haya posteriormente bolos que sobresalgan de la superficie de tongada.

El equipo concreto de compactación, número de pasadas, velocidad y frecuencia de los rodillos se definirán de acuerdo con los resultados de los tramos experimentales.

Estabilidad de los rellenos

Dada la naturaleza de la zona de estudio y la entidad de los rellenos proyectados se puede considerar que no existe peligro en cuanto a la estabilidad global de los rellenos (rellenos de poca altura que no superan los 7 metros). Otro aspecto diferente es el que supone el considerar la estabilidad global del conjunto relleno-cimiento, a este respecto se debe tener en cuenta:

- La existencia de una superficie de deslizamiento potencial en los rellenos a media ladera: Contacto relleno-cimiento.
- La existencia de capas cohesivas con poca consistencia.

Ninguno de estos condicionantes afectará a los rellenos proyectados en la traza.

Estabilidad propia del relleno

La estabilidad de los rellenos viene condicionada por la naturaleza de los materiales disponibles en la traza. En este aspecto vamos a considerar para el análisis de estabilidad de los rellenos en abstracto (sin considerar su cimiento) los siguientes materiales:

Tipo de relleno	Tipo de material	Cohesión (t/m ²)	Ángulo de rozamiento (°)	Densidad (t/m ³)
Rellenos de tipo todo uno	Gravas y bolos con matriz arcillosa	0-1	40-45°	2-2,2

Todo-uno

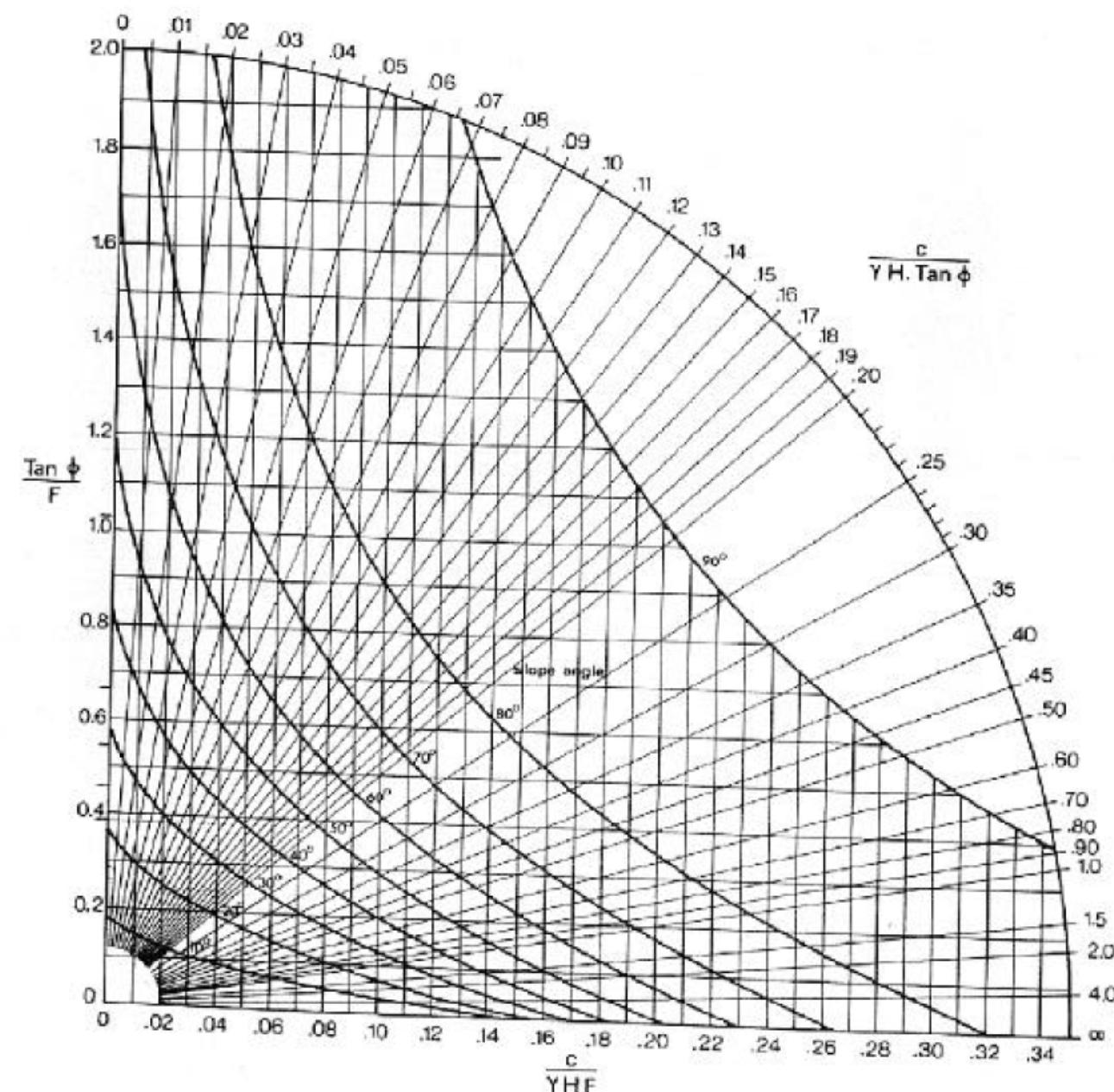
Los materiales a emplear como relleno tipo todo-uno son los procedentes de los rellenos antrópicos y los niveles de terrazas. Las características geotécnicas de este material puesto en obra y, por lo tanto compactado, se pueden considerar las siguientes:

- Peso específico aparente: $\gamma_{AP} = 2,10 \text{ t/m}^3$.
- Cohesión efectiva: $c' = 0,5 \text{ t/m}^2$.
- Ángulo de rozamiento interno efectivo: $\phi' = 40^\circ$.

El talud adoptado es el 3H/2V.

La estabilidad del talud elegido se ha comprobado mediante un cálculo de estabilidad en el relleno más desfavorable desde el punto de vista de la altura. Dicho cálculo se ha realizado mediante la utilización de los Ábacos de Hoek y Bray (1.977), para rotura circular en terreno homogéneo. Dichos ábacos proporcionan el coeficiente de seguridad F asumiendo que las tensiones normales en la superficie de deslizamiento se concentran en un solo punto (distribución de tensiones que da el mínimo valor de F) y que el círculo de rotura pasa por el pie del talud, así como la existencia de una grieta de tracción en el lugar más desfavorable. Existen cinco ábacos en función de la posición del nivel freático: ábaco 1 para talud seco, ábaco 5 para talud totalmente saturado y ábacos 2,3, y 4 para tres casos intermedios.

Se ha empleado el ábaco 1 (ver figura adjunta) pues el nivel freático se encuentra siempre a suficiente profundidad como para no afectar a la profundidad del talud.



A continuación se presenta el cálculo realizado:

- Altura de cálculo: $H = 7 \text{ m}$
- Peso específico: $\gamma = 2,10 \text{ t/m}^3$
- Cohesión efectiva: $c' = 0,5 \text{ t/m}^2$
- Ángulo de rozamiento interno efectivo: $\phi' = 40^\circ$

— Ángulo del talud $3H/2V = 34^\circ$

$$c' / (\gamma \cdot H \cdot \text{tg } \varphi') = 0,1$$

$$\text{tg } \varphi' / F = 0,38 \rightarrow F = \text{tg } \varphi' / 0,48 = 1,77$$

$$c' / (\gamma \cdot H \cdot F) = 0,024 \rightarrow F = c' / (\gamma \cdot H \cdot 0,01) = 1,4$$

Luego el factor de seguridad al deslizamiento será $F = 1,4$.

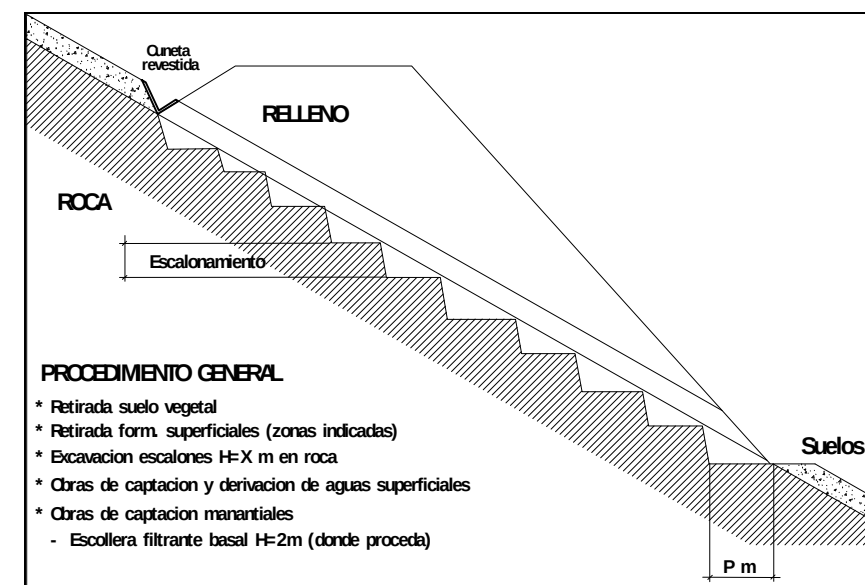
El coeficiente de seguridad obtenido es admisible.

Conclusiones

Finalmente, se considera que en rellenos todo-uno se considera admisible la ejecución de taludes $3H:2V$. Estas conclusiones se han deducido suponiendo en el material tipo “todo-uno”, $c = 0$ y $\varnothing = 40-45^\circ$ y rellenos de hasta 7 metros.

Rellenos a media ladera

En caso de rellenos a media ladera para pendientes transversales a la traza superiores a los 10° , se deben excavar bermas horizontales en roca a medida que avance la construcción. Esta metodología constructiva elimina el riesgo asociado al deslizamiento a favor del plano de contacto relleno-terreno natural y reduce las deformaciones post-constructivas. La altura de las bermas debe ser equivalente al espesor de las tongadas de acuerdo a la siguiente figura:



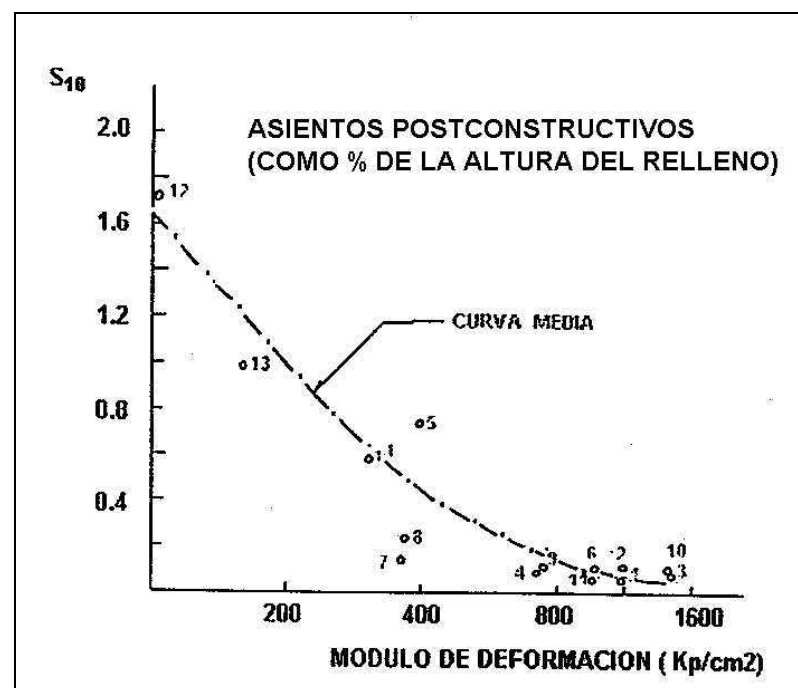
Asientos

El estudio de las deformaciones de los terraplenes tiene dos vertientes:

- Deformaciones del propio relleno: Son los asientos por consolidación del propio relleno.
- Deformaciones del sustrato: La aplicación de un incremento de carga sobre suelos cohesivos supone la existencia de asientos de consolidación y probablemente fenómenos de consolidación secundaria.

Los asientos que experimentarán los rellenos objeto de este estudio se deberán básicamente a la consolidación propia del relleno. En tales condiciones la magnitud de los asientos dependerá del tipo de material empleado y del grado de compactación que se alcance en obra. Su magnitud total es difícil de estimar y en la práctica, por su posible repercusión en la obra terminada, únicamente tendrá significado la magnitud y el plazo en que se producirán los asientos residuales, estos son aquellos que se producen una vez terminada la ejecución del relleno.

Para la estimación de los asientos postconstructivos se ha empleado la figura adjunta debida a Miguel Ángel Rodríguez Miranda (1.994) que relaciona el módulo de deformación del relleno con el porcentaje de asientos postconstructivos al cabo de 10 años respecto a la altura total de relleno.



Para un módulo de deformación de 400 Kp/cm2 correspondiente a un todo-uno de gravas y bolos de matriz arcillosa, se obtiene un asiento del 0,40%, valor conservador teniendo en cuenta que el módulo de deformación estimado lo es.

Para una altura máxima de relleno de 10 - 15 m se tendrá un asiento al cabo de 10 años de valor:

$$S_{10} = 4,0 - 6,0 \text{ cm.}$$

En los rellenos tipo todo-uno a partir de roca de resistencia media-alta (>250 Kg/cm2), como corresponden a la mayor parte de los materiales a emplear, se estima que los asientos residuales serán del orden del 0,3-0,4% de la altura de los rellenos siempre que se alcance un grado de compactación adecuado. Parte de estos asientos, del orden del 60%, se producirán durante los seis meses posteriores al término de la construcción y hasta el 80% en el año siguiente.

A partir de este último dato, cabe pensar que los asientos máximos diferidos en los rellenos mencionados, serán en general inferiores a unos 10 centímetros y en su mayor parte se habrán producido a la hora de extender el pavimento.

En cuanto a los asientos que pueda sufrir el cimiento del relleno, en el área son especialmente importantes las formaciones superficiales destacando los rellenos antrópicos. Se han llegado a diferenciar cuatro niveles:

- Nivel de relleno antrópico vertido o moderadamente compactado: Este nivel presenta un carácter granular predominante con presencia de grandes bloques. Se considera utilizable como relleno (tolerable-adequado) pero procediendo a una selección del material para eliminar los grandes bloques que suele englobar.
- Nivel de terrazas: Este nivel tiene una matriz areno-limosa a limo-arcillosa con gravas y bloques bien clasificados. Es un nivel denso, con cantos imbricados y excavable con dificultad en cata. Se califica de acuerdo a PG-3 como adecuado.
- Nivel aluvial: Este nivel es problemático por su baja capacidad portante (baja resistencia al corte). No se considera aprovechable salvo para solicitaciones muy bajas y procediendo a la adecuada zonación del relleno.
- Nivel eluvial o eluvio-coluvial: Los materiales son bastante meteorizables y habitualmente se reconocen espesores importantes de roca meteorizada. En la zona baja

En el nivel aluvial se ha llegado a diferenciar entre materiales de suelo fino (arcillas limosas) y niveles granulares. La problemática geotécnica corresponde a los suelos de grano fino saturados (1-3,5 metros de potencia reconocida) donde la compresibilidad ($C_c=0,14-0,18$) y baja resistencia suponen un problema para rellenos de cierta altura ($H>4-6$ metros) o cimentaciones superficiales. De acuerdo a los datos disponibles (sondeos) el nivel freático se encuentra a unos 5-6 metros de profundidad aunque está ligado al Nervión (variación espacial) y presentará las lógicas variaciones estacionales (medidas de abril del 2006).

Teniendo en cuenta los datos recogidos en el estudio geológico geotécnico, la sección más desfavorable es la situada en la zona del sondeo S-6 donde la altura del relleno proyectado adquiere la altura máxima de 4,2 metros y el espesor del material compresible (aluvial) es de 2,2 metros. Se ha realizado un cálculo de asientos orientativo mediante el método Schertmann a partir de los golpes obtenidos en los sondeos, dando un resultado de 2,8 centímetros, que se contempla como asumible.

Se debe tener en cuenta que si bien en el nivel de terrazas (aluvial compuesto por gravas y bolos) y en los rellenos antrópicos existentes no se han considerado como compresibles, se pueden registrar asientos en las primeras fases de carga, los cuales se espera sean asumibles por los tiempos de ejecución de la obra

Recomendaciones constructivas

Como recomendación general, además de sanear la capa de tierra vegetal que exista en superficie se aconseja sanear al menos un metro en el apoyo de los terraplenes, dejando una superficie horizontal en la base apoyo.

Ese saneo deberá ser rellenado con material todo-uno y compactarlo de la misma forma que al resto del terraplén.

Si bajo ese saneo de un metro, el material es el aluvial, se recomienda poner una capa drenante en la base del terraplén.

5. GEOTECNIA DE LAS ESTRUCTURAS

En este apartado se va a llevar a cabo el estudio y el cálculo de las cimentaciones de las estructuras más importantes del proyecto. Estas estructuras son el viaducto sobre el Río Nervión y la Obra de Fábrica 1, que es un cajón de drenaje.

Primero se va a desarrollar la metodología de cálculo que se va a seguir según el caso.

5.1 Metodología de cálculo a utilizar

Un problema que es preciso considerar, es a nivel de cimentaciones de algunas de las estructuras más significativas, en zonas con depósitos aluviales y/o niveles de rellenos de espesores importantes, que impliquen la realización de cimentaciones profundas mediante pilotes.

En este apartado se exponen los criterios generales para el cálculo de las cimentaciones proyectadas, en los aspectos relativos a la capacidad de carga y a los asentamientos generados. Dada la naturaleza y espesores del terreno encontrado durante las investigaciones se ha estimado conveniente incluir el cálculo de los parámetros geotécnicos principales tanto para cimentaciones superficiales como profundas, de tal manera que el contratista tenga todos los elementos de juicio para elegir el tipo de cimentación final, en función de la dificultad de ejecución de una u otra alternativa.

Para el análisis y cálculo de la capacidad de carga y los asentamientos de las cimentaciones directas se han empleado expresiones contrastadas y de práctica habitual dentro del campo de la geotecnia, basadas tanto en planteamientos teóricos como en criterios empíricos y correlaciones con los ensayos de penetración.

5.1.1.1 Cimentaciones superficiales

Capacidad portante

La capacidad portante de los materiales sobre los que se prevé una cimentación superficial o directa se puede calcular a partir de expresiones teóricas, como las formuladas por Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen o Vésic, por citar las más conocidas, o bien por correlaciones, a partir fundamentalmente de los ensayos de penetración dinámica.

Para el caso de suelos granulares (no cohesivos)

En este tipo de materiales la tensión admisible viene condicionada por la limitación de asentamientos, ya que las cargas de hundimiento son muy altas y llevarían a movimientos inadmisibles por la estructura. Por

esta causa es usual acudir a fórmulas que explícitamente establecen la tensión admisible en función del asiento tolerable. En estas fórmulas (Terzaghi y Peck, Meyerhoff, etc.) se incluye un coeficiente de seguridad, de forma que el asiento real es menor que el prefijado para la estimación de la tensión admisible una vez aplicada ésta.

También son habitualmente empleadas en la práctica, diversas otras fórmulas obtenidas mediante correlación de casos reales (Schultze y Sherif, Schultze y Melzer, Gosh, etc.). No obstante, se ha preferido optar por las referidas en primer lugar, por estar éstas ampliamente contrastadas en la práctica.

A continuación se desarrollan las mismas:

La carga admisible se puede estimar en función de la resistencia a la penetración dinámica SPT (Standard Penetration Test), utilizando la conocida fórmula de Terzaghi y Peck:

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{30} \left(\frac{B+30}{B} \right)^2$$

Siendo:

B: Ancho de la cimentación en cm.

S: Asiento tolerable en cm.

N: Resistencia a la penetración estándar en una profundidad igual a 2 anchos.

Tal y como recomiendan los propios autores, debe adoptarse un asiento tolerable de una pulgada (1"= 2,5 cm).

Además de las formulaciones anteriores, existen otras relaciones empíricas que relacionan directamente la capacidad portante de un suelo granular con el número de golpes del ensayo de penetración dinámica para dimensiones usuales de zapata.

Meyerhof (1956), propuso una correlación entre la presión portante admisible neta y el valor N, para un asiento máximo admisible determinado. La expresión, modificada posteriormente por Bowles (1977), es la siguiente:

$$q_{adm, neta} (kN/m^2) = 11,98 N [(3,28 \cdot B + 1) / (3,28 \cdot B)]^2 \cdot F_d \cdot (s/25,4)$$

siendo:

F_d = factor de profundidad = $1 + 0,33(D_f/B) \leq 1,33$.

B = anchura de la cimentación en m.

D_f = profundidad del nivel de apoyo en m.

s = asiento admisible, en mm.

N = número de golpes del ensayo de penetración dinámica (valor promedio en una profundidad igual a $2B$, desde el fondo de la zapata)

$$q_{adm,neta} = \text{presión portante admisible neta} = \text{presión admisible} - \gamma \cdot D_f$$

Para un asiento admisible de una pulgada, y sin tener en cuenta el factor de profundidad:

$$q_{adm,neta}(\text{kN/m}^2) = 11,98 N [(3,28 \cdot B + 1)/(3,28 \cdot B)]^2$$

y para dimensiones usuales de zapatas:

$$q_{adm,neta}(\text{kp/cm}^2) \approx N/8$$

Para el caso de suelos arcillosos (cohesivos)

La capacidad portante de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos puede estimarse a través de la fórmula general de hundimiento:

$$p_h = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

donde:

c y γ : son la cohesión y la densidad del terreno de cimentación, respectivamente.

q : es la sobrecarga equivalente sobre el plano de cimentación.

B : es el ancho de la cimentación.

N_q , N_c y N_γ : son coeficientes que dependen del ángulo de rozamiento interno del terreno de cimentación (ϕ).

Por último los coeficientes " s " (de forma), " d " (de profundidad) e " i " (de inclinación de la carga) son coeficientes que también dependen de " ϕ ".

Tanto el ángulo de rozamiento interno del terreno " ϕ " como la cohesión " c ", pueden obtenerse de ensayos de laboratorio en muestras inalteradas, o a través de correlaciones con determinados ensayos "in situ" (placas de carga, penetraciones, etc.).

Cuando se trata de materiales fundamentalmente arcillosos, la situación más crítica se produce a corto plazo (análisis para $\phi = 0$, y la ecuación anterior puede escribirse como:

$$p_h = (\pi + 2) C_u (1 + s'_c + d'_c)$$

donde:

C_u = resistencia al corte sin drenaje

$s'_c = 0,2 \cdot B/L$ (L , largo de la cimentación)

$d'_c = 0,4 \cdot D/B$ (D , profundidad de empotramiento)

En ambos casos, la capacidad portante admisible se obtiene dividiendo el resultado anterior por un coeficiente de seguridad (o factor de seguridad; en adelante F), que habitualmente es del orden de 3.

Para el caso de rocas (macizos rocosos)

Por lo general, y en comparación con los suelos, las rocas constituyen un buen terreno de cimentación. No obstante, y atendiendo a sus parámetros resistentes y deformacionales pueden dar lugar a problemas de capacidad portante, que se deben preverse para el garantizar un correcto desarrollo del cálculo geotécnico.

A efectos de cálculo, los métodos aquí propuestos son aplicables a rocas que cumplan los siguientes requisitos:

$$q_u > 1 \text{ MPa}$$

$$RQD > 10\%$$

$$GM < IV$$

Cuando la roca está estratificada, diaclasada y/o alterada no se le pueden asignar las características resistentes del macizo rocoso sano, sino que es preciso corregir los valores correspondientes a la roca sana. Dependiendo del grado de alteración de la roca, de las combinaciones entre capas rocosas y otros materiales más blandos, pueden tener lugar diversas formas de rotura. En el caso más extremo de alteración de la roca (grados de meteorización IV-VI), la roca se comporta como un verdadero suelo, y de tal forma debe ser analizado.

La metodología propuesta en el "Canadian Foundation Engineering Manual" determina la tensión admisible en rocas estratificadas y/o diaclasadas a partir de los resultados de los ensayos de compresión simple, corrigiendo esta última en función de la intensidad de la fracturación que presente.

De acuerdo con esta metodología, la tensión admisible en el terreno viene definida por:

$$q_a = k_{sp} \cdot q_{u-core}$$

donde

k_{sp} : es un coeficiente empírico que incluye el coeficiente de seguridad de 3. Este coeficiente varía normalmente entre 0,1 y 0,4 y depende de la separación entre discontinuidades, apertura de las mismas y ancho de la cimentación.

q_{u-core} : es la resistencia a compresión simple medida en los testigos de roca.

En la metodología propuesta en la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" (Ministerio de Fomento, 2003), la presión admisible en rocas viene definida por la resistencia a compresión simple de la roca, por el tipo de roca, grado de alteración medio, el valor del RQD y la separación entre las diaclasas.

La presión admisible se estima mediante la siguiente expresión:

$$p_{v \text{ adm}} = p_0 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times (q_u / p_0)^{1/2}$$

Donde:

$p_{v \text{ adm}}$: Presión admisible.

p_0 : Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.

q_u : Resistencia a compresión simple de la roca sana.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento entre las diaclasas (ver apartado 4.5.3. Guía de cimentaciones en obras de carretera).

Limitaciones de la tensión admisible de acuerdo con distintas normas

ESTADO DEL MACIZO	ROCA SANA O POCO ALTERADA	ROCA QUEBRADIZA O CON HUELLAS DE ALTERACIÓN
Homogéneo	40 kg/cm ²	15 kg/cm ²
Estratificado o diaclasado	20 kg/cm ²	10 kg/cm ²

Tabla 1: Presiones admisibles en roca (DIN 1054).

TIPO DE ROCA	$P_{v \text{ adm}}(\text{kg/cm}^2)$
Rocas ígneas (granitos y gneiss), sanas	100
Calizas y areniscas duras	40
Esquistos y pizarras	30
Argilitas y limolitas duras y areniscas blandas	20
Arenas cementadas	10
Argilitas y limolitas blandas	6-10
Calizas blandas y porosas	6

Tabla 2: Presiones admisibles en roca (Código inglés CP 2004/1972).

Las valoraciones reflejadas en estos códigos corresponden a rocas sanas o ligeramente alteradas (GM II-III) y no son aplicables en los casos de rocas más alteradas o con buzamientos superiores a los 30°.

Estimación de asientos

Si se conocen los parámetros elásticos, E (módulo de Young, o de deformación) y (coeficiente de Poisson) a largo plazo del suelo, la estimación del asiento de una cimentación superficial puede evaluarse a través de la teoría elástica. Así, para un semiespacio indefinido, isótropo y homogéneo:

$$s = (B \cdot q_0 / E) \cdot (1 - \nu^2) \cdot \alpha$$

donde:

s: Asiento de la cimentación

B: Anchura de la cimentación

q_0 : Presión transmitida al terreno

E: Módulo de elasticidad del terreno

ν : Coeficiente de Poisson

α : Parámetro que depende de la rigidez relativa terreno-zapata, y de la forma de la misma, y que se puede tomar de la Figura 3.2

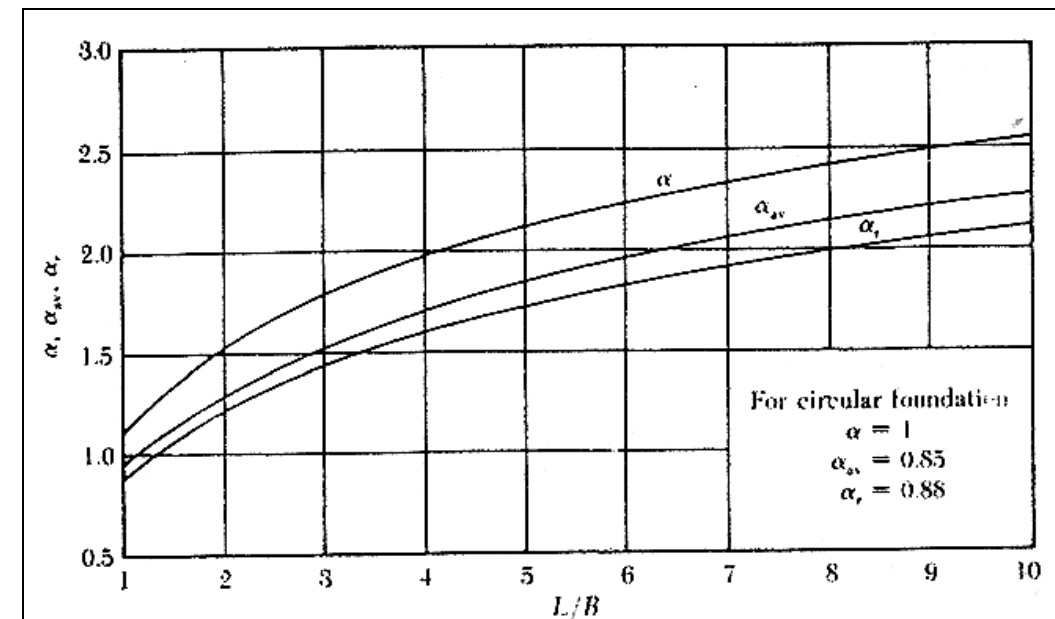


Figura 1: Valores de α para diferentes relaciones L/B de la zapata.

Por su parte, para terrenos en capas, se puede utilizar la aproximación elástica dada por Steinbrenner, en la que el asiento de un punto situado en la vertical de la esquina de un rectángulo cargado, a una profundidad "z", viene dado por la expresión:

$$s_z = \frac{p \cdot b}{2 \cdot E} [(A \phi_1(a, b, z) - B \phi_2(a, b, z))]$$

siendo:

p: Carga que transmite el rectángulo

b: Anchura del rectángulo

a: Longitud del rectángulo

E: Módulo de elasticidad

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

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

ν : Coeficiente de Poisson

ϕ_1 y ϕ_2 : Parámetros tabulados por el autor.

Para tener en cuenta la disminución del asiento por efecto del empotramiento de la zapata en el terreno, a las expresiones anteriores se les afecta de un coeficiente de minoración, F_3 , debido a Fox, en función de dicho empotramiento, su forma y el coeficiente de Poisson, ν (Figura 2).

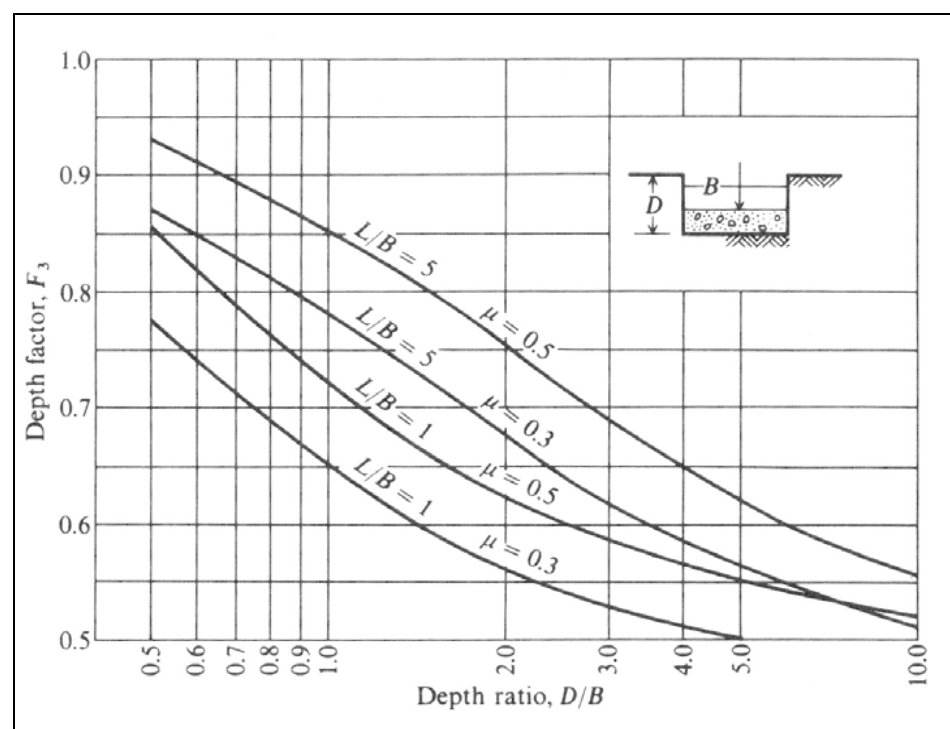


Figura 2: Relación del Coeficiente de minoración F_3 y la profundidad de cimentación D , para diferentes relaciones L/B de la zapata

Para simplificar los cálculos se ha adoptado el criterio de considerar rígidas o semirrígidas todas las cimentaciones, con valor de $N \leq 5$, siendo N^* :

$$N = \frac{E}{E_n} \left(\frac{L}{n} \right)^3$$

donde:

E : Módulo de deformación del suelo

E_n : Módulo de deformación del hormigón

L : Longitud de la cimentación

n : Canto de la cimentación, de forma que:

En función de este valor, las cimentaciones pueden ser:

VALOR DE N	TIPO DE CIMENTACIÓN
1	Rígida
3-5	Semirrígida
5-30	Semiflexible
> 30	Flexible

Asientos en rocas

Dada la pequeña compresibilidad de las rocas, los asientos totales de los apoyos en estructuras como las aquí analizadas se consideran, en la práctica, despreciables, y más si se comparan con los asientos producidos en un suelo.

En todo caso, se puede calcular una estimación de los asientos a través de modelos elásticos, isótropos o anisótropos, siendo el principal problema la determinación de los parámetros elásticos.

En el caso isótropo, el asiento viene dado por la expresión (Giroud, 1968):

$$S = (1 - \nu^2) \cdot P \cdot B \cdot I / E_m$$

siendo:

P : Tensión de cálculo

ν : Coeficiente de Poisson.

* Este valor de N no tiene ninguna relación con el valor de los ensayos de penetración, utilizado en las formulaciones

E_m : Módulo de elasticidad del macizo rocoso.

B: Ancho zapata (m).

I: Coeficiente de forma.

RELACIÓN LOGITUD (L)/ANCHURA (B)	COEFICIENTE DE FORMA
L = B	I = 0,94
L = 2B	I = 1,30
L = 4B	I = 1,70
L = 10 B	I = 2,24

5.1.1.2 Cimentaciones de losas y zapatas corridas

Cuando se trata de cimentaciones donde las cargas se transmiten al terreno mediante una losa o de una zapata corrida, el diseño de las mismas se realiza a través del concepto de coeficiente de balasto, en el semiespacio de Winkler. En estos casos, su evaluación se establece mediante la expresión de Vogt cuando el espesor de la capa potencialmente deformable (H) es mayor de dos veces la anchura de la placa (B):

$$K_v = 1,33 \cdot E / \sqrt[3]{(L \cdot B^2)}$$

y mediante la expresión:

$$K_s = \frac{2 \cdot E}{B} \cdot \frac{1}{\ln \frac{B + 2H}{B}}$$

cuando dicho espesor es menor de 2B.

Jiménez Salas y Soriano proponen otras fórmulas más utilizadas y menos conservadoras

Losas:
$$K_v = \frac{E}{2/3B}$$

Zapata corridas:
$$K_v = \frac{E}{B}$$

siendo:

$$B = \text{Luz entre apoyos}$$

5.1.1.3 Cimentaciones indirectas

El dimensionamiento de las cimentaciones indirectas se realizará siguiendo el proceso siguiente:

Una vez seleccionado el diámetro del pilote a utilizar, la longitud inicial del mismo se determina por criterios de capacidad portante frente a cargas verticales. Un pilote sometido a carga vertical transmite ésta al terreno, en parte por tensiones tangenciales a lo largo del fuste, y en parte por presiones normales bajo la punta. La forma operativa para definir la capacidad portante es pues, evaluar por separado la carga límite por punta y por fuste del pilote, para posteriormente aplicar a cada una un coeficiente de seguridad y sumarlas.

La carga admisible vertical de un pilote por condicionantes de la resistencia del terreno se obtiene a partir de la carga de hundimiento (carga de rotura o carga resistente total) Q_h , mediante la expresión:

$$Q_h = Q_p + Q_f$$

donde:

Q_h : carga de hundimiento, carga de rotura o carga resistente total.

Q_p : carga resistente por la punta.

Q_f : carga resistente por el fuste.

Naturalmente, existe la posibilidad de que antes de llegar a agotar la capacidad de carga del terreno se llegue al límite de resistencia estructural del propio pilote. Ello ocurre con frecuencia en pilotes largos a roca o suelos granulares densos. La comprobación de este límite puede realizarse mediante las

expresiones propuestas por Jiménez Salas y otros, en su libro "Geotecnia y Cimientos II", Capítulo 15, en función del material del pilote y su método constructivo.

$$T_e = (\pi D^2/4) * R_H$$

siendo R_H la resistencia a compresión simple del hormigón en t/m^2 .

La longitud de un pilote se proyecta de tal forma que la carga admisible del mismo sea superior a la carga de trabajo, la carga admisible del pilote se calcula aplicando a la carga de hundimiento por punta y fuste sus correspondientes coeficientes de seguridad:

$$Q_{ad} = Q_p/F_1 + Q_f/F_2 \quad \text{siendo } F_1 = 3 \text{ y } F_2 = 2.$$

Resistencia por punta

Su evaluación depende de la naturaleza del terreno.

Para el caso de suelos cohesivos

Para este tipo de materiales, la evaluación de la resistencia por punta (q_p) se realiza a través de la siguiente expresión:

$$q_p = C_u \cdot N_c \approx 9 \cdot C_u$$

Donde C_u es la resistencia al corte sin drenaje del material arcilloso, que puede obtenerse de ensayos de compresión simple o triaxiales, o bien, como en este caso de arcillas duras o rocas blandas, a través de correlaciones con ensayos de penetración dinámica, como el mencionado de Stroud (1974).

N_c : es un coeficiente de capacidad de carga que se toma igual a 9 para un empotramiento mayor de 4 diámetros en suelo cohesivo.

Para el caso de suelos granulares (no cohesivos)

Dado que la toma de muestras inalteradas es muy difícil en estos suelos, la evaluación de la resistencia por la punta se hace a partir de los ensayos de penetración (estática o dinámica). Intuitivamente, la posibilidad de correlación entre la resistencia por punta y los ensayos de penetración es clara, especialmente en los penetrómetros estáticos.

En los penetrómetros dinámicos, las condiciones de carga del terreno difieren considerablemente de las de los pilotes, por lo cual su aplicabilidad no es tan clara. Sin embargo, el penetómetro estático es muy poco usado en España, por lo que en la mayoría de los casos se dispone únicamente de los ensayos de penetración dinámica (S.P.T., Borros). Es preciso entonces utilizar una correlación previa entre estos ensayos y los de penetración estática, de la forma:

$$q_c = A \cdot N$$

donde N es el número de golpes del ensayo S.P.T. y q_c es la resistencia por la punta del penetómetro estático, en kp/cm^2 . El valor de A oscila entre 3 para arenas finas y 6 ó 7 para gravas. Un valor usual es 4.

La correlación del penetómetro estático–pilote es directa, salvo los efectos implicados por la diferencia de escala. Por este motivo es preciso aplicar un factor reductor K_c , a la resistencia del penetómetro estático:

$$q_{ult} = K_c \cdot q_c$$

En pilotes en gravas se plantea el problema de que si el tamaño del grano es grande, los ensayos de penetración no son representativos, al dar siempre rechazo sea cual sea el grado de compacidad de las gravas. Ante esta situación, pueden adoptarse los valores recomendados en la Norma Tecnológica Española, siendo estos, en general, conservadores:

Tipo de gravas	Penetración en número de diámetros	Diámetro D, en cm							
		30	35	45	55	65	85	100	125
Limpias GW o GP	2 D	84,1	114,4	189,1	199,0	259,6	397,0	516,1	685,2
	4 D	100,0	136,0	224,9	236,6	308,7	472,1	613,7	814,8
	6 D	118,9	161,8	267,5	281,4	367,1	561,4	729,8	969,0
	8 D	141,4	192,4	318,1	334,6	436,6	667,6	867,9	1152,3
Arenosas GS	2 D	50,4	68,7	113,5	137,2	183,9	291,7	384,4	535,9
	4 D	60,0	81,7	134,9	163,1	218,6	346,9	457,1	637,2
	6 D	71,3	97,1	160,4	194,0	260,0	412,5	543,6	757,8
	8 D	84,8	115,5	190,8	230,7	309,2	490,6	646,4	901,2
Arcillosas o limosas GC o GM	2 D	25,2	34,3	56,7	76,1	104,1	170,7	229,3	335,2
	4 D	30,0	40,8	67,5	90,5	123,7	203,0	272,7	398,7
	6 D	35,7	48,5	80,2	107,6	147,2	241,4	324,2	474,1
	8 D	42,4	57,7	95,4	128,0	175,0	287,1	385,6	563,8

Los valores de esta Tabla, no incluyen la resistencia correspondiente al trozo de fuste empotrado en la capa de gravas.

Figura 3: Valores recomendados en la Norma Tecnológica Española.

Para el caso de rocas

La resistencia unitaria por punta tiene la expresión:

$$q_p = \alpha \cdot q_u$$

Siendo q_u , la resistencia a compresión simple de la roca, y $\alpha = \beta(0,5+D_e/(6B))$. Jiménez Salas et al. (1981). Donde, D_e y B son el empotramiento en roca y diámetro del pilote respectivamente, y " β " un parámetro que depende de la naturaleza de la roca (<1):

NATURALEZA DE LA ROCA	β
Granito, pórfido, diabasa, granodiorita, etc.	0,6
Pizarra, filadio, micacita, etc.	0,3
Caliza	0,8
Areniscas compactas	0,8

La metodología propuesta en la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" (Ministerio de Fomento, 2003), la presión de hundimiento por punta en rocas se estima mediante la siguiente expresión:

$$q_p = 2 \times p_{v \text{ adm}}$$

Donde:

$$p_{v \text{ adm}} = p_0 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times (q_u / p_0)^{1/2}$$

Cuando el empotramiento sea importante, se corregirá la fórmula anterior mediante un factor de empotramiento, d_f , definido por:

$$d_f = 1 + L_r/D < 2$$

Donde:

d_f : Factor de empotramiento en roca, de la zona de la punta.

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

D : Diámetro real o equivalente del pilote.

En cualquier caso, y salvo justificación expresa en contra, la carga de hundimiento por punta se limitará a un valor máximo de 20 Mpa.

Resistencia por fuste

Su evaluación depende de la naturaleza del terreno.

Para el caso de suelos granulares

A través del resultado de las pruebas de penetración dinámica (Thorburn y Mc Vicar, 1979):

$$\tau_f = 2 \cdot N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

con un factor de seguridad de 2 a 3, para pilotes perforados.

Por otro lado, la resistencia unitaria por fuste se estima usualmente a partir de correlaciones con el SPT en suelos granulares de acuerdo con la siguiente tabla:

SUELOS GRANULARES	
Nspt	r_f (t/m ²)
5 – 11	3.0 – 4.5
11 – 18	4.5 – 6.0
18 – 30	6.0 – 8.5
30 - 40	10.0

Para el caso de suelos cohesivos

Se puede utilizar el método propuesto por Tomlinson, (1957), que proporciona:

$$\tau_f = \alpha \cdot C_u$$

El valor de " α ", deducido de ensayos de carga de pilotes oscila desde la unidad o más en arcillas de baja resistencia, bajando hasta 0,5, o por debajo, para pilotes en arcilla de resistencia por encima de 100 kN/m²

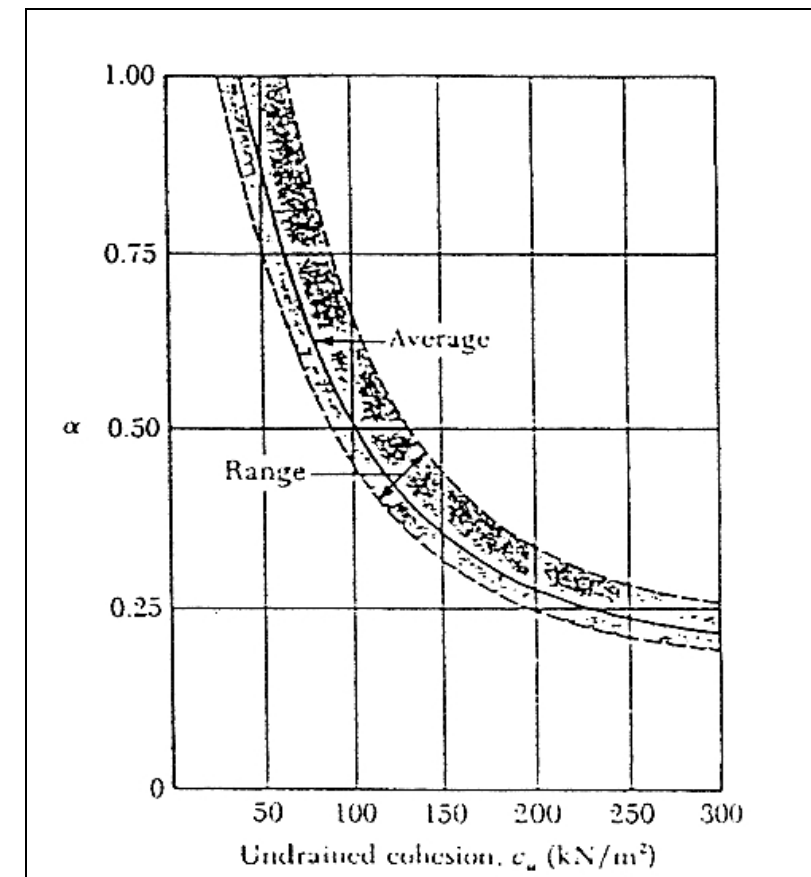


Figura 4: Variación de α con la resistencia al corte sin drenaje de la arcilla.

Por otro lado, la resistencia unitaria por fuste se estima usualmente a partir de correlaciones con la q_u en suelos cohesivos, de acuerdo con la siguiente tabla:

SUELOS COHESIVOS	
q_u (kg/cm ²)	r_f (t/m ²)
0.1 – 0.5	0.5 – 2.5
0.5 – 1.0	2.5 – 3.5
1.0 – 2.0	3.5 – 4.5
2.0 – 4.0	4.5 – 6.0
4.0 – 10.0	6.0 – 10.0

Para el caso de rocas

La resistencia por fuste en pilotes en roca será contabilizada, únicamente, dentro del empotramiento en roca sana o con grados de meteorización II y III, a lo sumo. El aprovechamiento del rozamiento del fuste a lo largo de suelos o rocas alteradas ($GM > III$), por encima de dicha profundidad, necesita una deformación que, en general, no es compatible con el empotramiento en roca.

La resistencia unitaria última por fuste viene dada por el menor valor resultante de las siguientes expresiones:

- Resistencia del hormigón a esfuerzo cortante
- $F = 0,66 \times (q_u)^{0,5} < 0,15 \times q_u$

Según la EHE: cuando no existe armadura a cortante (como es el caso de los pilotes trabajando por fuste en roca):

- $\tau_{\max} = 0,12 \xi (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- $\xi = (1 + (200/b)^{1/2})$ b = canto útil en mm
- ρ_l : cuantía geométrica de armadura (en el caso del pilote se refiere a la armadura longitudinal)
- f_{ck} : resistencia característica del hormigón en N/mm^2 ($> 250 \text{ kg/cm}^2$, según la EHE)

Si bien esta formulación debe de aplicarse al pilote adoptado en Proyecto, como norma general, puede estimarse una tensión unitaria de cálculo, en torno a:

$$\tau_{\text{cál}} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

En rocas meteorizadas, las resistencias últimas por el fuste oscilan habitualmente de 1 a 3 kp/cm^2 , valores correspondientes a arcillas duras o a margas alteradas, como consecuencia del estado de la roca y de la acentuación de su alteración por la construcción del pilote.

La metodología propuesta en la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" (Ministerio de Fomento, 2003), la resistencia por fuste en rocas se estima mediante la siguiente expresión:

$$\tau_f = 0,1 \cdot q_p$$

Donde:

τ_f : Resistencia unitaria por fuste, dentro del empotramiento en roca

q_p : Resistencia unitaria por punta, antes de ser afectada por el factor d_f .

5.2 Viaducto sobre el Río Nervión

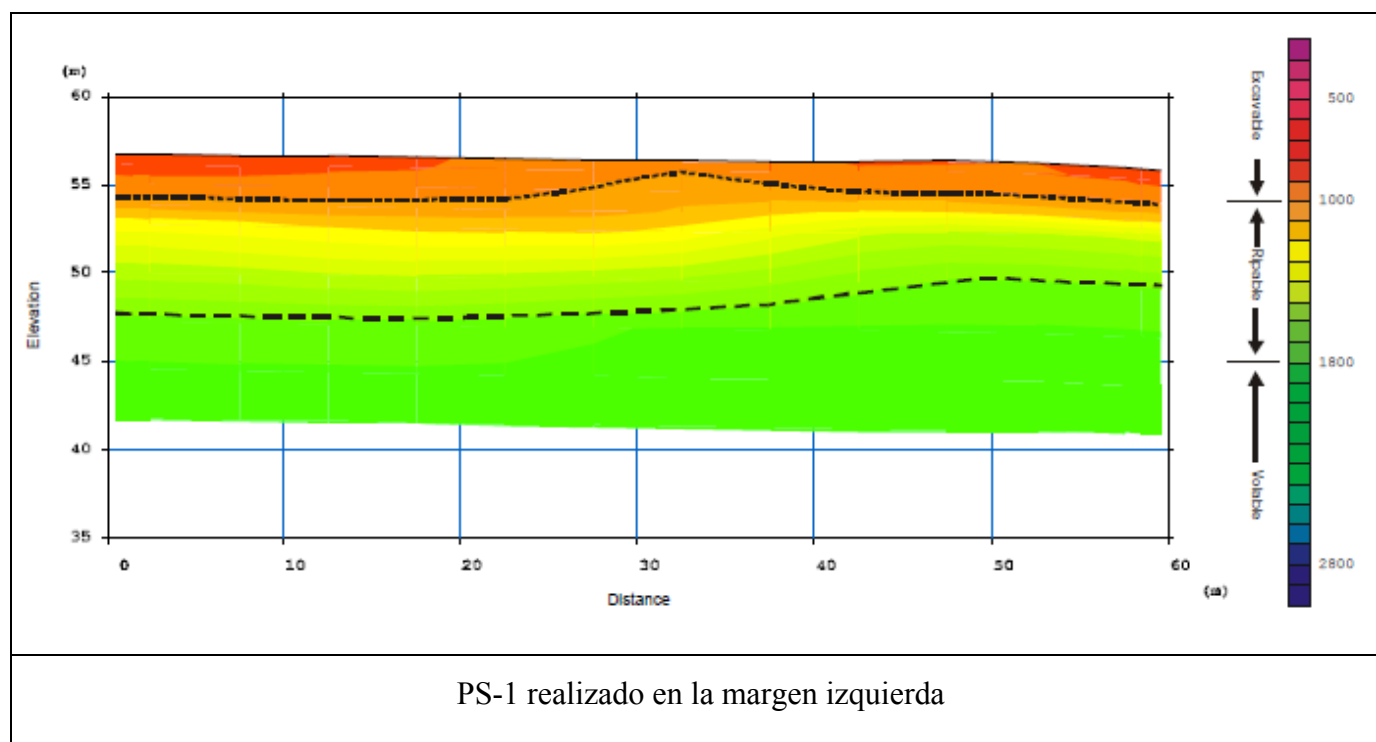
La estructura más importante de la actuación es un viaducto de 157 metros de longitud que cruza el Río Nervión, uniendo la futura glorieta de Arrigorriaga y el ramal N (N-625, Aixarte Etorbidea). Este viaducto consta de dos estribos a cada lado del Río y dos pilas que apoyan dentro del Río Nervión. Se generan 3 vanos, el central que es el más largo de 72 metros y los laterales de 45 y de 40 metros.

Para el estudio de sus cimentaciones, se dispone de 3 perfiles de geofísica realizados en la zona y de 2 sondeos a rotación cercanos a los estribos de la estructura.

Con respecto a los perfiles de geofísica, se han realizado 3 perfiles de sísmica de refracción, para poder estimar la profundidad a la que se encuentra el techo de roca. Se intentó realizar perfiles de tomografía eléctrica pero no dieron buenos resultados, ya que el material presente en los primeros metros de la zona de estudio (relleno antropogénico) no ha permitido la transmisión de la corriente a través del terreno.

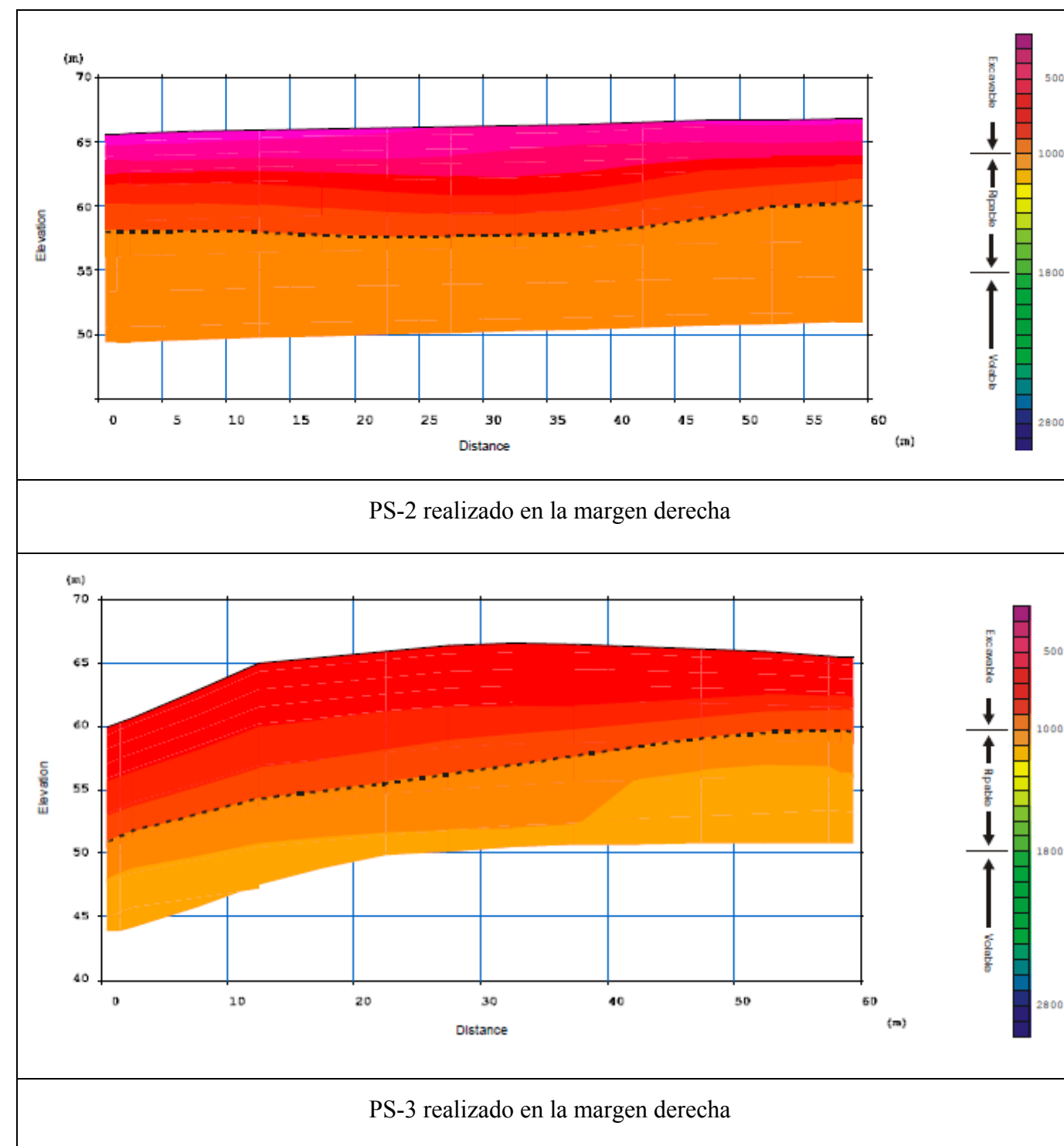
En el perfil realizado en la margen izquierda (PS-1) del río se han encontrado, a los 8m de profundidad, velocidades de transmisión de las ondas sísmicas superiores a los 1800 m/s, por lo que se puede deducir la presencia de roca a partir de esta profundidad. Sin embargo, en los perfiles realizados en la margen derecha (PS-2 y PS-3), se ha alcanzado una profundidad de estudio de unos 15 m pero no se detectan en los perfiles velocidades de transmisión asimilables a roca.

Por lo tanto, la cimentación en la margen izquierda, deberá llegar hasta la roca sana, que según el PS-1 se encuentra a 8 metros de profundidad.



Esta información está contrastada con el sondeo SD-01, en el que la roca sana, en este caso areniscas de grado muy fino, aparecen con grado de meteorización III y a los 8 metros se alcanza unas areniscas muy sanas con grados de meteorización II y valores de RQD superiores a 80%.

Sin embargo en la margen derecha, los perfiles de geofísica realizados PS-2 y PS-3, no alcanzan a detectar la cota de roca sana, en los 15 metros de profundidad estudiados, donde todavía aparecen materiales ripables. Esto se debe a que la cota en la que están realizados estos perfiles es algo superior a la cota donde se realizó el PS-1.



En la zona del estribo de la margen derecha, se dispone del sondeo SD-04, en el que se ha testificado que a 9,60 metros aparece la roca, en este caso lutitas arenosas con pasadas areniscosas en grado de

meteorización III. El grado II de meteorización se alcanza a los 11,70 metros con valores de RQD entre 60 y 70%. Los valores de RQD de 100% no se alcanzan hasta los 14 metros de profundidad.

Por lo tanto, en esta estructura la cimentación propuesta es la profunda en los 4 apoyos necesarios, mediante pilotes realizados in situ. La longitud de los pilotes recomendada se resume en la siguiente tabla:

CIMENTACIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO NERVIÓN						
APOYO	PROFUNDIDAD ESTIMADA A LA ROCA	COTA REAL DE LA SUPERFICIE	COTA DE TECHO DE ROCA APROXIMADA (sin tener en cuenta el empotramiento de 3D en roca)	COTA DE APOYO DE LOS ESTRIBOS	COTA DE APOYO DE PILOTES DE 1,5M DE DIÁMETRO	LONGITUD APROXIMADA DE LOS PILOTES
E-1	8	+56,75	+48,75	+56,75	+44,25	12,5
P-1	12	+53,3	+41,3	+53,3	+36,8	16,5
P-2	15	+50,33	+35,33	+50,33	+30,83	19,5
E-2	18	+65,97	+47,97	+58,89	+43,47	15,5

A la profundidad estimada de los pilotes, hay que añadirle un empotramiento en roca sana de al menos tres diámetros del pilote realizado in situ. Esta profundidad de cimentación deberá ser comprobada con la realización en fases sucesivas, de un sondeo en cada uno de los apoyos.

Recomendaciones de cimentación

Los pilotes irán empotrados en roca sana en las areniscas de grano fino, por lo que para el cálculo de los parámetros resistentes se utilizarán los correspondientes a la citada unidad geotécnica. Dada la gran diferencia en cuanto a rigidez entre los materiales del substrato sano y los materiales del depósito aluvial suprayacente, una vez empotrado el pilote no habrá deformación suficiente para que se produzca resistencia por punta en los materiales situados por encima (aluvial).

Para el cálculo de los parámetros resistentes de las cimentaciones profundas se ha utilizado la metodología propuesta en la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" (Ministerio de Fomento, 2003), considerando el factor de empotramiento.

$$q_p = 2 \times p_{v adm}$$
$$\tau_f = 0,1 \times q_p$$

Donde:

$$p_{v adm} = d_f \times p_0 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times (q_u / p_0)^{1/2}$$

$\alpha_1 = 0,6$ para una roca areniscosa cementada
 $\alpha_2 = 0,7$ para un grado de meteorización GM II
 $\alpha_{3b} = 0,89$ para un RQD de 80%
 $d_f = 2$ para 3 diámetros de 1,5 m de empotramiento

De acuerdo con lo anterior:

Unidad Ar-2..... $\sigma_c = 72,36$ MPa (se ha tomado el valor mínimo)

Presión admisible $p_{vadm} = 3,18$ MPa
Resistencia por punta $q_p = 6,36$ MPa
Resistencia por fuste $\tau_f = 0,636$ Mpa

Observaciones

Se considera que con los valores resultantes, los pilotes se podrán cargar hasta su tope estructural, que con la calidad de los hormigones actuales se pudo llegar hasta los 5 MPa

Se determinará en obra la longitud final de los pilotes un vez se determine la cota del techo del substrato sano de la arenisca.

5.3 Obra de fábrica OF-1 y Cajón de Drenaje

Esta estructura se trata de un marco prefabricado de hormigón armado de dimensiones tres metros de ancho por tres metros de alto, con una longitud de unos 220 metros aproximadamente que cruza transversalmente el brazo A del tronco de la BI-625 bajo un relleno.

Para estudiar su apoyo, en la campaña geotécnica, se realizaron en la zona un sondeo a rotación (SD-06) y tres calicatas mecánicas (C-05, C-04 y C-04-1).

En ninguna de las catas se detecta el nivel de roca y en el sondeo, la roca sana aparece a los 9 metros de profundidad, en forma de caliza con grados de meteorización II y III. Por lo tanto, el apoyo donde se cimentará el cajón es en suelos.

Según el sondeo, hay una capa de 3,60 metros de rellenos antropogénicos, formados por arcilla marrón arenosa con fragmentos de roca heterogéneos y heterométricos. De 2,5 a 3 metros, aparecen fragmentos de hormigón heterométricos.

Bajo estos rellenos, se testifica una capa de aluvial de 4,5 metros de espesor, diferenciada en 2 capas de unos 2,20 metros de espesor cada una. La más superficial está formada por limos marrones arenosos, que son cohesivos, poco plásticos y de resistencia moderadamente firme, con indicios de gravas y gravillas redondeadas. La capa inferior está formada por cantos y gravas redondeadas heterogéneas con indicios de bolos areniscosos. Bajo esta capa ya se encontrarían las calizas, con un metro de espesor de roca meteorizada en grado III y bajo este nivel, ya estaría la roca sana. Es reseñable la presencia de karstificación entre los metros 14 y 15 del sondeo.

Los valores de golpeo del SPT, tanto en el relleno, como en el aluvial superior formado por limos son muy bajos, entre 6 y 11. Los golpes son mucho mayores en la capa de aluvial de gravas, debido a la presencia de bolos.

El nivel freático se sitúa a 4,70 metros.

En la cata C-04, bajo 0,3 metros de tierra vegetal, hay un espesor de 1,3 metros de relleno antropogénico de tipo granular con bloques de caliza decimétricos en matriz arcillosa suelta. Los 20 centímetros más profundos son oscuros con gravillas con algo de materia orgánica. Bajo estos materiales se encuentra al aluvial con arcillas marrones de resistencia media-firme, dependiendo de la cohesión, que presenta paredes inestables.

La cata C-04-bis tiene el mismo espesor de tierra vegetal que la cata anterior, 0,3 metros, y bajo este material, la capa de rellenos antrópicos hasta terminar la cata a 3,4 metros de profundidad. Los rellenos son de tipo granular grueso con bloques centimétricos y decimétricos calizos en matriz arcillosa suelta, que resulta muy difícil de excavar. Presenta paredes estables.

Por último, la cata C-05, bajo 0,4 metros de tierra vegetal, presenta un espesor de 2,2 metros de relleno antrópico formado por arcilla marrón clara medianamente cohesiva de resistencia firme según la cohesión. Bajo los rellenos, aparece el aluvial hasta terminar la cata en forma de limos arenosos grises con materia orgánica y con gravas en profundidad.

Por lo tanto, el perfil de la zona, puede resumirse de la siguiente manera:

- 0,3-0,4 metros de tierra vegetal. Esta capa debe ser retirada en cualquier caso para poder ejecutar la cimentación del cajón de drenaje.
- 1,5 a 3,5 metros de rellenos antrópicos. Estos rellenos son de tamaño grosero y están algo compactados. Su consistencia es bastante firme y su capacidad portante media.
- Bajo estos materiales, aparece el aluvial en forma de limos o de arcillas. Estos materiales tienen una capacidad portante muy baja con valores de resistencia al corte de 0,2 a 1 kg/cm² y compresibilidad moderada.

La carga admisible del terreno se puede estimar en función de la resistencia a la penetración dinámica SPT (Standard Penetration Test), utilizando la conocida fórmula de Terzaghi y Peck:

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{30} \left(\frac{B+30}{B} \right)^2$$

Siendo:

B: Ancho de la cimentación en cm (22000)

S: Asiento tolerable en cm (2,5)

N: Resistencia a la penetración estándar en una profundidad igual a 2 anchos (se toma un valor medio de 11)

Se obtienen valores de carga admisible del terreno muy bajas, como ya se preveía debido al apoyo en rellenos, de 1 kp/cm^2 .

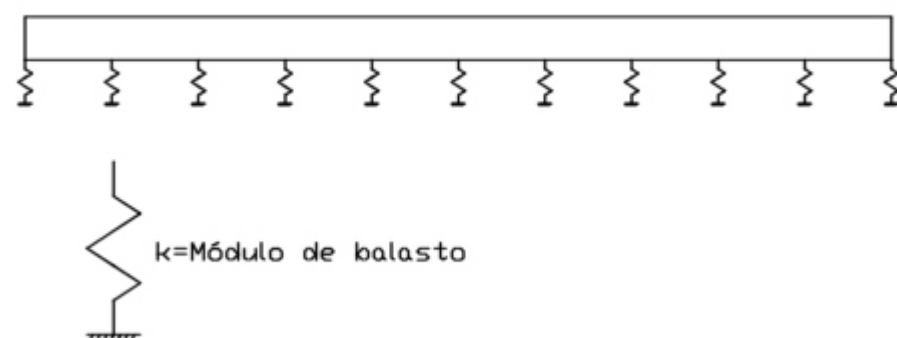
Además, teniendo en cuenta la sección más desfavorable encontrada en el sondeo SD-06 donde la altura del relleno proyectado adquiere la altura máxima de 4,2 metros y el espesor del material compresible (aluvial) es de 2,2 metros, y tal y como se ha realizado previamente en el estudio de los rellenos, se ha realizado un cálculo de asientos orientativo mediante el método Schertmann a partir de los golpes obtenidos en los sondeos, dando un resultado de 2,8 centímetros, que se contempla como asumible.

Se debe tener en cuenta que si bien en el nivel de terrazas (aluvial compuesto por gravas y bolos) y en los rellenos antrópicos existentes no se han considerado como compresibles, se pueden registrar asientos en las primeras fases de carga, los cuales se espera sean asumibles por los tiempos de ejecución de la obra

Por lo tanto, la cimentación de este cajón deberá realizarse retirando la tierra vegetal y mejorando al menos el metro más superficial del apoyo del cajón, saneando los depósitos antrópicos y rellenando con todo uno, correctamente compactado como un relleno localizado.

Módulo de balasto

Es el dato que modeliza la interacción entre estructuras de cimentación y terreno suponiendo que el suelo es equivalente a un número infinito de resortes elásticos -muelles o bielas biarticuladas- cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto (K_s), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento -en su caso asiento- (δ): $k_s = q/\delta$, tal y como se ve en la figura.



En general, el método de Winkler se puede aplicar al cálculo de cimentaciones rígidas y flexibles, si bien en el caso de cimentaciones rígidas las normas suelen permitir la utilización de leyes de tensiones lineales del terreno más simplificadas, dejándose la obligatoriedad del método del balasto para el cálculo de elementos flexibles en los que la distribución de tensiones es irregular.

El módulo de balasto vertical para una zapata o una losa se puede definir de tres maneras:

- Realizando placas de carga, aunque hay tablas que dan valores estimativos del módulo de balasto para placa de carga de 30×30 (K_{30})

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Suelo	k30 (kp/cm^3)
Arena seca o húmeda:	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
Arena sumergida:	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
Arcilla:	
$q_u = 1-2 \text{ kp/cm}^2$	1,6-3,2 (2,5)

$q_u=2-4 \text{ kp/cm}^2$	3,2-6,4 (5,0)
$q_u>4 \text{ kp/cm}^2$	>6,4 (10)
*Entre paréntesis los valores medios propuestos	

VALORES DE K30 PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES	
Suelo	k30 (kp/cm³)
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

- A partir de la determinación de parámetros característicos del suelo (módulo de deformación, tensión admisible, etc.) que se relacionan con el módulo de balasto mediante fórmulas dadas por varios autores. Es conocida, por ejemplo, la fórmula de Vesic en función del módulo de deformación o elasticidad (E_s) y coeficiente de Poisson (ν_s) el terreno, que en su forma reducida tiene la siguiente expresión:

$$k_s = E_s / [B (1 - \nu_s^2)]$$

donde B es el ancho de la cimentación

- A partir del **cálculo del problema en un programa que contemple la posibilidad de modelizar el terreno** (usualmente mediante elementos finitos). De esta manera se introducirán sobre el terreno las acciones consideradas y se analizarán los desplazamientos (asientos) que resultan. El módulo de balasto se hallará directamente de su formulación teórica: $k_s = q/s$.

En nuestro caso particular, el nivel superficial es un nivel de rellenos heterogéneos, en los que muy difícilmente son valorables los módulos de deformación, ya que son depósitos de vertido o moderadamente compactados. Este nivel presenta un carácter granular predominante con presencia de grandes bloques, por lo tanto, a partir de las tablas, nuestro caso podría asimilarse a gravas arenosas compactas, por lo que el valor de K30 según las tablas de correlación es de 12,0 kp/cm³, si tomamos el valor mínimo.

5.4 Muros

Ninguno de los muros proyectados se cimentará en roca, ya que el sustrato rocoso se encuentra en todos los casos a mayor profundidad que la cota de cimentación. Por lo tanto, los muros se cimentarán en todos los casos en suelos (ya sea de tipo coluvial, aluvial de diversa granulometría, terrazas o eluvial) o rellenos antropogénicos.

Para la modelización del terreno para realizar el cálculo de los muros, se han asumido los siguientes criterios:

- Tensión admisible: 1 kp/cm² (caso de las peores condiciones que serán los materiales aluviales de tipo limoso)

- Densidad del terreno 2 t/m^3 .
- Coeficiente de empuje activo: 0,33.
- Coeficiente de empuje al reposo: 0,50.
- Nivel freático: Se considera que todas las estructuras de contención están adecuadamente drenadas en su trasdós mediante un sistema efectivo de drenaje.

Muro 2

El muro 2 se sitúa en el brazo E cercano a una estructura existente, en la margen izquierda del Río Nervión y apoyará sobre materiales aluviales, previsiblemente bajo la capa limosa de los aluviales.

Este muro se ha propuesto de hormigón armado ejecutado in situ para permitir una ejecución económica y un detalle de esquina en el enlace con el viaducto existente sobre el Nervión dirección Miraballes.

Muro 3

El muro 3 se sitúa en el brazo F en la margen izquierda del Río Nervión. Apoyará en roca caliza, que deberá comprobarse que no está karstificada. Sobre esa roca caliza, puede aparecer un horizonte no muy potente de suelo eluvial, debido a la meteorización de la roca.

Este muro es un muro de contención del terraplén existente para las vías del ferrocarril. Por los condicionantes de ocupación que genera la servidumbre y servicio de las vías férreas se opta por una solución de cortina de micropilotes con anclajes pasivos, definitivos y reforzados con hormigón armado en el intradós que permita algún tipo de acabado definitivo.

Muro 4

El muro 4 que sustituye a un desmante y situado en el brazo J, se prevé que apoye sobre el nivel de areniscas de grano fino y limolitas calcáreas. Este nivel puede aparecer bajo un nivel de eluvial medianamente potente.

Este muro es un muro de desmante resuelto como muro de escollera. Para ello se ejecutarán taludes provisionales sobre el terreno natural (probablemente eluvial de meteorización del terciario) que permitan tanto la colocación de la escollera como la disposición de un relleno granular drenante que asegure la inexistencia de presiones intersticiales en el trasdós del muro.

Muro 5 y OF-1

Estas estructuras se sitúan cercanas a la Glorieta C, donde apoyarán en espesores diversos de suelo aluvial, casi siempre bajo una capa de rellenos antropogénicos de consistencia firme, ya el nivel superior presenta preconsolidación.

Los condicionantes principales de estas estructuras son la existencia de un cruce entre ambas y el impacto que genera la ejecución de las obras sobre el tráfico de la zona.

El primer condicionante requiere una tipología versátil, moldeable que nos orienta al hormigón armado ejecutado in situ. Sin embargo, el segundo condicionante requiere una solución de rápida ejecución que nos orienta a soluciones prefabricadas. La solución propuesta en proyecto consiste en la ejecución de un muro de hormigón prefabricado y una obra de fábrica igualmente prefabricada en la mayor parte de la longitud de ejecución.

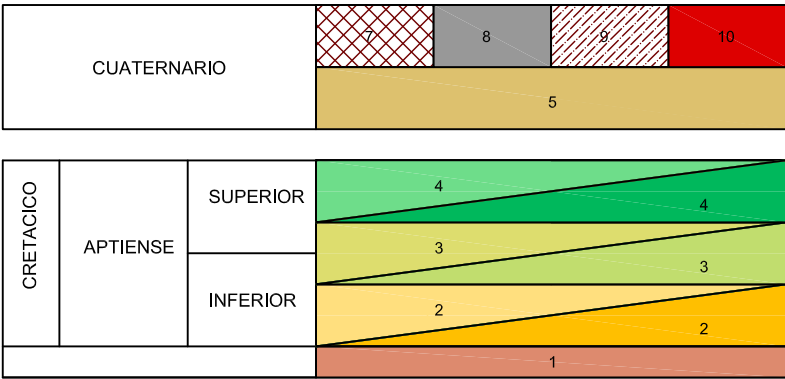
Muros 6, 7 y 8

El muro 6 situado en el brazo I estará apoyado en un espesor de unos 4-5 metros de suelo aluvial. Los 2 primeros metros será de material limoso y los metros en superficie presentarán gran cantidad de gravas y bolos. El muro 7 situado en el ramal K, apoya en los mismos materiales aluviales que el muro 6, solo que de menor espesor, ya que aumenta su distancia hacia el Río Nervión. El muro 8 se sitúa en el brazo N en la margen izquierda del Río Nervión apoyado sobre una capa de materiales aluviales de unos 8 metros de espesor, según el perfil de geofísica PS-1 realizado.

Los condicionantes de los muros 6, 7 y 8 son principalmente la economía de la obra por lo que se proponen soluciones de muros de hormigón in situ.

APÉNDICE N° 1

PLANTA GEOLÓGICA Y SITUACIÓN DE CAMPAÑA GEOTÉCNICA



LITOLOGÍAS	
1	FILON DE CUARZO. Fq-1
2	ARENISCAS DE GRANO FINO Y LIMOLITAS CALCAREAS. Ar-2
3	CALIZAS (CANTERA). Cal-3
4	LUTITAS Y LIMOLITAS CALCAREAS. Lut / Lim-4
5	ALUVIAL. Qa-5
7	ALUVIO - COLUVIAL. Qec-6
8	REFUERZOS DE ESCOLLERA. Re-8
9	RELLENOS ANTROPICOS. Qx-7
10	EDIFICACION. Ed-9

EGM 00X

ESTACION GEOMECANICA

CALICATAS

P-XX

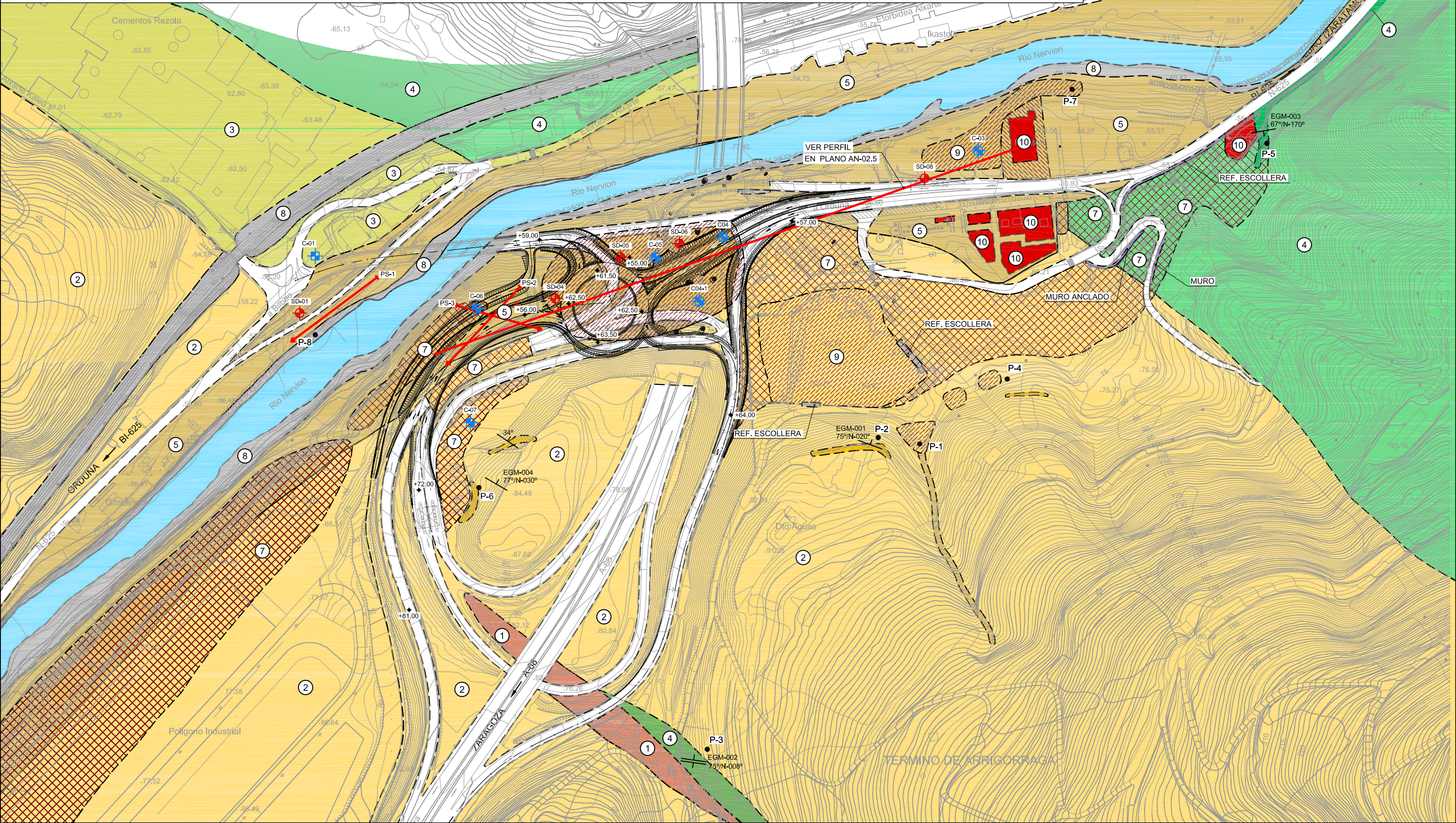
PUNTO DE LECTURA

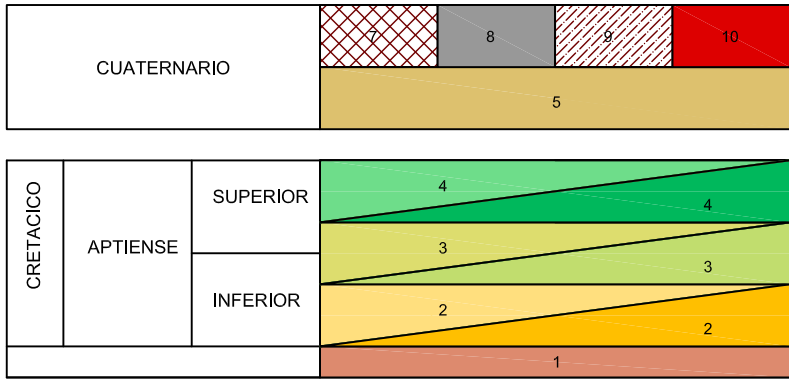
SONDEOS

60°

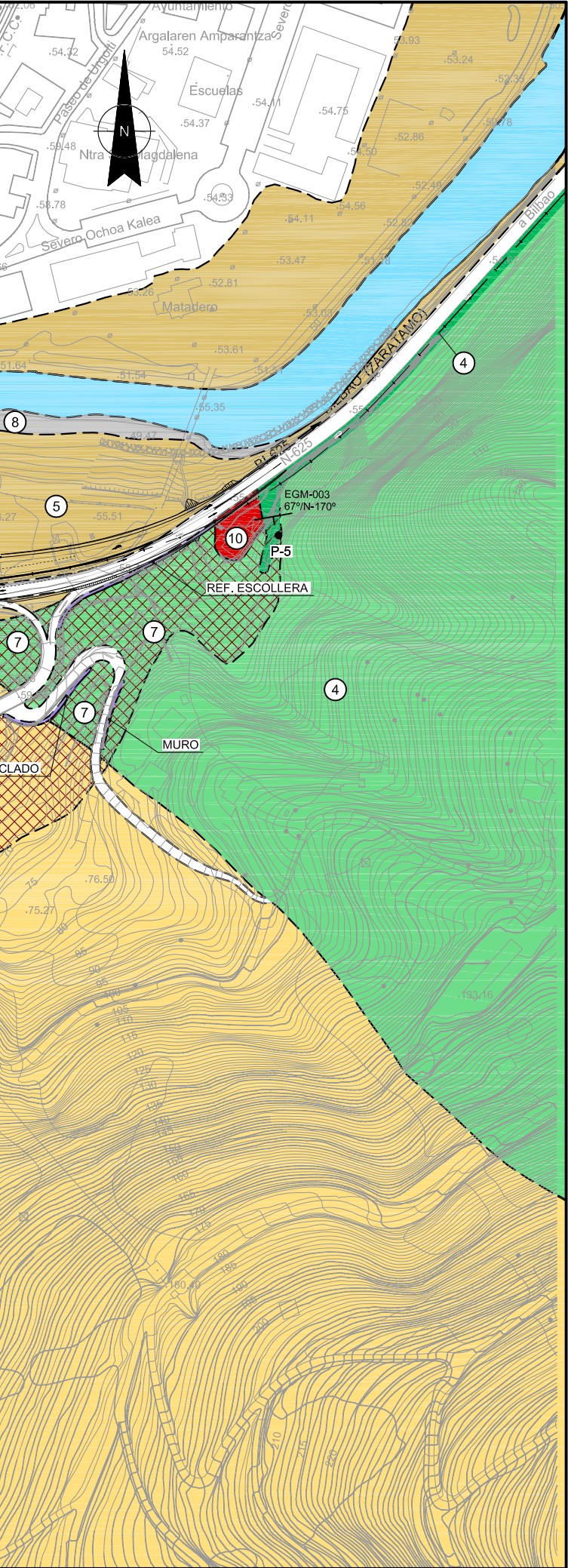
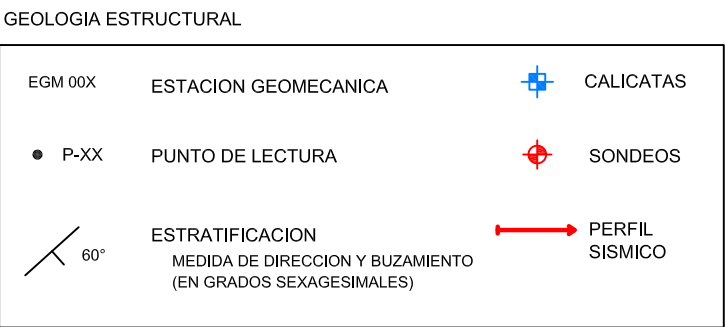
ESTRATIFICACION
MEDIDA DE DIRECCION Y BUZAMIENTO
(EN GRADOS SEXAGESIMALES)

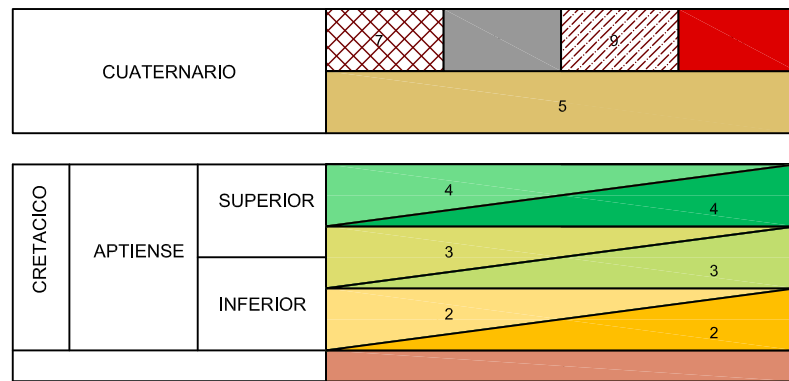
PERFIL
SISMICO





LITOLOGÍAS	
1	FILON DE CUARZO. Fq-1
2	ARENISCAS DE GRANO FINO Y LIMOLITAS CALCAREAS. Ar-2
3	CALIZAS (CANTERA). Cal-3
4	LUTITAS Y LIMOLITAS CALCAREAS. Lut / Lim-4
5	ALUVIAL. Qa-5
7	ALUVIO - COLUVIAL. Qec-6
8	REFUERZOS DE ESCOLLERA. Re-8
9	RELLENOS ANTROPICOS. Qx-7
10	EDIFICACION. Ed-9



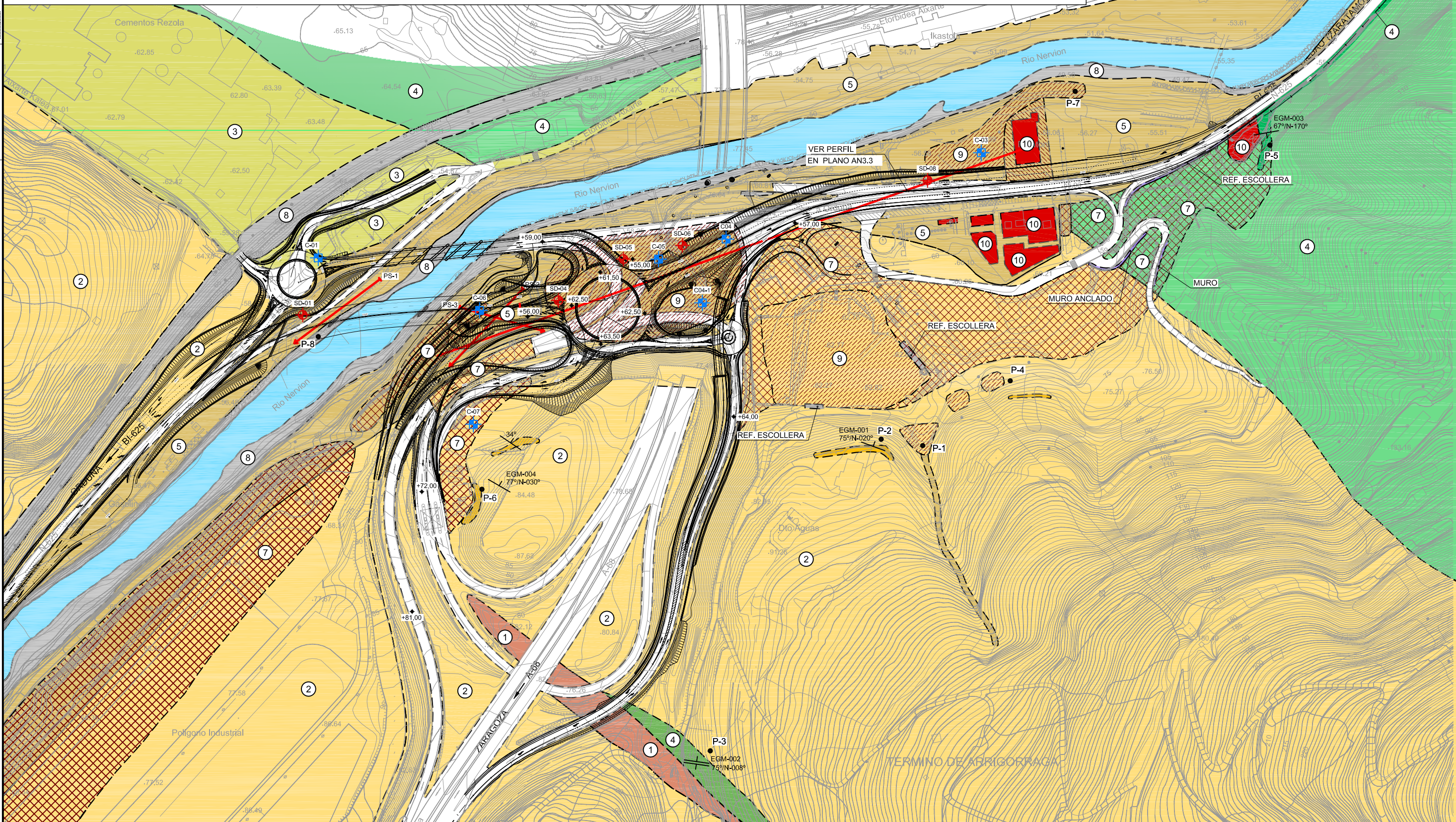


LITOLOGÍAS

1	FILON DE CUARZO. Fq-1
2	ARENISCAS DE GRANO FINO Y LIMOLITAS CALCAREAS. Ar-2
3	CALIZAS (CANTERA). Cal-3
4	LUTITAS Y LIMOLITAS CALCAREAS. Lut / Lim-4
5	ALUVIAL. Qa-5
7	ALUVIO - COLUVIAL. Qec-6
8	REFUERZOS DE ESCOLLERA. Re-8
9	RELLENOS ANTROPICOS. Qx-7
10	EDIFICACION. Ed-9

GEOLOGIA ESTRUCTURAL

EGM 00X	ESTACION GEOMECANICA	CALICATAS
P-XX	PUNTO DE LECTURA	SONDEOS
60°	ESTRATIFICACION MEDIDA DE DIRECCION Y BUZAMIENTO (EN GRADOS SEXAGESIMALES)	PERFIL SISMICO



APÉNDICE N° 2

TESTIFICACIÓN DE SONDEOS



CienteSENER

ObraProyecto de Trazado para Conexión A-8/A-68

LocalidadArrigorriaga, Bizkaia

Fecha InicioMarzo de 2006Fecha FinalMarzo de 2006

SONDEO

FOLIO

SD-011

El geólogo

Escala 1:80	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Recuperación	Muestra	SPT[N]	Densidad Seca Tn/m3	Humedad [%]	Límites Atterberg	Granulometría	Compresión Qu[kp/cm2]	ÍNDICE CERCHAR	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Buzamiento	R.Q.D.	Fragmentos	Meteorización	Nivel freático	Tubo abierto
						20 40 60 80						20 40 60 80					18 36 54 72	20 40 60 80	4 8 12 16	1 2 3 4		
1	57.20	0.30	0.30		Asfalto.																	
			1.10		Relleno antropogénico: Arcilla marrón arenosa con gravas heterogéneas y heterométricas.																	
2	56.10	1.40					1.40															
			1.60		Aluvial: Arcilla marrón arenosa, cohesiva, moderadamente plástica y de resistencia firme en función de la cohesión.		11-11-12-14															
3	54.50	3.00					2.00															
			0.60		Aluvial: Arenas arcillosas con indicios de gravas y gravillas redondeadas.		3-5-8-11								1.4							
4	53.90	3.60			Aluvial: Bolos, cantos, gravas y gravillas redondeadas de naturaleza areniscosa.		2.60								1.2							
			2.85																			
5							4.00															
							16-21-22-20														4.40	
6							4.60															
			0.25		Limolitas calcareas grises oscuras con intercalaciones de areniscas de grano muy fino de grado III fracturadas.																	
7	51.05 50.80	6.45 6.70					6.00															
			1.30		Areniscas de grano muy fino y limolitas calcáreas de grado II muy fracturadas. Presentan moscovita.		26-30-R															
8	49.50	8.00					6.45															
			2.90		Areniscas de grano muy fino y limolitas calcáreas de grado II sanas. Presetan moscovita. Las fracturas que aparecen no son naturales.																	
9							9.00															
							TP-1															
10							9.40															
11	46.60	10.90																				10.90
12																						
13																						
14																						
15																						

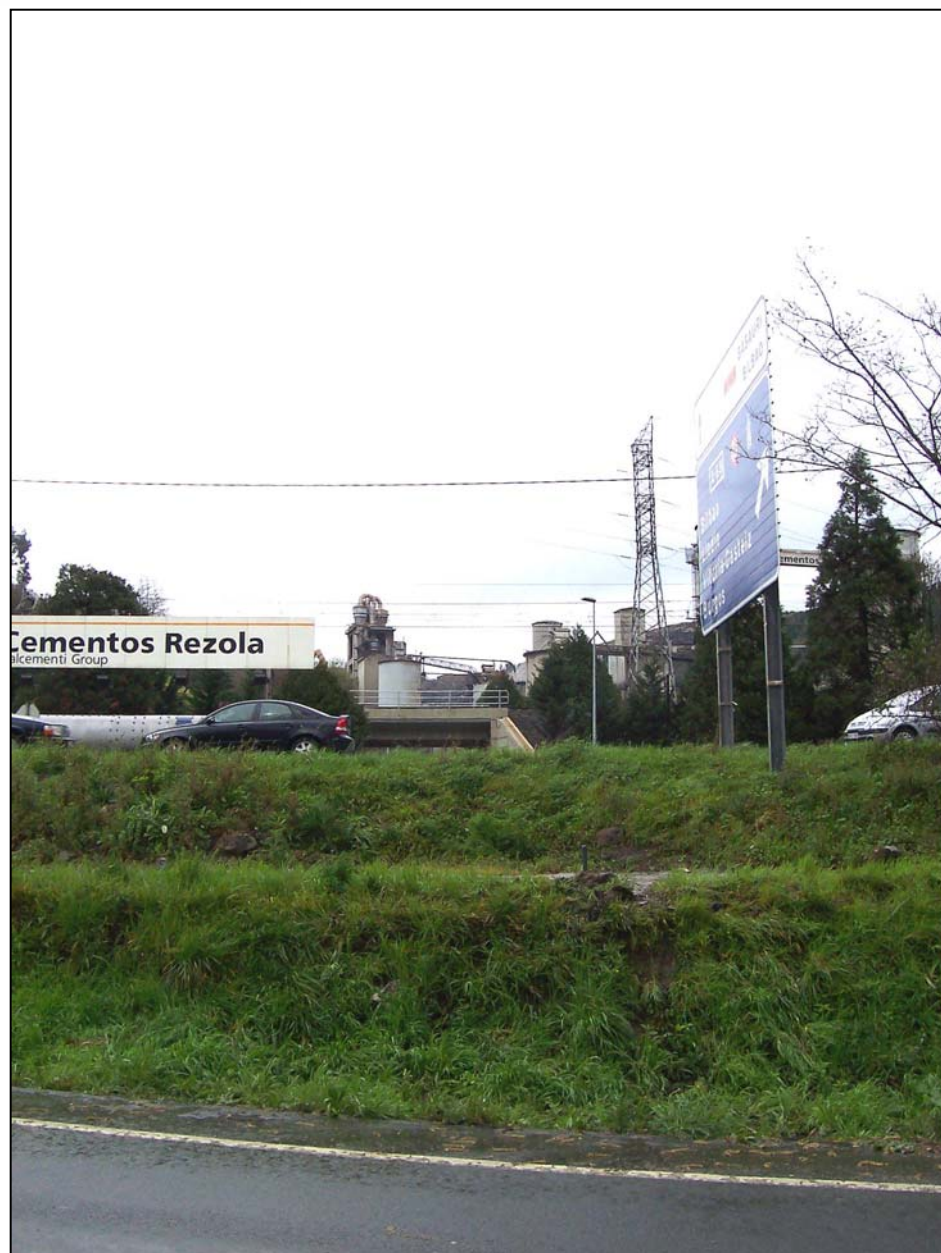


FOTO DE SITUACION



SONDEO MECÁNICO SD-01
De 0.0-10.9 m

				SONDEO														FOLIO			
				SD-04														1			
				El geólogo																	
Cliente				SENER																	
Obra				Proyecto de Trazado para Conexión A-8/A-68																	
Localidad				Arrigorriaga, Bizkaia																	
Fecha Inicio				Marzo de 2006				Fecha Final				Marzo de 2006									

Escala 1:80	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Recuperación	Muestra	SPT[N]	Densidad Seca Tn/m3	Humedad [%]	Límites Atterberg	Granulometría	Compresión Qu[Kp/cm2]	ÍNDICE CERCHAR	Geotest Qu Kp/cm2	Esclerómetro Kp/cm2	Buzamiento	R.Q.D.	Fragmentos	Meteorización	Nivel freático	Tubo abierto
						20 40 60 80						20 40 60 80					18 36 54 72	20 40 60 80	4 8 12 16	1 2 3 4		
1	61.60	0.40	0.40		Relleno antropogénico: Gravas heterométricas y heterogéneas de roca en matriz arenosa marrón.																	
2			1.60		Relleno antropogénico: Bolos y gravas cm de roca heterogénea en matriz arcillo-arenosa suelta.			1.40														
3	60.00	2.00						6-8-10-16														
4			3.00		Relleno antropogénico: Limos marrones arenosos con gravas y gravillas heterogéneas y heterométricas de roca, restos de madera y ladrillo. Aparece también algún bolo.			2.00							2.2							
5								3.00							2.0							
6								7-10-11-14														
7			3.60					3.60														
8								3-4-5-8														
9			4.20					4.20														
10	57.00	5.00													1.6							
11			1.00		Aluvial: Arcilla marrón con indicios de arena y gravillas, cohesiva, plástica y de resistencia muy firme en función de la cohesión.										1.5						5.20	
12	56.00	6.00						6.00							2.2							
13								3-4-7-10							2.5							
14			6.60					6.60														
15			1.90		Aluvial: Arcilla marrón arenosa, con indicios de gravillas, cohesiva, moderadamente plástica y de resistencia blanda.			2-2-3-3							0.6							
16								7.25														
17	54.10	7.90			Aluvial: Limos grises arenosos, cohesivos, poco plásticos y de resistencia moderadamente firme.										0.5							
18			1.70		Aluvial: Arcilla marrón grisácea, con indicios de arena, cohesiva, plástica y de resistencia moderadamente firme.			8.40							1.1							
19								3-3-4-3							1.3							
20								9.00														
21	52.40	9.60			Lutitas arenosas grises oscuras con pasadas areniscas de color gris más claro de grado III muy fracturadas. Presentan juntas oxidadas.			9.00							1.7							
22			2.10		Lutitas arenosas con pasadas areniscas de grado II sanas.			9.60							2.1							
23																						
24	50.30	11.70	0.30		Lutitas arenosas con pasadas areniscas moderadamente meteorizadas a grado III y fracturadas. La roca pierde parcial y totalmente su coloración original. Presenta juntas oxidadas y alguna junta arcillosa. Contiene algo de pirita.										2.0							
25	50.00	12.00	0.60		Lutitas arenosas con pasadas areniscas de grado II sanas.										1.8							
26	49.40	12.60	0.80		Lutitas arenosas grises oscuras con pasadas de arenisca de grano fino de grado II fracturada.																	
27	48.60	13.40	0.60																			
28	48.00	14.00			Lutitas arenosas grises oscuras de grado II sanas con pequeñas intercalaciones de arenisca de grano fino algo calcárea.																	
29			2.00																			
30								14.70														
31								15.00														

		Cliente SENER														SONDEO		FOLIO							
		Obra Proyecto de Trazado para Conexión A-8/A-68														SD-04		2							
		Localidad Arrigorriaga, Bizkaia																							
		Fecha Inicio Marzo de 2006 Fecha Final Marzo de 2006														El geólogo									
Escala 1:80		Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Recuperación	Muestra	SPT[N]	Densidad Seca T/m³	Humedad [%]	Límites Atterberg	Granulometría	Compresión Qu[kg/cm^2]	ÍNDICE CERCHAR			Geotest Qu kg/cm^2	Esclerómetro kg/cm^2	Buzamiento	R.Q.D.	Fragmentos	Meteorización	Nivel freático	Tubo abierto
	16	46.00	16.00	2.00		Lutitas arenosas grises oscuras de grado II sa- nas con pequeñas intercalaciones de arenisca de grano fino algo calcárea.																			
	17																								
	18																								
	19																								
	20																								
	21																								
	22																								
	23																								
	24																								
	25																								
	26																								
	27																								
	28																								
	29																								
	30																								



FOTO DE SITUACION



**SONDEO MECÁNICO SD-04
De 0.0-16.0 m**

Iurgintza INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.												Cliente SENER Obra Proyecto de Trazado para Conexión A-8/A-68 Localidad Arrigorriaga, Bizkaia Fecha Inicio Marzo de 2006 Fecha Final Marzo de 2006												SONDEO SD-05 FOLIO 1	
El geólogo																									

Escala 1:80	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Recuperación	Muestra	SPT[N]	Densidad Seca Tn/m3	Humedad [%]	Límites Atterberg	Granulometría	Compresión Qu[Kp/cm2]	INDICE CERCHAR	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Buzamiento	R.Q.D.	Fragmentos	Meteorización	Nivel freático	Tubo abierto
						20 40 60 80						20 40 60 80					18 36 54 72	20 40 60 80	4 8 12 16	1 2 3 4		
1	59.80	0.20	0.20		Cobertera vegetal.																	
2			3.40		Relleno antropogénico: Arcilla limosa marrón grisácea con indicios de arena, cohesiva, moderadamente plástica y de resistencia moderadamente firme. Presenta gravas heterogéneas y heterométricas, y algún resto de ladrillo. Contiene también algún bolo.			1.00 44-35 1.60							0.9						2.50	
3															1.6							
4	56.40	3.60	0.80		Relleno antropogénico: Limos muy arenosos grises oscuros, cohesivos, poco plásticos y de resistencia dura.										2.1							
5	55.60	4.40	1.60		Aluvial: Arcilla marrón con indicios de arena, cohesiva, plástica y de resistencia firme.		4.40 6-8-10-11 5.00								2.0							
6															3.5							
7	54.00	6.00	2.00		Aluvial: Arcilla marrón arenosa, moderadamente cohesiva, poco plástica y de resistencia moderadamente firme. Presenta indicios de gravillas redondeadas.										2.0							
8															1.2							
9	52.00	8.00			Calizas grises masivas con rudistas y corales de grado II algo fracturadas.										1.5							
10			4.70																			
11																						
12								11.20 TP-1 11.50														
13	47.30 47.00	12.70 13.00	0.30		Calizas masivas, moderadamente meteorizadas a grado III. La roca pierde parcialmente su coloración original, presentando un color rojizo.																	
14																						
15																						13.00



FOTO DE SITUACION



SONDEO MECÁNICO SD-05
De 0.0-13.0 m

 Iurgintza INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.				Cliente SENER Obra Proyecto de Trazado para Conexión A-8/A-68 Localidad Arrigorriaga, Bizkaia Fecha Inicio Marzo de 2006 Fecha Final Marzo de 2006															SONDEO SD-06		FOLIO 1	
El geólogo																						

Escala 1:80	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Recuperación	Muestra	SPT[N]	Densidad Seca Tn/m3	Humedad [%]	Límites Atterberg	Granulometría	Compresión Quikp/cm2	ÍNDICE CERCHAR	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Buzamiento	R.Q.D.	Fragmentos	Meteorización	Nivel freático	Tubo abierto
						20 40 60 80						20 40 60 80					18 36 54 72	20 40 60 80	4 8 12 16	1 2 3 4		
1					Relleno antropogénico: Arcilla marrón arenosa con fragmentos de roca heterogéneos y heterométricos. De 2.5 a 3.0 m, aparecen fragmentos de hormigón heterométricos.			1.40 4-5-6-4 2.00														
2			3.60																			
3																						
4	55.40	3.60			Aluvial: Limos marrones arenosos, cohesivos, poco plásticos y de resistencia moderadamente firme, con indicios de gravas y gravillas redondeadas.		4.00 6-7-8-12 4.60	4.60 3-3-3-9 5.20														
5			2.20																			4.70
6	53.20 53.00	5.80 6.00	0.20		Aluvial: Arenas arcillosas con gravillas redondeadas.																	
7					Aluvial: Cantos y gravas redondeadas heterogéneas con indicios de bolos areniscosos.																	
8			2.10					7.40 4-27-25-28 8.00														
9	50.90	8.10	0.90		Caliza gris masiva con rudistas y corales de grado III fracturada.																	
10	50.00 49.70	9.00 9.30	0.30		Caliza inténsamente meteorizada a grado IV: Aparecen gravas de caliza con algo de arcilla.																	
11	49.00	10.00	0.70		Caliza gris masiva de grado II sana.		9.60 TP-1 10.00															
12	48.00	11.00	1.00		Caliza gris masiva de grado III fracturada. Presenta juntas verticalizadas rellenas de arcilla (se ha lavado).																	
13	47.50	11.50	0.50		Caliza intensamente meteorizada a grado IV: Arcilla marrón con gravas heterométricas y algún bolo calizo.																	
14	45.30 45.00	13.70 14.00	0.30		Caliza gris masiva con rudistas y corales de grado II sana.																	
15	44.50 44.00	14.50 15.00	0.50		Caliza meteorizada a grado III y muy fracturada. Presenta junta rellenas de arcilla.																	
			0.50		Caliza gris masiva de grado II sana.																	
			0.50		Caliza meteorizada a grado III y fracturada. Juntas rellenas de arcilla marrón.																	
																						15.00



FOTO DE SITUACION



SONDEO MECÁNICO SD-06
De 0.0-15.0 m

 Iurgintza INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.				Cliente SENER Obra Proyecto de Trazado para Conexión A-8/A-68 Localidad Arrigorriaga, Bizkaia Fecha Inicio Marzo de 2006 Fecha Final Marzo de 2006																SONDEO FOLIO		
				SD-08 1		El geólogo																
Escala 1:80	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Recuperación	Muestra	SPT[N]	Densidad Seca Tn/m3	Humedad [%]	Límites Atterberg	Granulometría	Compresión Qu[Kp/cm2]	ÍNDICE CERCHAR	Geotest Qu Kp/cm2	Esclerómetro Kp/cm2	Buzamiento	R.Q.D.	Fragmentos	Meteorización	Nivel freático	Tubo abierto
	58.50	0.20	0.20		Cobertera vegetal.																	
1	57.70	1.00	0.80		Relleno antropogénico: Gravas heterométricas de roca, restos de azulejo y ladrillo en matriz a-reno-arcillosa marrón.			1.40														
2			1.20		Relleno antropogénico: Arcilla marrón muy arenosa con restos de ladrillo y gravas heterométricas.			6-8-4-10														
3	56.50	2.20	0.80		Aluvial: Arenas arcillosas con indicios de gravillas redondeadas.			2.00														
4	55.70	3.00			Aluvial: Arcilla marrón arenosa con indicios de gravas y gravillas redondeadas.																	
5			2.25				4.00	7-11-12-14														
6	53.45	5.25	0.75		Aluvial: Arenas arcillosas sueltas con gravas y gravillas redondeadas.		4.60	4.60														
7	52.70	6.00			Aluvial: Cantos, gravas y gravillas redondeadas de naturaleza areniscosa en matriz arenosa marrón. Presentan indicios de bolos.			5.25														
8			2.60				7.00	14-16-18-20														
9	50.10	8.60	0.30		Margocaliza gris de grado III muy fracturada.																	
10	49.80	8.90	1.10		Margocaliza gris de grado II algo fracturada. Aparece alguna junta de calcita.																	
11	48.70	10.00			Margocaliza gris de grado II sana.																	
12			3.00				10.60	TP-1														
13	45.70	13.00					11.00															
14																						
15																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						
																						



FOTO DE SITUACION



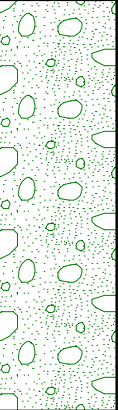
SONDEO MECÁNICO SD-08
De 0.0-13.0 m

APÉNDICE N° 3

TESTIFICACIÓN DE CATAS

 Iurgintza INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.	Cliente	SENER	
	Obra	Proyecto de trazado de la conexión A-8/A-68.	
	Localidad	Arrigorriaga, Bizkaia.	
	Fecha Inicio	Marzo 06	Fecha Final

SONDEO	FOLIO
C-1	1
El geólogo A.Aizpiri	

Escala 1:40	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Meteorización 1 2 3 4	Nivel freático
1	56.20	2.00	2.00		Aluvial: Gravas redondeadas de tamaño centimétrico a decimétrico con matriz areno-limosa bien graduada que se socava por las paredes.					
2										
3										
4										
5										

Paredes inestables. No se puede excavar más de 2.0 metros, las paredes de la cata se caen.

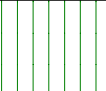
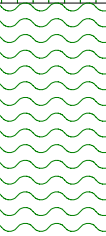
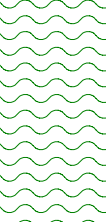


FOTO DE SITUACION



FOTO DE LA CALICATA

 Iurgintza INGENIERÍA GEOLÓGICA, S.L.	Cliente	SENER		SONDEO	FOLIO
	Obra	Proyecto de trazado de la conexión A-8/A-68.		C-1	3
	Localidad	Arrigorriaga, Bizkaia.		El geólogo	
	Fecha Inicio	Marzo 06	Fecha Final	Marzo 06	A.Aizpiri

Escala 1:40	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Meteorización 1 2 3 4	Nivel freático
1	55.10	0.50	0.50		Relleno antropogénico constituido por gravas heterométricas de roca, restos de ladrillo y plásticos en matriz arenosa gris.					
2			2.60		Aluvial: Limos amarillos con gravas, cohesivos y de resistencia blanda.					
3	52.50	3.10	0.90		Aluvial: Limos arenosos negros, cohesivos y de resistencia my balnda.		0.3			
4	51.60 51.50	4.00 4.10	0.10		Aluvial: Nivel de gravas redondeadas.		0.2			
5										

Paredes estables.



FOTO DE SITUACION



FOTO DE LA CALICATA



Iurgintza
INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.

Ciente

SENER

Obra

Proyecto de trazado de la conexión A-8/A-68.

Localidad

Arrigorriaga, Bizkaia.

Fecha Inicio

Marzo 06

Fecha Final

Marzo 06

SONDEO

C-4

FOLIO

1

El geólogo

A.Aizpiri

Escala 1:40	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Meteorización 1 2 3 4	Nivel freático
1	55.70	0.30	0.30		Cobertera vegetal.					
			1.10		Relleno antropogénico de tipo granular constituido por bloques de caliza decimétricos en matriz arcillosa suelta.					
2	54.60	1.40	0.20		Nivel de tierras oscuras con gravillas, posiblemente contaminado.	1.2				
	54.40	1.60			Terreno natural constituido por arcilla marrón clara de resistencia firme en función de la cohesión.					
3			1.70			2.1				
4	52.70	3.30								
5										

Paredes de la cata inestables, con caída de bloques.



FOTO DE SITUACION



FOTO DE LA CALICATA



Iurgintza
INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.

CienteSENER

ObraProyecto de trazado de la conexión A-8/A-68.

LocalidadArrigorriaga, Bizkaia.

Fecha InicioMarzo 06Fecha FinalMarzo 06

SONDEO

FOLIO

C-4 Bis1

El geólogoA.Aizpiri

Escala 1:40	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	Geotest Qu kp/cm2	Esclerómetro Kp/cm2	Meteorización 1 2 3 4	Nivel freático
1	55.70	0.30	0.30		Cobertura vegetal.					
2			3.10		Relleno antropogénico de tipo granular muy grueso, constituido por bloques centimétricos y decimétricos calizos en matriz arcillosa marrón suelta. Muy difícil de excavar.					
3										
4	52.60	3.40								
5										

Paredes estables con cida ocasional de algún bloque.



FOTO DE SITUACION



FOTO DE LA CALICATA

 Iurgintza INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.	Cliente	SENER		SONDEO	FOLIO	
	Obra	Proyecto de trazado de la conexión A-8/A-68.		C-5	1	
	Localidad	Arrigorriaga, Bizkaia.				
	Fecha Inicio	Marzo 06	Fecha Final	Marzo 06	El geólogo A.Aizpiri	

Escala 1:40	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Meteorización 1 2 3 4	Nivel freático
1 2 3 4 5	56.60	0.40	0.40		Cobertera vegetal.		1.5			
			2.20		Relleno antropogénico: Arcilla marrón clara medianamente cohesiva de resistencia firme en función de la cohesión.					
	54.40	2.60	1.00		Aluvial: Nivel de limos arenosos grises con materia orgánica.					
	53.40 53.10	3.60 3.90	0.30		Aluvial: Nivel de limos grises con gravas redondeadas.					

Paredes estables.



FOTO DE SITUACION



FOTO DE LA CALICATA

 Iurgintza INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.	Cliente		SENER		
	Obra		Proyecto de trazado de la conexión A-8/A-68.		
	Localidad		Arrigorriaga, Bizkaia.		
	Fecha Inicio		Marzo 06	Fecha Final	Marzo 06
SONDEO		C-6		FOLIO	1
El geólogo		A.Aizpiri			

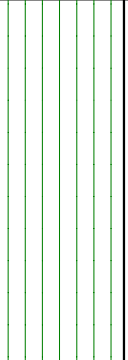
Escala 1:40	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Meteorización 1 2 3 4	Nivel freático
1	64.70	0.30	0.30		Cobertera vegetal.					
2	62.90	2.10	1.80		Relleno antropogénico constituido por arcilla marrón suelta con bloques centimétricos y decimétricos angulosos de difícil excavación. No se puede excavar más.					
3										
4										
5										
Paredes estables con caída ocasional de algún bloque.										

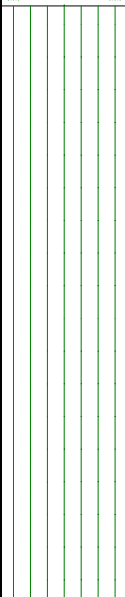


FOTO DE SITUACION



FOTO DE LA CALICATA

 Iurgintza INGENIERIA GEOLOGICA, S.L.					ClienteSENER ObraProyecto de trazado de la conexión A-8/A-68. LocalidadArrigorriaga, Bizkaia. Fecha InicioMarzo 06Fecha FinalMarzo 06					SONDEO C-7		FOLIO 1	
El geólogo A.Aizpiri													

Escala 1:40	Cota	Profundidad	Potencia	Estratigrafía	Descripción	Muestra	Geotest Qu kp/cm2	Esclerometro Kp/cm2	Meteorización	Nivel freático
	71.70	0.30	0.30		Cobertera vegetal.				1234	
1					Relleno antropogénico de tipo granular constituido por bloques decimétricos y métricos de roca, algunos de ellos subredondeados en matriz arcillosa marrón, gris y amarillenta poco cohesiva. La naturaleza de los bloques es caliza.					
2			2.90				0.8			
3							1.0			
4	68.80	3.20								
5										

Paredes de la cata inestables, con caída de bloques.



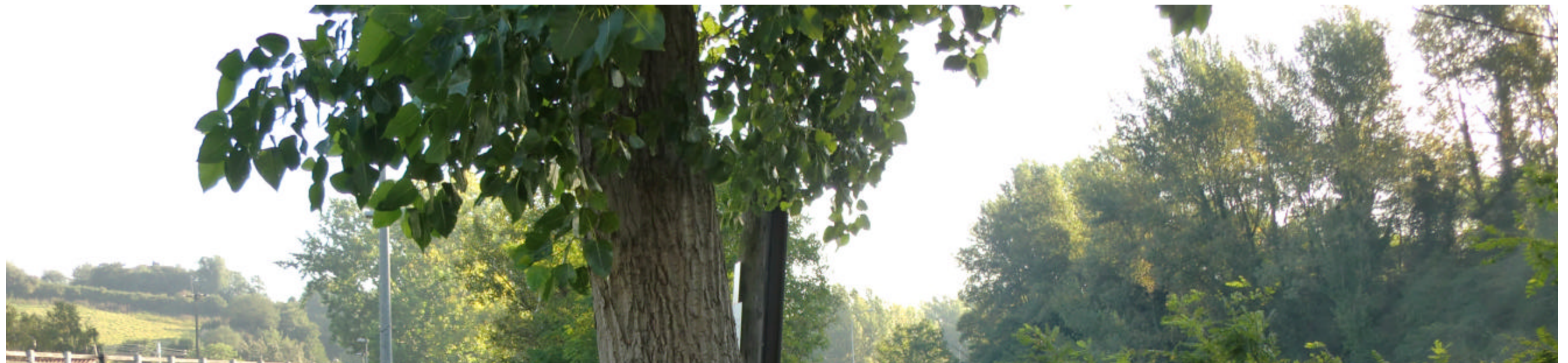
FOTO DE SITUACION



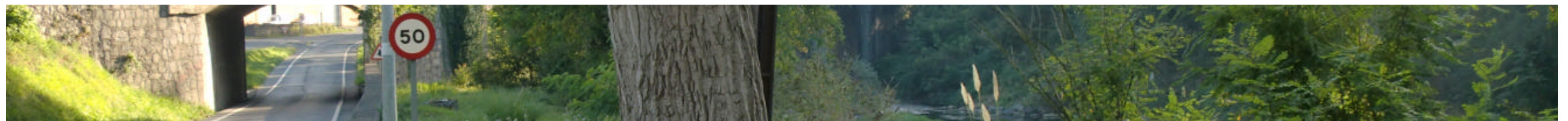
FOTO DE LA CALICATA

APÉNDICE N° 4

INFORME DE GEOFÍSICA



SÍSMICA DE REFRACCIÓN



CAMPAÑA GEOFÍSICA EN EL EMPLAZAMIENTO DEL VIADUCTO DE ARRIGORRIAGA SOBRE EL NERVIÓN



INFORME DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN

INDICE

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS2

2. METODOLOGÍA.....3

2.1 CONSIDERACIONES TEÓRICAS3

2.2 METODOLOGÍA DE TRABAJO5

2.3 CONFIGURACIÓN DEL DISPOSITIVO6

2.4 TRABAJO REALIZADO.....7

3. RESULTADOS8

4. PERFILES SÍSMICOS10

4.1 PERFIL SÍSMICO PS-111

4.2 PERFIL SÍSMICO PS-212

4.3 PERFIL SÍSMICO PS-313

5. SISMOGRAMAS14

5.1 PERFIL SÍSMICO PS-115

5.2 PERFIL SÍSMICO PS-216

5.3 PERFIL SÍSMICO PS-317

6. PLANO DE SITUACIÓN18

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Por encargo de SENER, ROCK CONTROL S.A. ha realizado un estudio del subsuelo en el emplazamiento del Viaducto de Arrigorriaga sobre el Nervión.

El estudio ha consistido en la realización de tres perfiles de sísmica de refracción y el equipo utilizado ha sido un sismógrafo marca GEOMETRIC modelo NZ Stratavisor de 24 canales.

2. METODOLOGÍA

2.1 CONSIDERACIONES TEÓRICAS

El trabajo que se detalla en este informe se ha llevado a cabo mediante sísmica de refracción, método prospectivo que estudia la respuesta del terreno cuando se propaga a través de él una onda de compresión producida por medios mecánicos en la superficie. El parámetro físico que se analiza, es la velocidad de propagación de la onda a través de los materiales del subsuelo en función de la compacidad de los mismos. Tal parámetro nos aportará información de las características geomecánicas de la zona en que se apliquen.

La sísmica permite valorar la aptitud de un macizo rocoso para ser quebrantado mediante maquinaria de excavación mecánica (ripper arrastrado por un tractor, retroexcavadora, etc.).

Son varios los criterios que se han venido utilizando para juzgar a priori la excavabilidad de un terreno. El más extendido consiste en determinar la velocidad sísmica de propagación de las ondas de compresión a través del macizo rocoso, mediante prospección geofísica de sísmica de refracción.

Habitualmente se suelen correlacionar los valores de V_p de los macizos rocosos con su facilidad/dificultad de excavación mediante tablas empíricas que, en términos generales, establecen los límites siguientes:

- ❑ $V_p < 1000$ m/s: “Tierras” o material excavable con medios mecánicos. En este término se agrupan normalmente los recubrimientos y los materiales con un alto grado de meteorización.
- ❑ $1000 \text{ m/s} < V_p < 1800$ m/s: Material ripable, si bien el límite superior puede ser objeto de discusión.
- ❑ $V_p > 1800$ m/s: Material no ripable y que normalmente requiere la ayuda de explosivos para su arranque.

La Sociedad de Geólogos Británicos (1988) establece el límite para considerar los terrenos como ripables a aquellos cuya velocidad sísmica es inferior a 1850 m/s.

Conviene aclarar en este punto que la ripabilidad de los macizos rocosos no es un parámetro que pueda cuantificarse en términos absolutos porque depende de varios factores. Entre ellos los más relevantes son los siguientes:

- ❑ Grado de compacidad e integridad del macizo rocoso
- ❑ Estratificación y esquistosidad
- ❑ Geometría de la excavación
- ❑ Tipo de tractor empleado para la excavación

De todos los factores citados el más determinante es el primero, que a su vez está directamente relacionado con la velocidad de transmisión de las ondas de compresión (V_p) a través del medio rocoso. Por ello es habitual la utilización de las referidas tablas empíricas que establecen la correlación entre los valores de V_p y la ripabilidad.

Bajo el término de ripabilidad, nos referimos a un criterio cualitativo que mide la aptitud de un macizo rocoso para ser quebrantado por medio de un ripper arrastrado por un tractor. Lógicamente, la eficacia del ripado dependerá de la naturaleza de la roca sana y de la distribución de sus discontinuidades.

La compañía Caterpillar regularmente publica tablas de ripabilidad para sus distintos modelos de tractores. Las posibilidades de ripado se definen para diversos tipos de rocas, por medio de su velocidad sísmica.

Para cada roca se definen los márgenes de velocidad sísmica para los que la roca es ripable o no ripable, dejando un intervalo, denominado marginal, en el que la ripabilidad depende de la potencia del tractor utilizado.

En la práctica, la excavabilidad de las rocas con ripabilidad marginal depende de la proporción en que se encuentre en el desmonte a excavar. Si su proximidad y frecuencia llegaran a dificultar el normal funcionamiento del ripper, se puede optar por realizar un tratamiento previo de voladura de esponjamiento.

Cabe pensar que los datos de ripabilidad suministrados por las compañías fabricantes de maquinaria sobrevaloran las posibilidades de sus productos. Es habitual encontrar tablas de ripabilidad donde se recomienda ripar macizos rocosos con velocidades sísmicas mayores de

2500 m/s. Se debe reducir los límites superiores y, en esta fase de proyecto, adaptar el criterio del Colegio de Geólogos de Gran Bretaña que marca 1850 m/s como límite de ripabilidad.

En los cortes obtenidos a partir de las velocidades sísmicas (Ondas P) de los materiales del subsuelo en los perfiles realizados se han diferenciado las siguientes unidades y grados de ripabilidad según lo establecido en referencia a un tractor tipo D-9:

< 600 m/s	Materiales sueltos
600-1300 m/s	Ripado fácil
1300-1700 m/s	Ripado normal
1700-1850 m/s	Ripado duro
> 1850 m/s	No son ripables (voladura)

2.2 METODOLOGÍA DE TRABAJO

En primer lugar se instalan alineados en la superficie del área en estudio una serie de sensores (geófonos), a continuación se golpea con el martillo sobre la placa metálica en uno de los puntos de disparo. La perturbación provocada por el impacto genera ondas que se transmiten por el subsuelo y son recogidas por cada geófono. Este impulso mecánico que recibe el geófono lo convierte en impulso eléctrico, que después de amplificado, pasa a la pantalla del sismógrafo en forma de señal visible generando los diferentes frentes de ondas y dando lugar a un registro.

La operación anteriormente descrita, se repite para cada punto de disparo de la línea sin variar la posición de los sensores, obteniéndose así la máxima información posible. Los puntos de disparo están situados a veinte metros de distancia unos de otros, en los perfiles de 120m de longitud y a quince metros de distancia en los perfiles de 60m de longitud, la situación exacta de éstos puede observarse en los gráficos de representación de las dromocronas.

La prospección del subsuelo mediante esta técnica geofísica viene condicionada por los siguientes parámetros: Número de geófonos (determina la profundidad de investigación que se puede alcanzar), espaciado entre geófonos: (determina la resolución del registro), número de puntos de tiro (condiciona el detalle con el que se determina el espesor y la velocidad de las capas) y fuente de energía.

Una vez concluida la campaña de campo se analizan los ficheros de campo obtenidos mediante un programa de tratamiento de datos llamado **Seisview**. El picado de los tiempos de las primeras llegadas de las ondas longitudinales se realiza con el programa **Pickwin**.

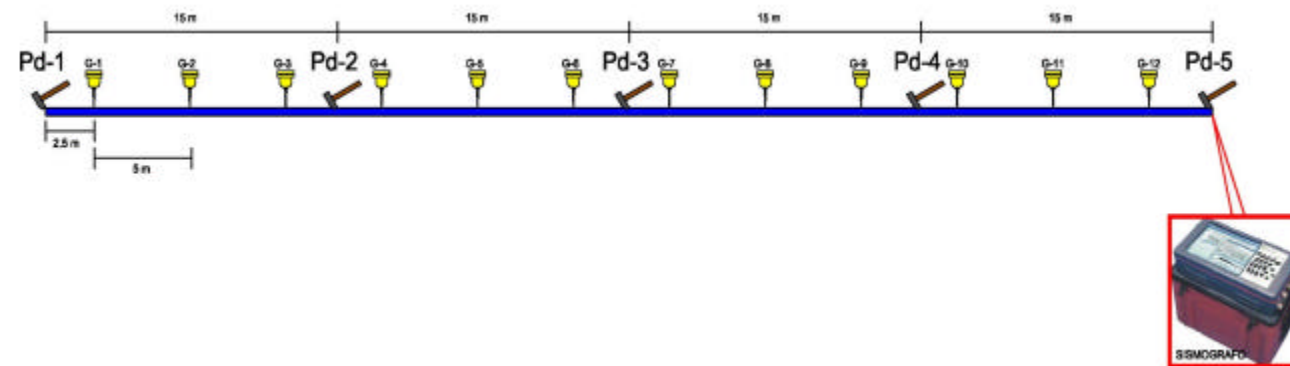
Finalmente, se realiza la interpretación de datos. Tras la estimación de los tiempos recíprocos, se asigna la llegada a cada capa, se analiza la velocidad y se calcula el espesor de dicha capa mediante el programa **PlotRefra** para así poder, finalmente, elaborar la sección sísmica a partir de los resultados anteriores.

El método utilizado para procesar los perfiles en la elaboración de este informe es el de **tomografía sísmica**. Cuando los contrastes entre las velocidades de un perfil son más de tipo gradacional que de tipo discontinuo, partiendo de un modelo inicial y mediante repetidas iteraciones, ajustando los datos calculados a los observados, tenemos una distribución de valores de velocidades en celdillas. Con este sistema obtenemos perfiles mucho más completos y con mayor resolución que con el procesado tradicional basado en los tiempos de retraso pues tenemos valores de velocidades sísmicas para cada una de dichas celdas en lugar de valores de forma aislada en la vertical de cada punto de disparo.

2.3 CONFIGURACIÓN DEL DISPOSITIVO

Perfiles de 60 m de longitud

- 12 geófonos
- 5 puntos de disparo
- Separación entre puntos de disparo 15m
- Separación entre geófonos 5m



2.4 TRABAJO REALIZADO

Número de perfiles. El trabajo desarrollado ha consistido en la realización de 3 perfiles de sismica de refracción de 60 m de longitud (12 geófonos y 5 puntos de disparo).

DENOMINACIÓN	LONGITUD
PS-1	60
PS-2	60
PS-3	60
TOTAL	180

Características de los perfiles. La realización en campo consiste en la disposición de un grupo de geófonos emplazados de forma equidistante y en línea en superficie a lo largo de la zona de estudio.

Equipo de medición:

-Sismógrafo GEOMETRICS NZ STRATAVISOR, cuyas prestaciones más destacadas se detallan a continuación:

- * Dispone de una pantalla donde el operador visualiza y controla toda la información.
- * El control de ganancia y filtros independiente para cada canal permite optimizar la señal para cada geófono.
- * Operando por mediación de stacking se incrementa la relación señal-ruido, especialmente para los geófonos más alejados, obteniéndose así un mejor registro.



3. RESULTADOS

En los perfiles sísmicos del siguiente apartado se aprecia una distribución de colores que refleja distintos valores de velocidad de propagación de las ondas.

Los colores varían desde el rosa hasta el verde y cubren valores de velocidad desde trescientos hasta dos mil m/s, como puede apreciarse en la escala situada junto a cada perfil. Por tanto, según lo expuesto en el apartado anterior, en todos los perfiles se observan **materiales sueltos, materiales ripables y/o materiales volables**.

En el siguiente apartado del informe, se presentan los perfiles sísmicos con las velocidades de las ondas V_p y las dromocronas de cada uno, y en el apartado 6 el plano de ubicación de los mismos.

En cuanto a la interpretación de los perfiles, la detección de diferentes superficies de refracción se debe fundamentalmente a que se trata de la misma litología con grados de alteración y/o compactación distintos y en el menor de los casos a cambios litológicos.

Recordar que estas conclusiones se han obtenido adoptando el criterio del Colegio de Geólogos de Gran Bretaña que marca 1850 m/s como límite de ripabilidad. Sin embargo, es habitual encontrar tablas de ripabilidad donde se recomienda ripar macizos rocosos con velocidades sísmicas mayores de 2500 m/s, tal y como se ha mencionado el apartado 2.1 Consideraciones teóricas.

En términos generales, se han establecido los límites siguientes:

- ❑ $V_p < 1000$ m/s: “Tierras” o **Material excavable** con medios mecánicos. En este término se agrupan normalmente los recubrimientos y los materiales con un alto grado de meteorización.
- ❑ $1000 \text{ m/s} < V_p < 1800$ m/s: **Material ripable**, si bien el límite superior puede ser objeto de discusión.
- ❑ $V_p > 1800$ m/s: **Material no ripable (volable)** y que normalmente requiere la ayuda de explosivos para su arranque.

PERFIL PS-1

En el perfil PS-1, se interpreta un modelo de tres capas:

El límite entre el **material ripable** y el **material no ripable (volable)** se extiende a lo largo del perfil, desde una **profundidad** que varía entre **9 m** al inicio del perfil, hasta **7 m** al final del mismo.

La capa de **material ripable** tiene un **espesor** de **6,5 m** al principio y se acuña hasta tener una potencia de **5 m** al final del perfil.

Por encima de esta capa, coincidiendo con los metros más superficiales, encontramos **material excavable** con medios mecánicos.

PERFIL PS-2

En el perfil PS-2, se interpreta un modelo de dos capas:

El límite entre el **material excavable** y el **material ripable** se extiende a lo largo del perfil a una **profundidad** media de **8 m**.

PERFIL PS-3

En el perfil PS-3, se interpreta un modelo de dos capas:

El límite entre el **material excavable** y el **material ripable** se extiende a lo largo del perfil a una **profundidad** de **9 m** al principio, y de **6 m** al final del mismo.

Bilbao. Septiembre 2010



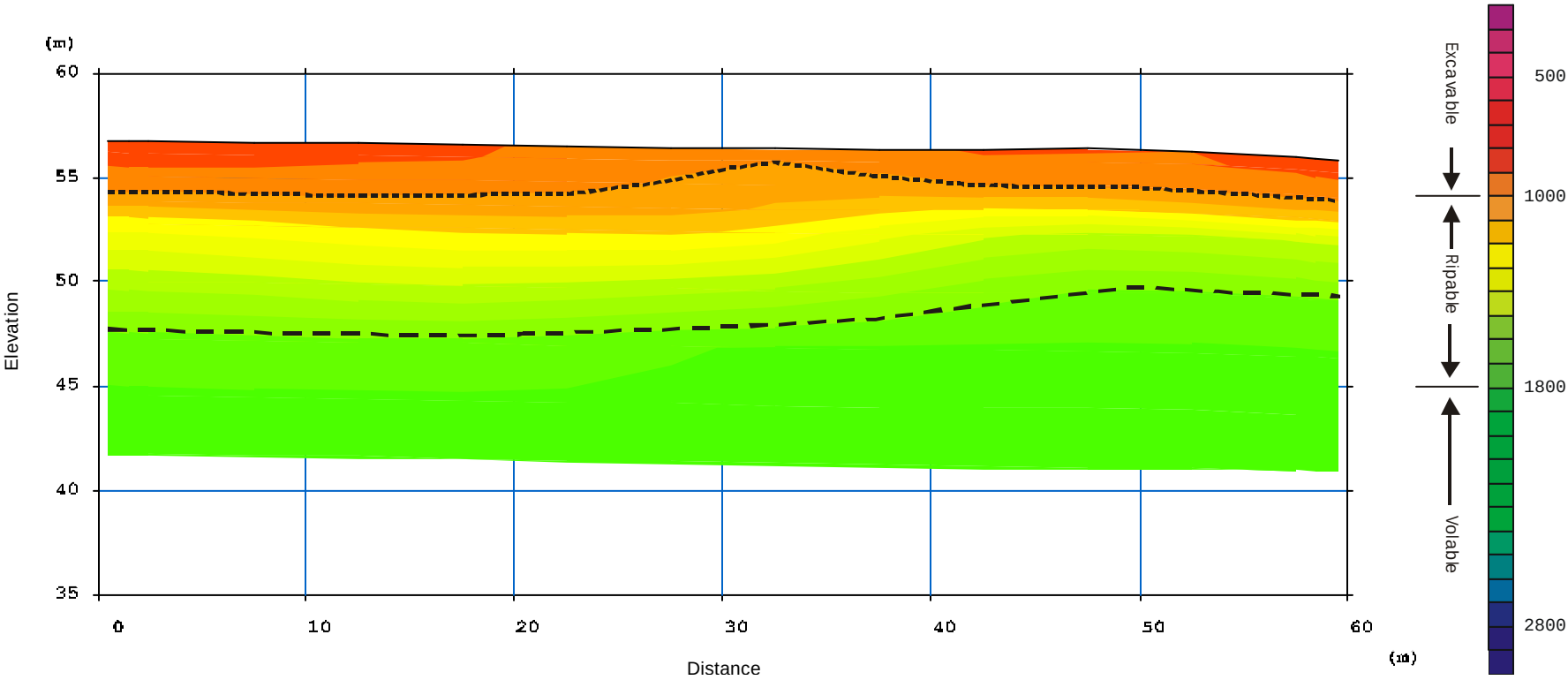
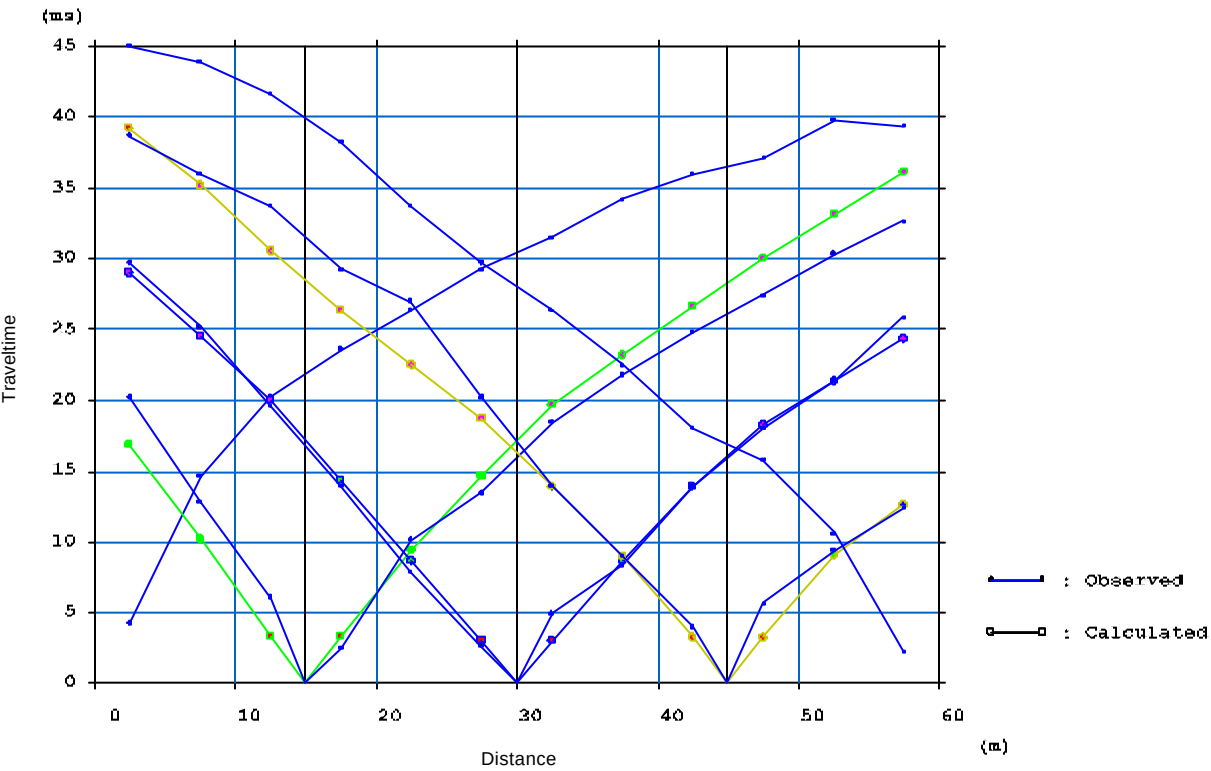
Fdo.
Silvia Valladolid Santamaría
Geóloga
Responsable Dpto. Investigación de Terrenos



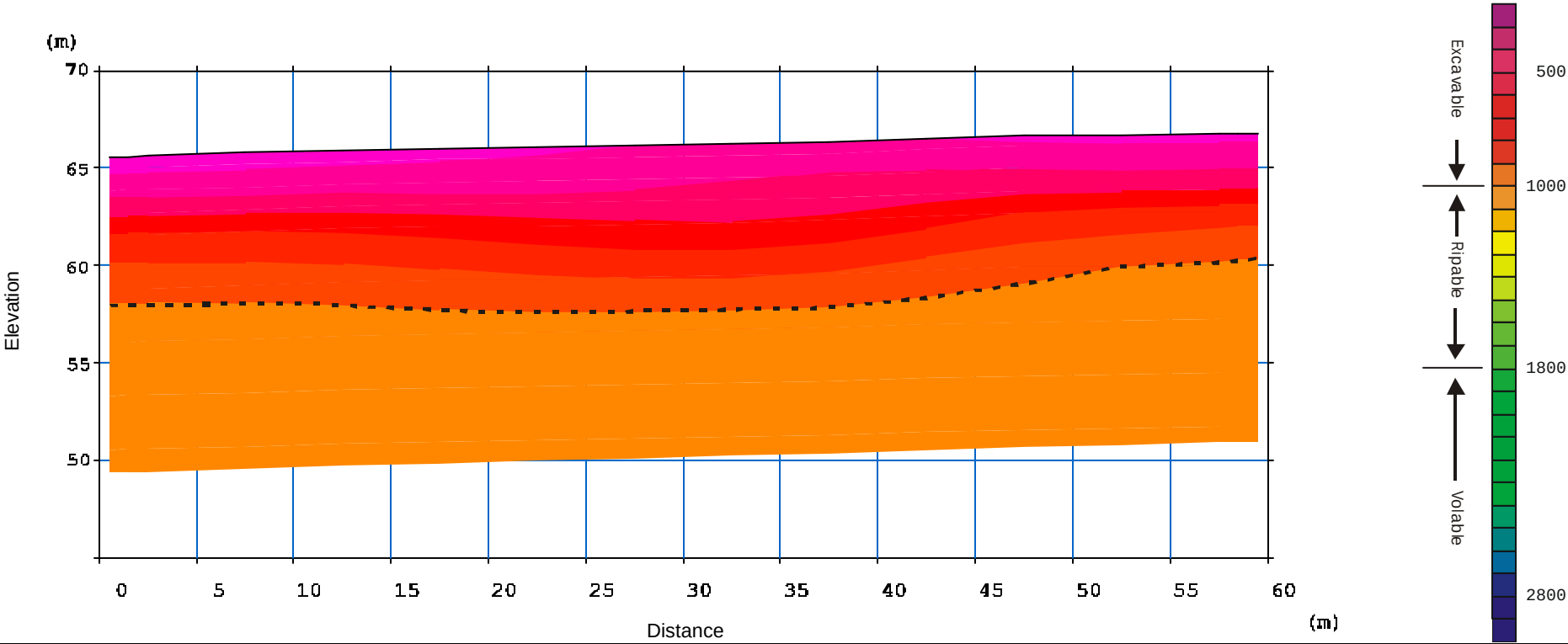
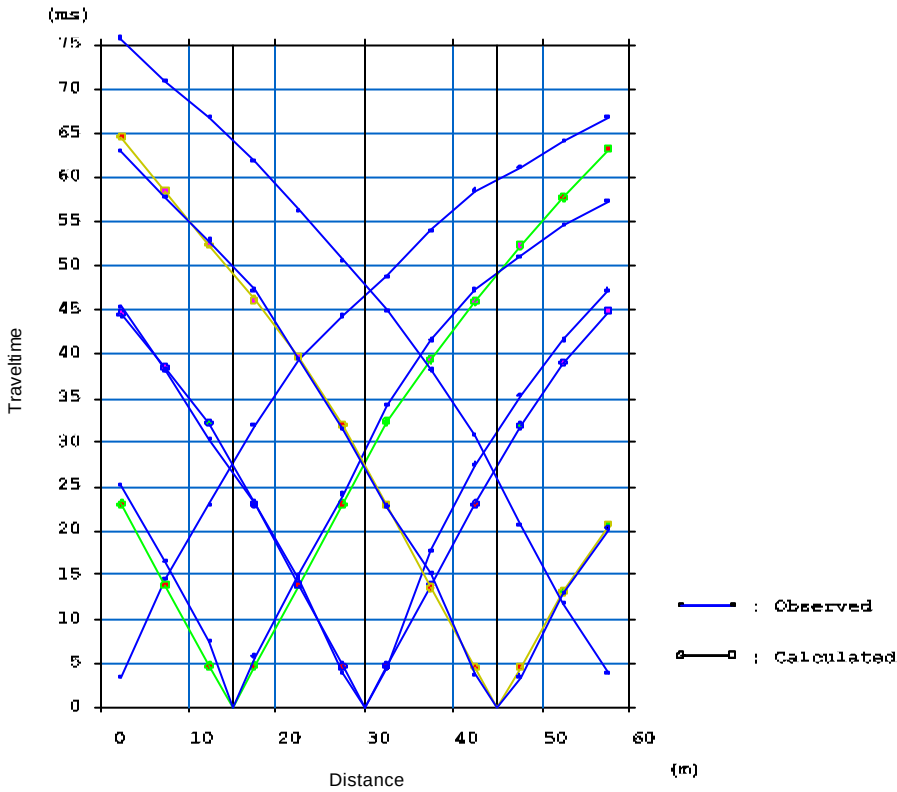
Rdo.
Guillermo Bendicho Revilla
Subdirector

4. PERFILES SÍSMICOS

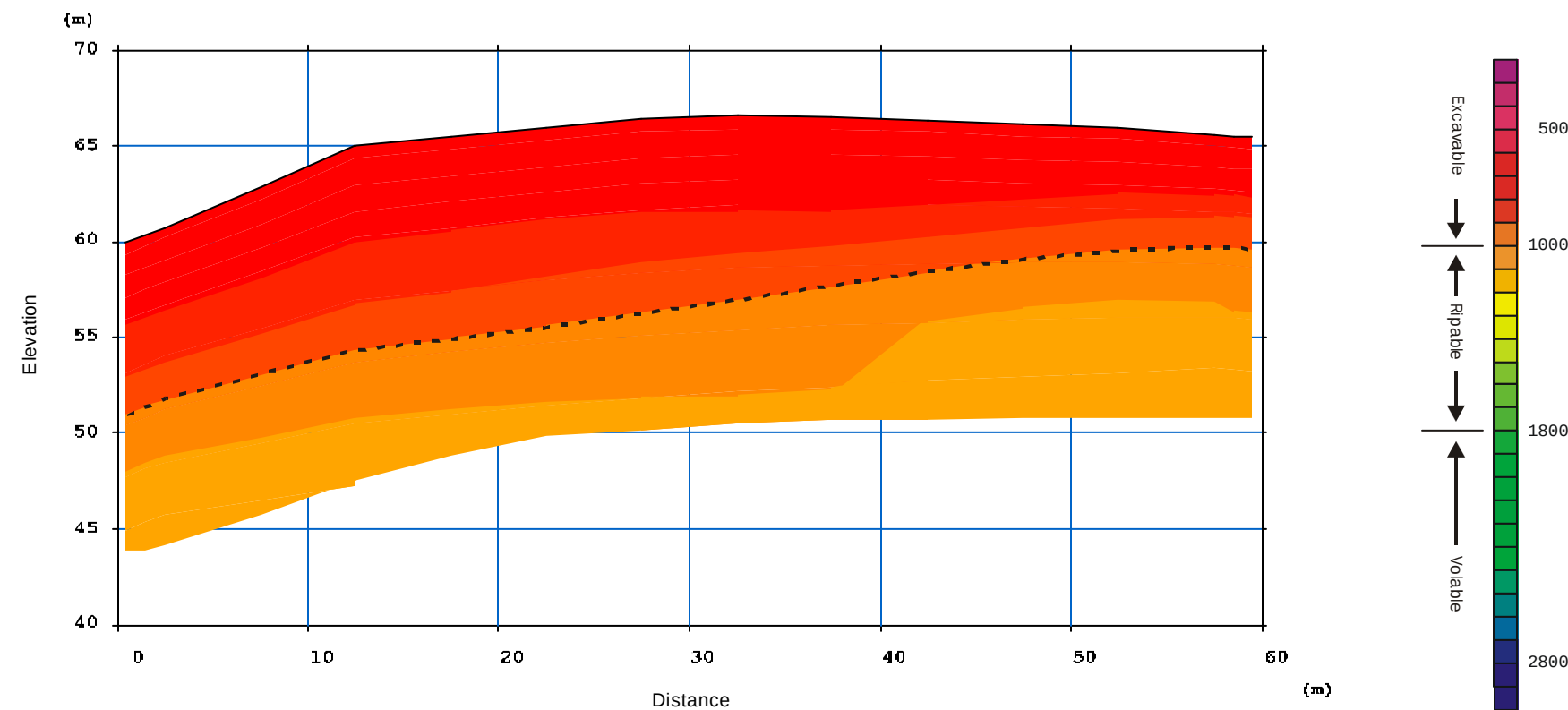
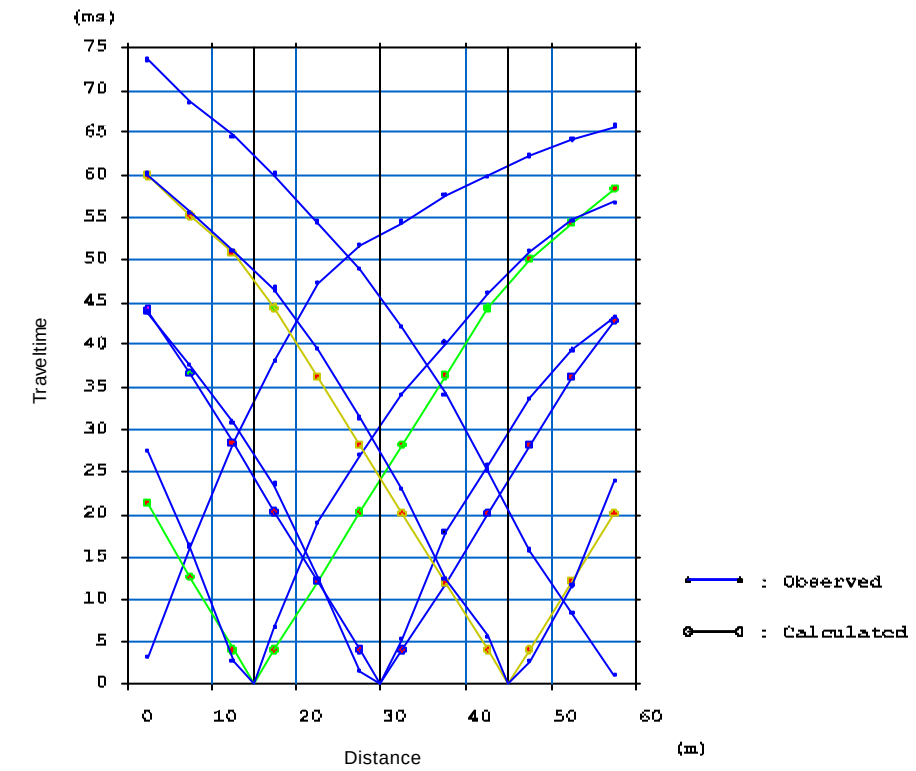
4.1 PERFIL SÍSMICO PS-1



4.2 PERFIL SÍSMICO PS-2

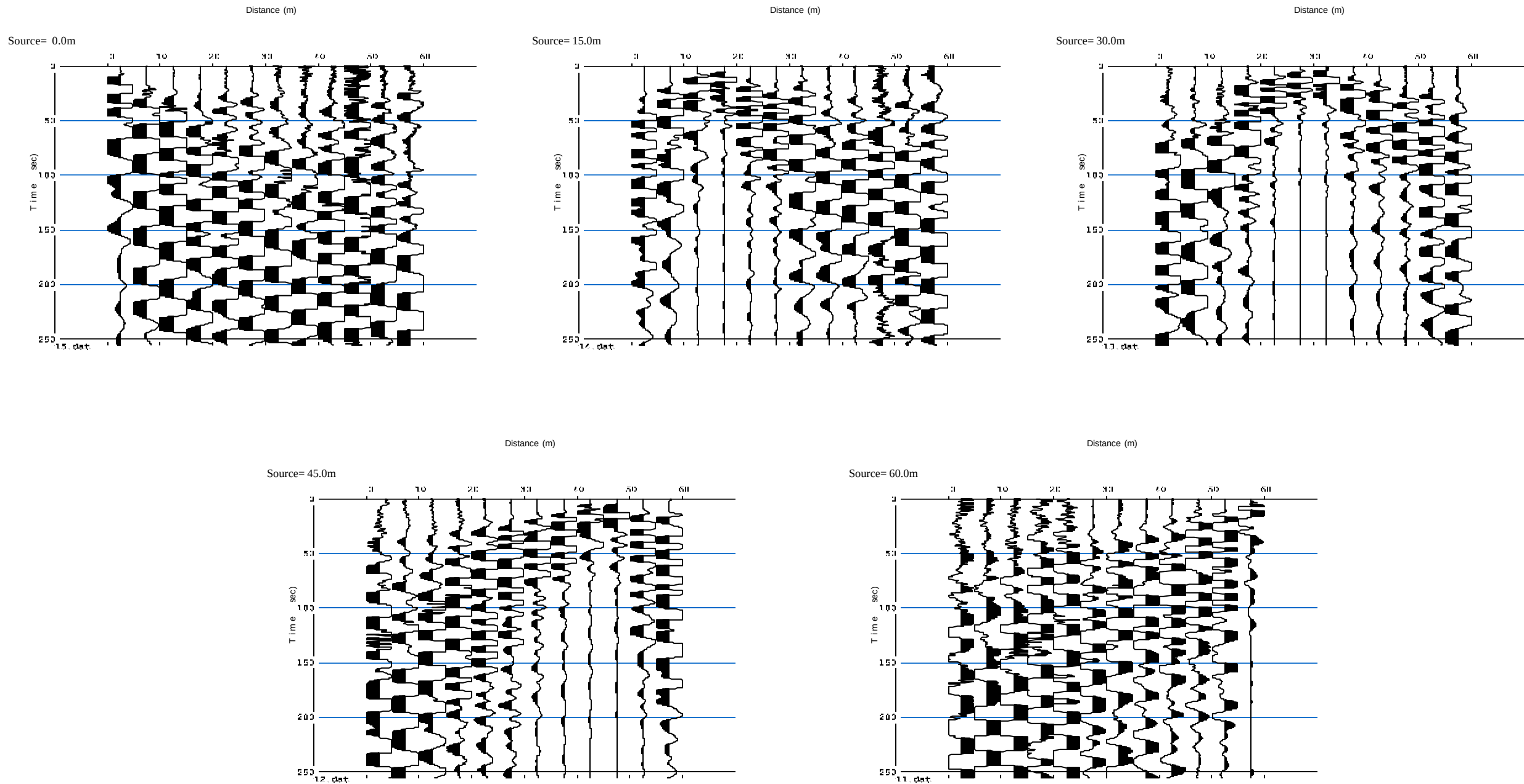


4.3 PERFIL SÍSMICO PS-3

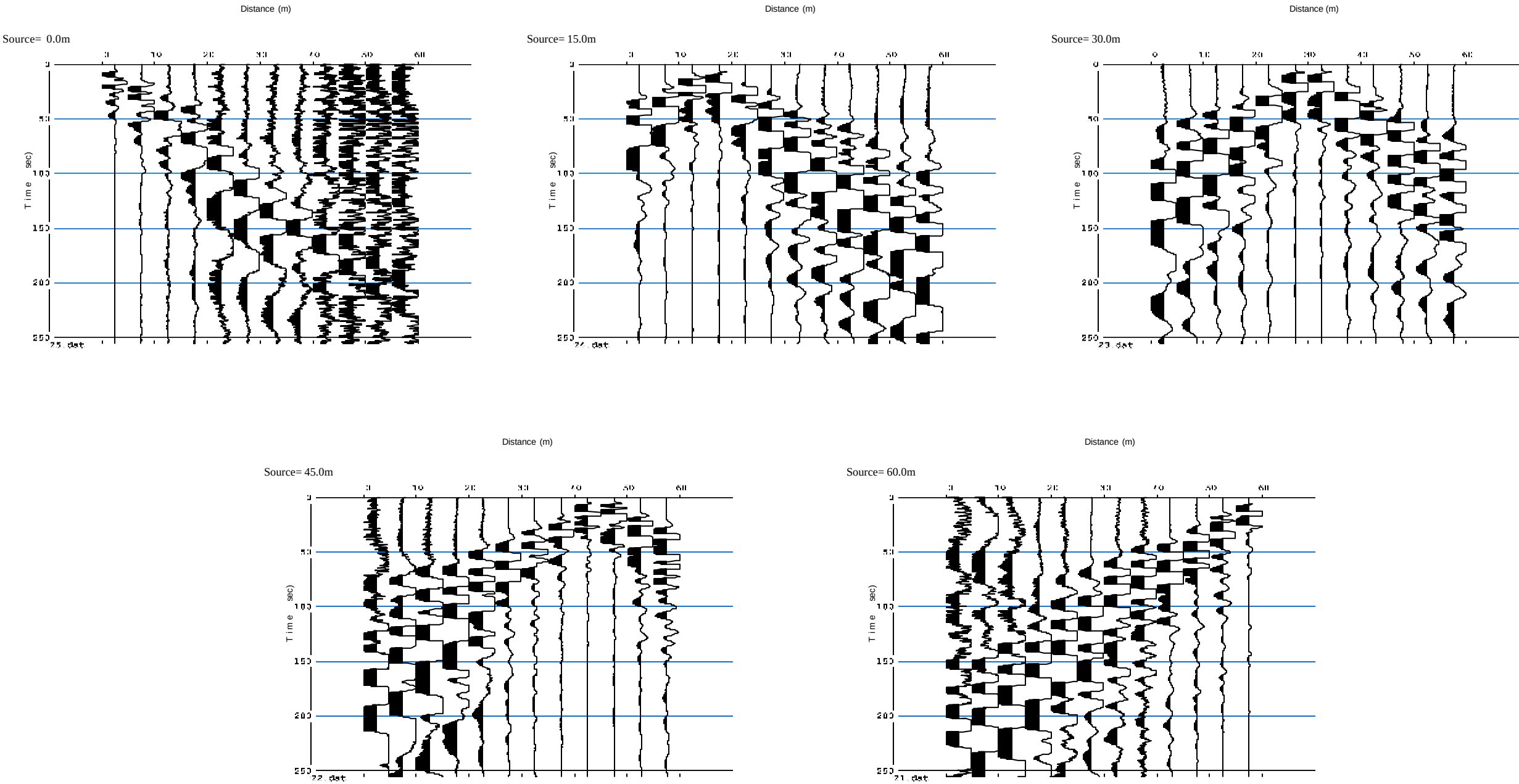


5. SISMOGRAMAS

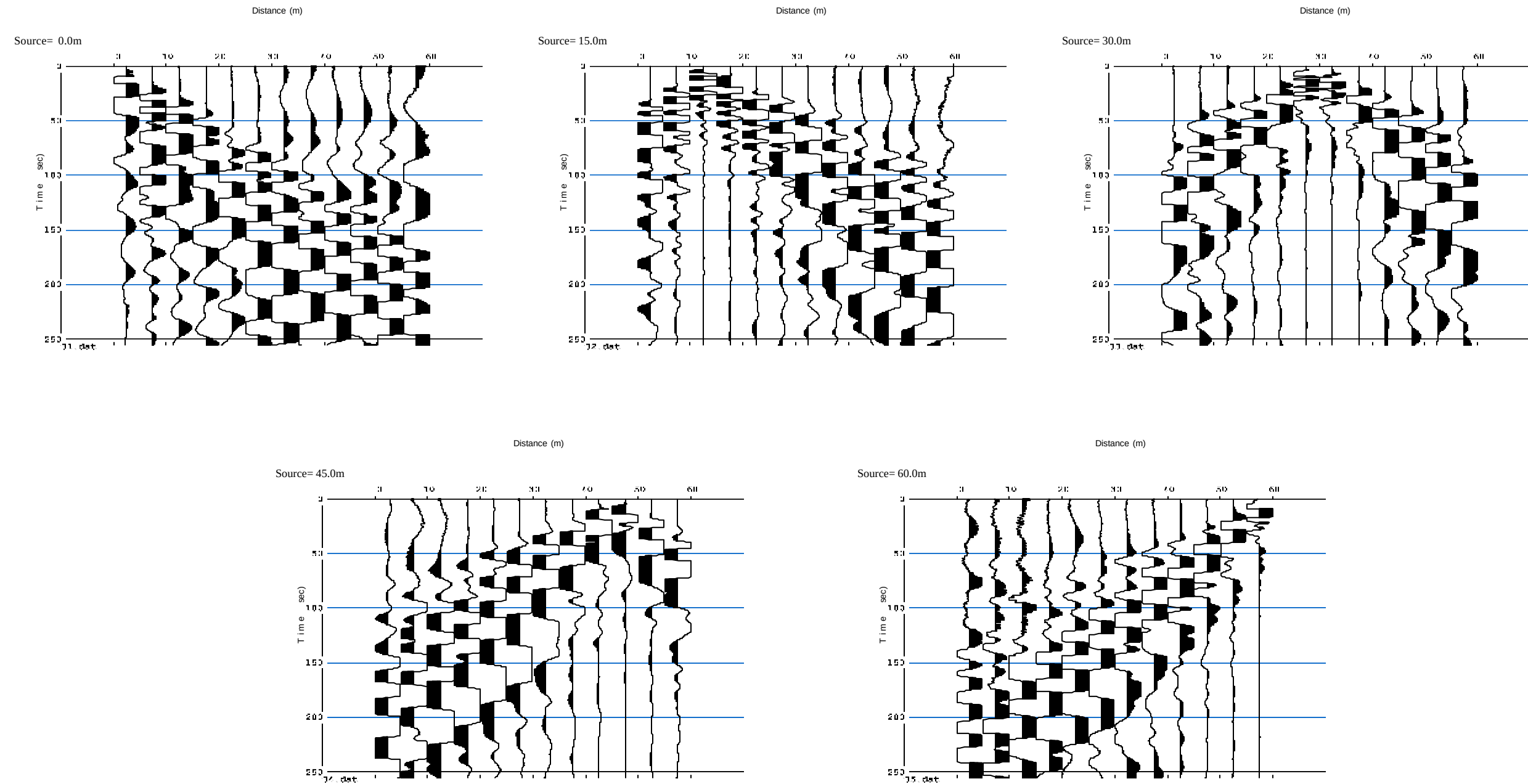
5.1 PERFIL SÍSMICO PS-1



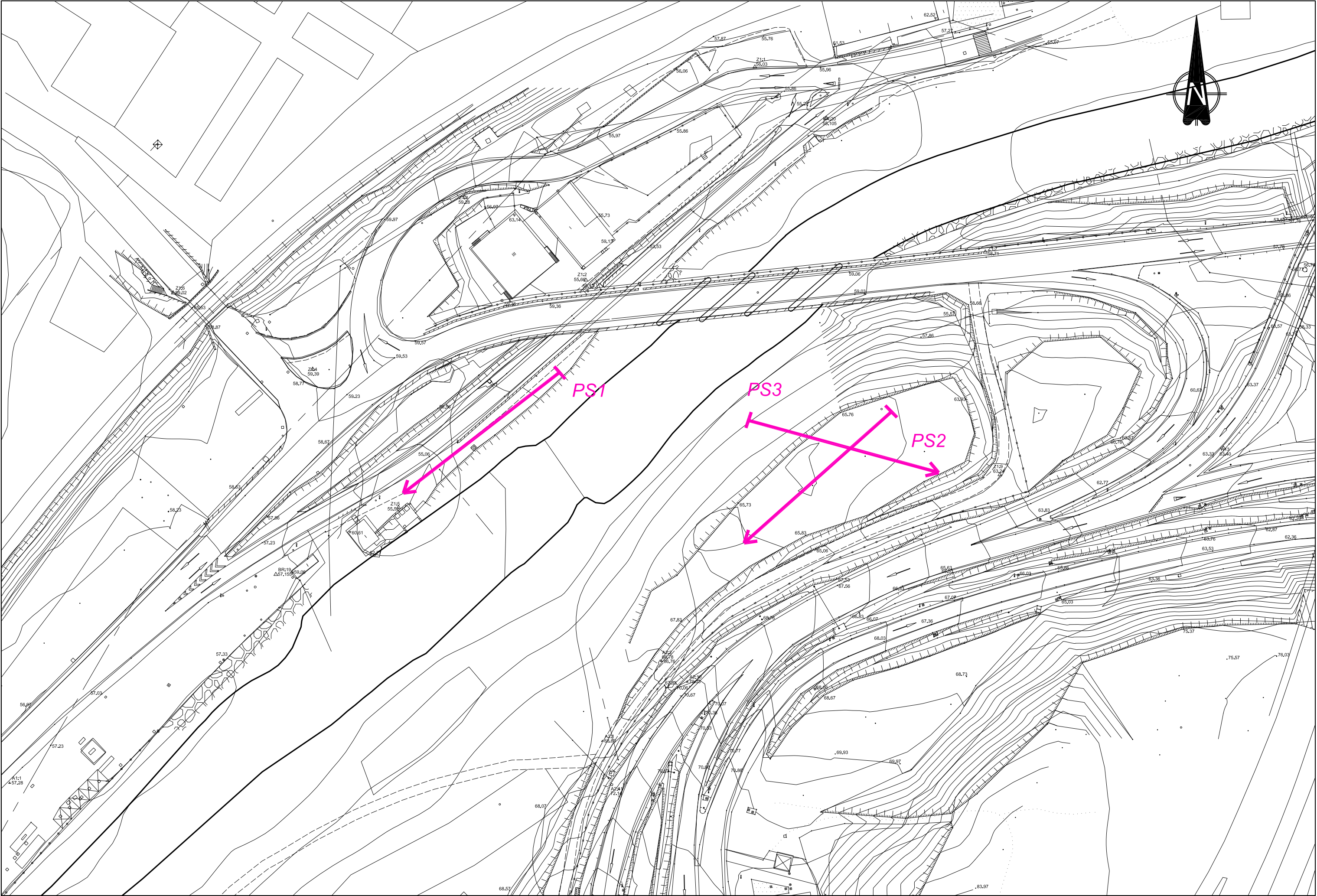
5.2 PERFIL SÍSMICO PS-2



5.3 PERFIL SÍSMICO PS-3



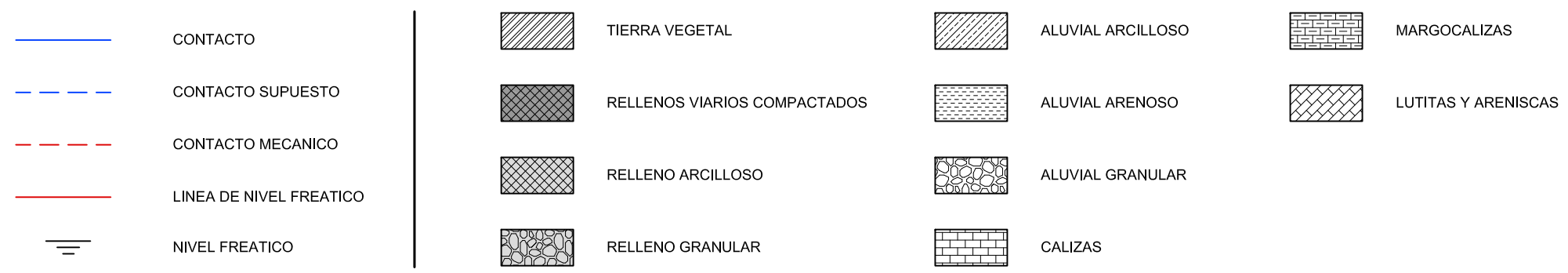
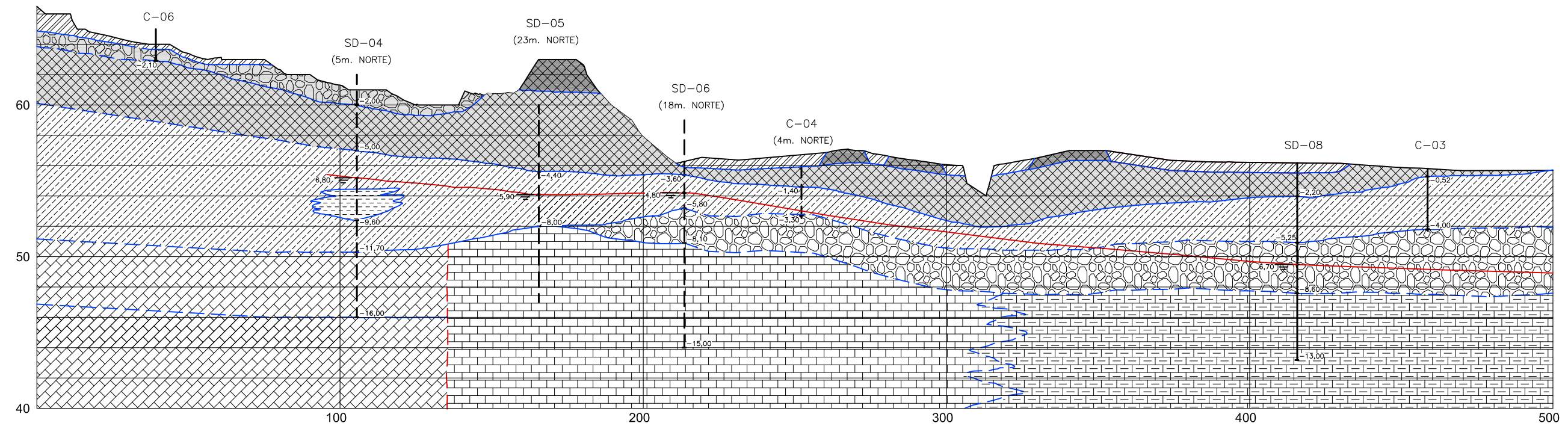
6. PLANO DE SITUACIÓN



APÉNDICE N° 5
PERFIL GEOLÓGICO

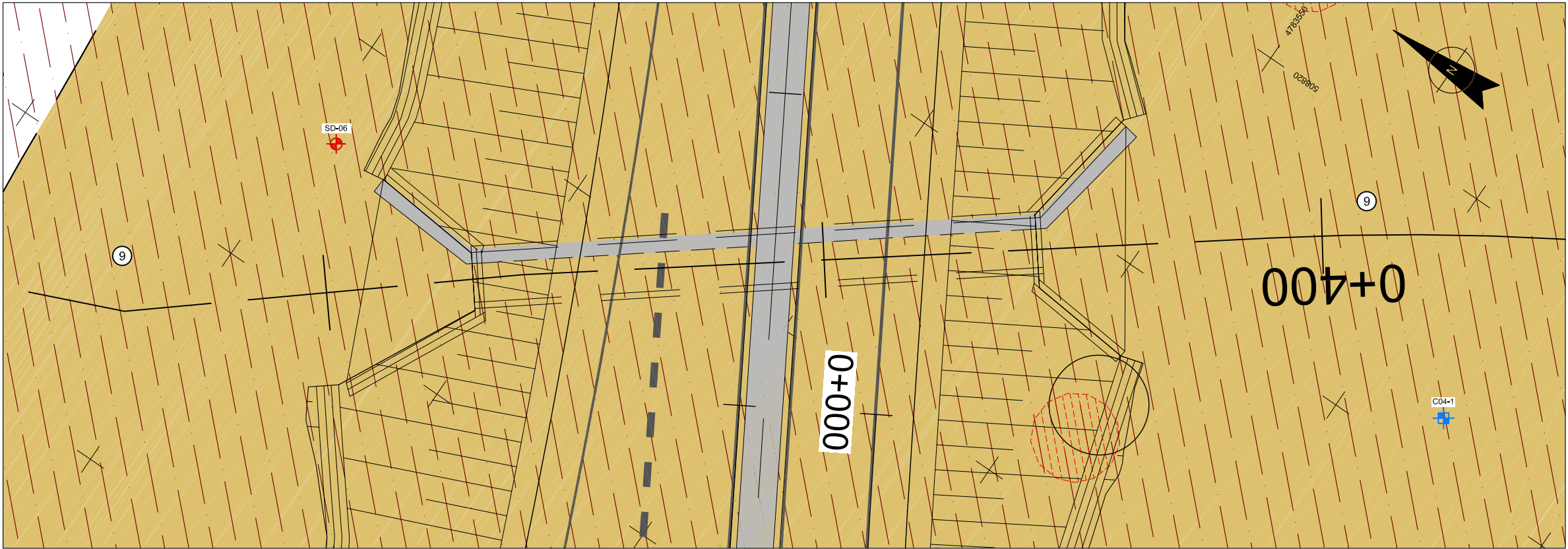
oeste

este

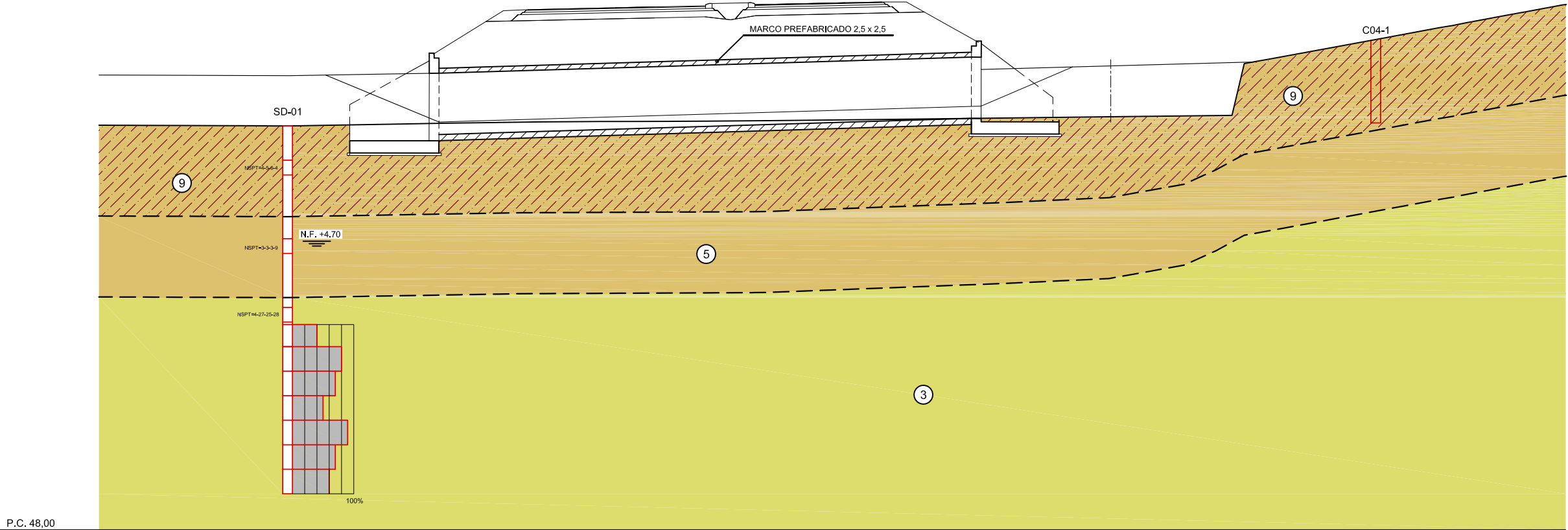


APÉNDICE N° 6

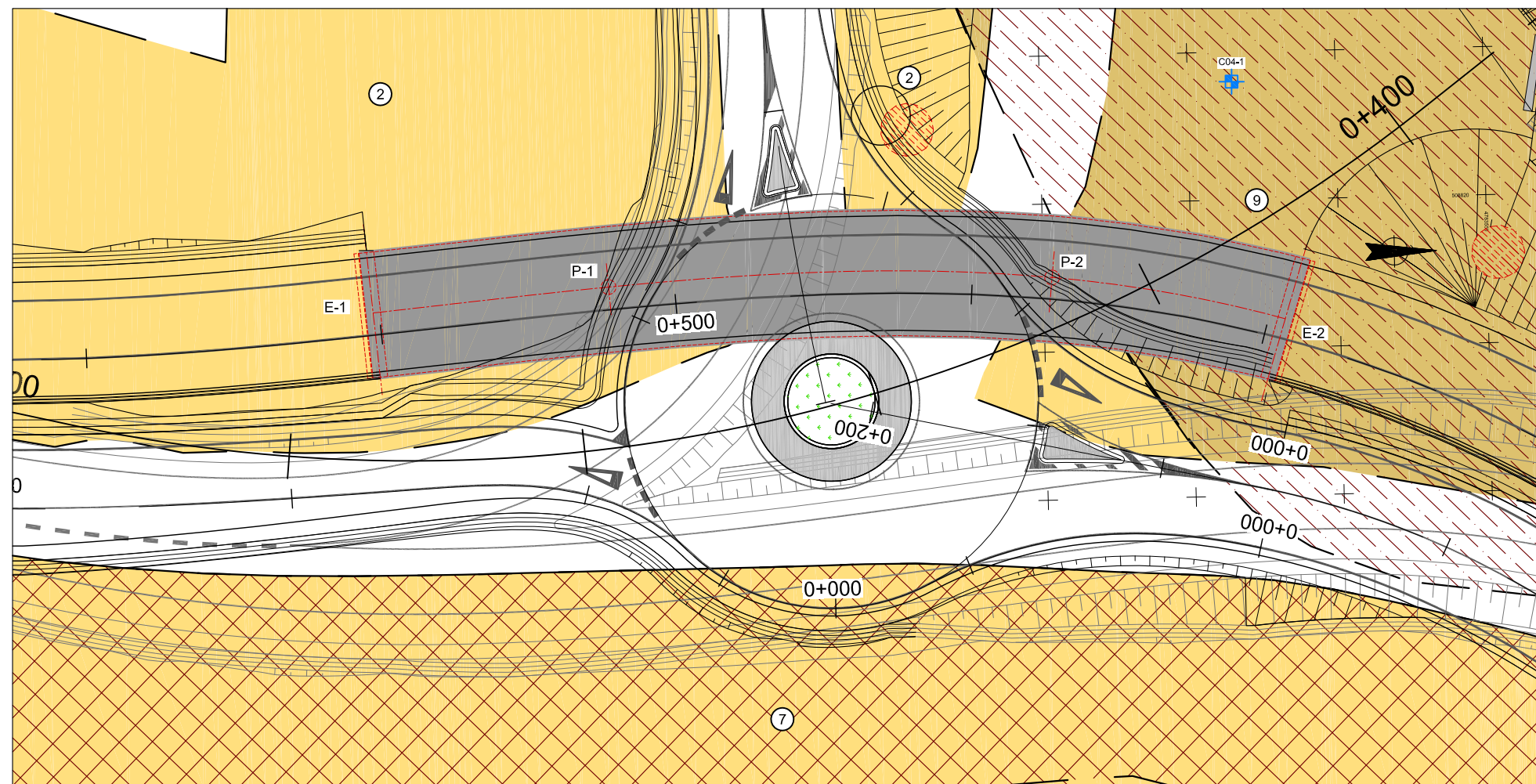
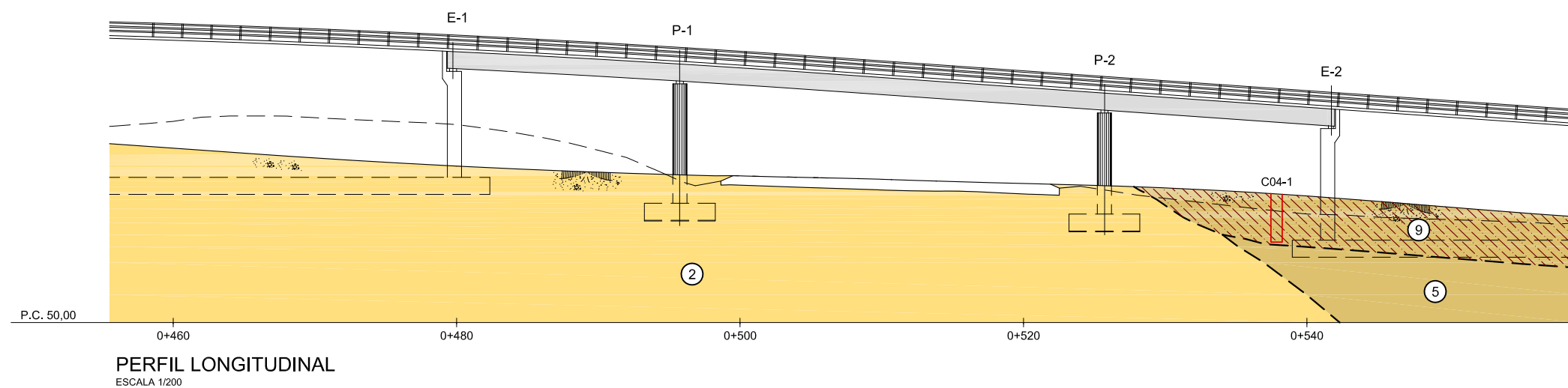
PERFIL GEOLÓGICO DE LAS ESTRUCTURAS

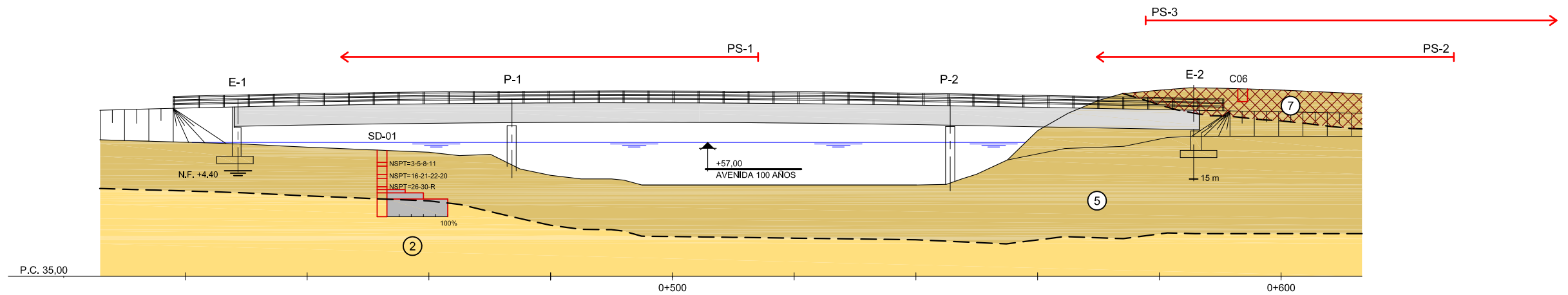


PLANTA
ESCALA 1/100

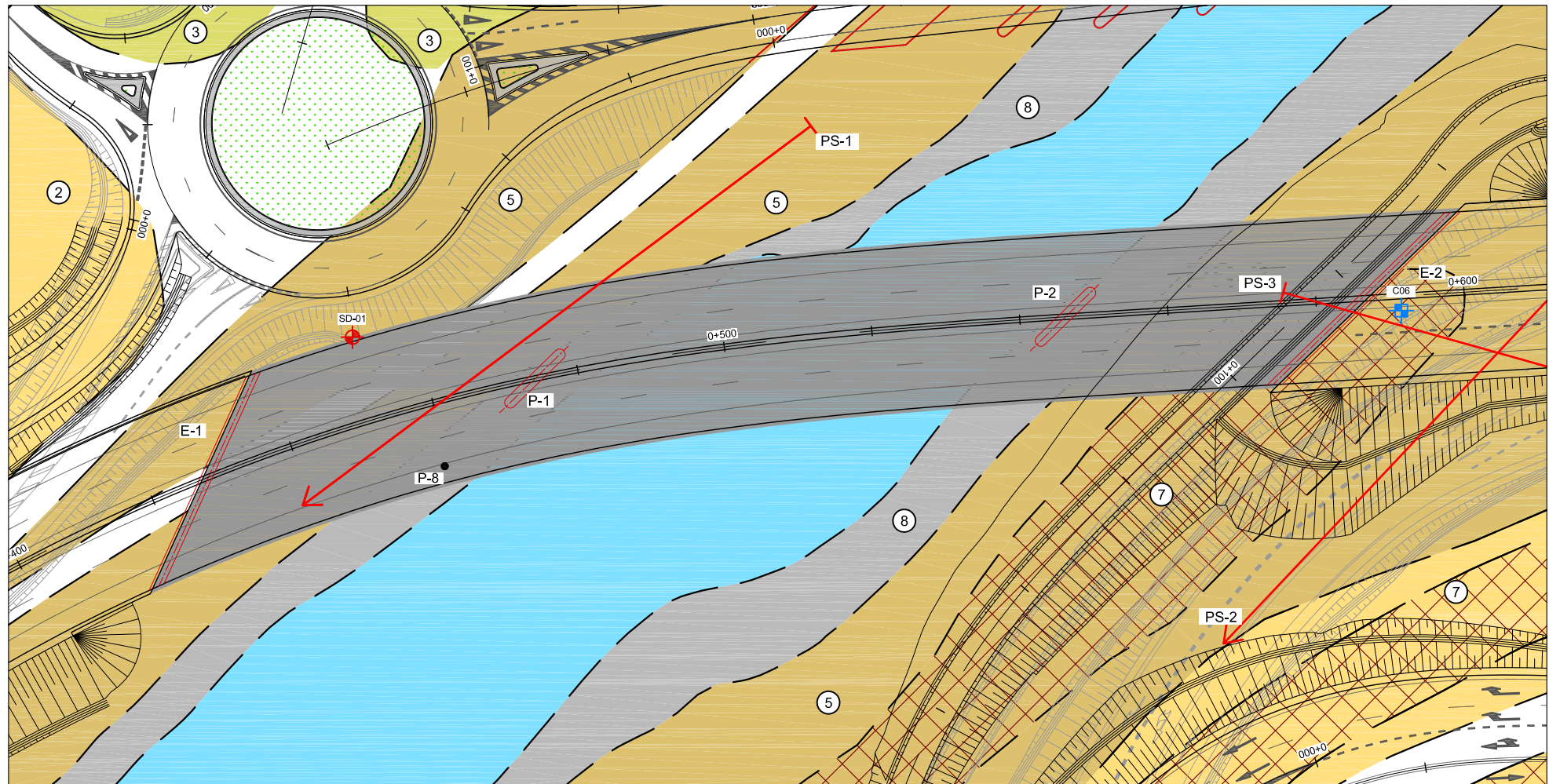


SECCION LONGITUDINAL
ESCALA 1:100





PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA 1/400



PLANTA
ESCALA 1/400

APÉNDICE Nº 7

ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

LÍMITES DE ATTERBERG

(UNE 103-103-94) (UNE 103-104-93)

Muestra N°: 0161/06

LÍMITE LÍQUIDO

-	N° de golpes	25	35	
-	Ref. tara	15	34	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,67	1,62	
$t+s+a$	Tara+suelo+agua	15,90	16,20	
$t+s$	Tara+suelo	14,23	14,58	
t	Tara	8,85	9,11	
$s=(t+s)-t$	Suelo	5,38	5,47	
$h=a/s*100$	% Humedad	31,04	29,62	

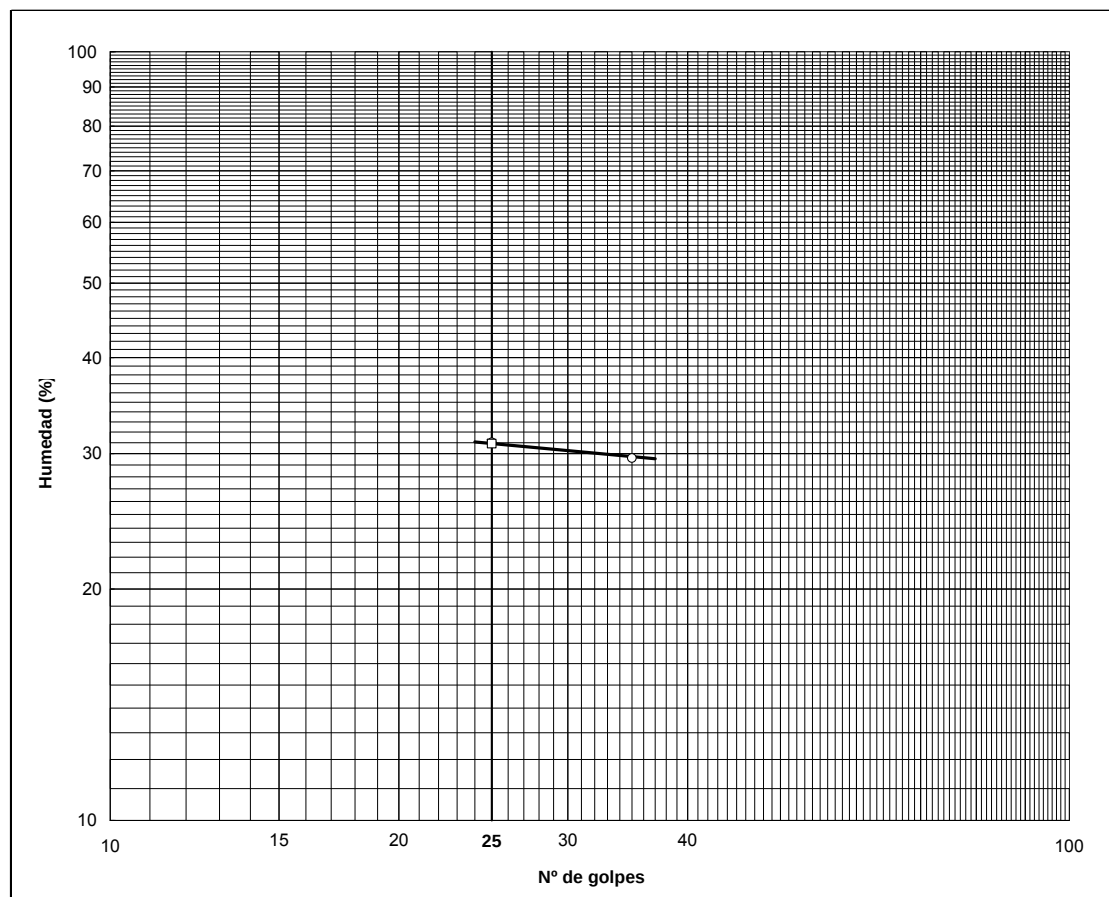
LÍMITE PLÁSTICO

-	Ref. tara	2	5	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,73	0,60	
$t+s+a$	Tara+suelo+agua	37,96	37,17	
$t+s$	Tara+suelo	37,23	36,57	
t	Tara	33,22	33,36	
$s=(t+s)-t$	Suelo	4,01	3,21	
$h=a/s*100$	% Humedad	18,20	18,69	

Límite líquido: **30,92**

Límite plástico: **18,45**

I .de plasticidad: **12,48**



LÍMITES DE ATTERBERG

(UNE 103-103-94) (UNE 103-104-93)

Muestra N°: 0162/06

LÍMITE LÍQUIDO

-	N° de golpes	23	31	
-	Ref. tara	13	4	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	2,03	1,68	
$t+s+a$	Tara+suelo+agua	16,29	15,31	
$t+s$	Tara+suelo	14,26	13,63	
t	Tara	8,87	8,90	
$s=(t+s)-t$	Suelo	5,39	4,73	
$h=a/s*100$	% Humedad	37,66	35,52	

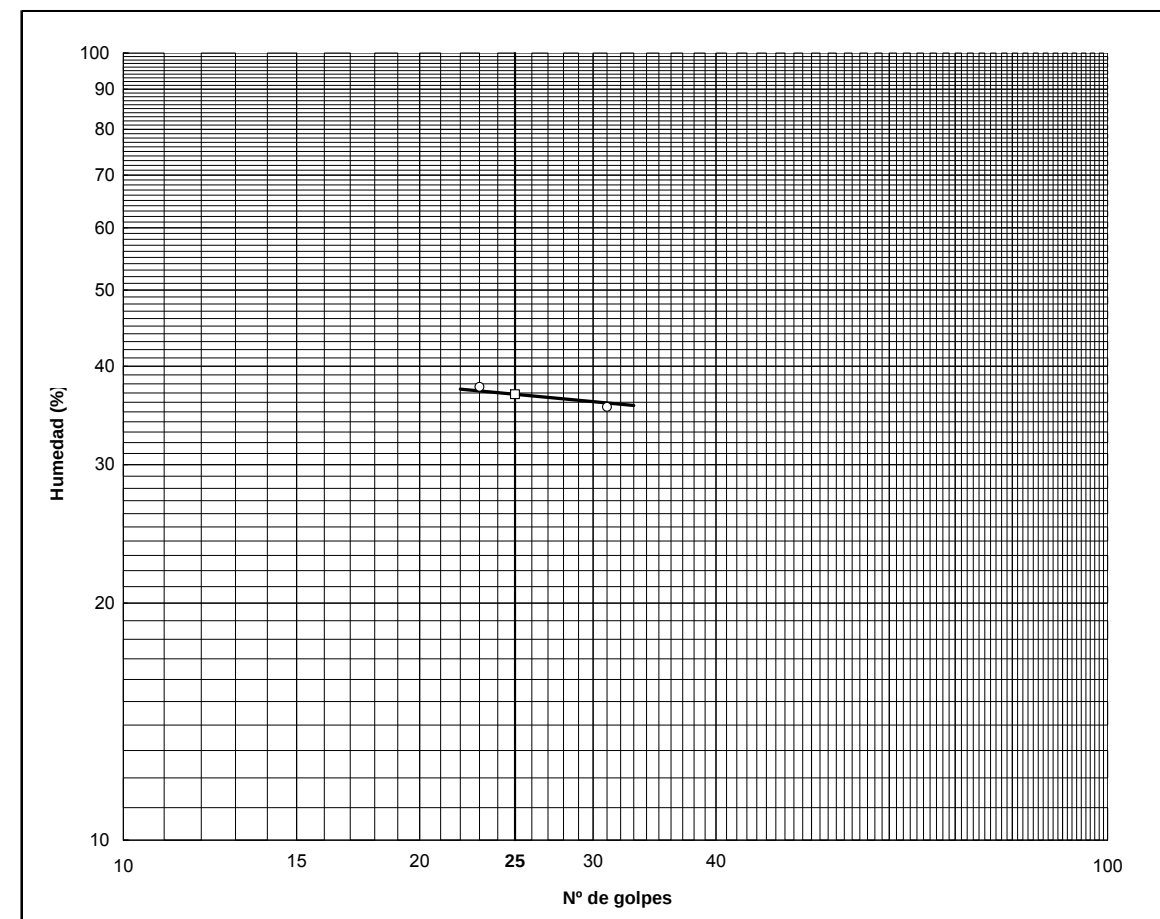
LÍMITE PLÁSTICO

-	Ref. tara	21	22	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,25	1,07	
$t+s+a$	Tara+suelo+agua	39,20	38,28	
$t+s$	Tara+suelo	37,95	37,21	
t	Tara	31,96	32,33	
$s=(t+s)-t$	Suelo	5,99	4,88	
$h=a/s*100$	% Humedad	20,87	21,93	

Límite líquido: **36,86**

Límite plástico: **21,40**

I .de plasticidad: **15,46**



LÍMITES DE ATTERBERG

(UNE 103-103-94) (UNE 103-104-93)

Muestra N°: 0163/06

LÍMITE LÍQUIDO

-	Nº de golpes	25	30	
-	Ref. tara	26	34	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,85	2,18	
t+s+a	Tara+suelo+agua	15,25	16,76	
t+s	Tara+suelo	13,40	14,58	
t	Tara	8,94	9,11	
$s=(t+s)-t$	Suelo	4,46	5,47	
$h=a/s*100$	% Humedad	41,48	39,85	

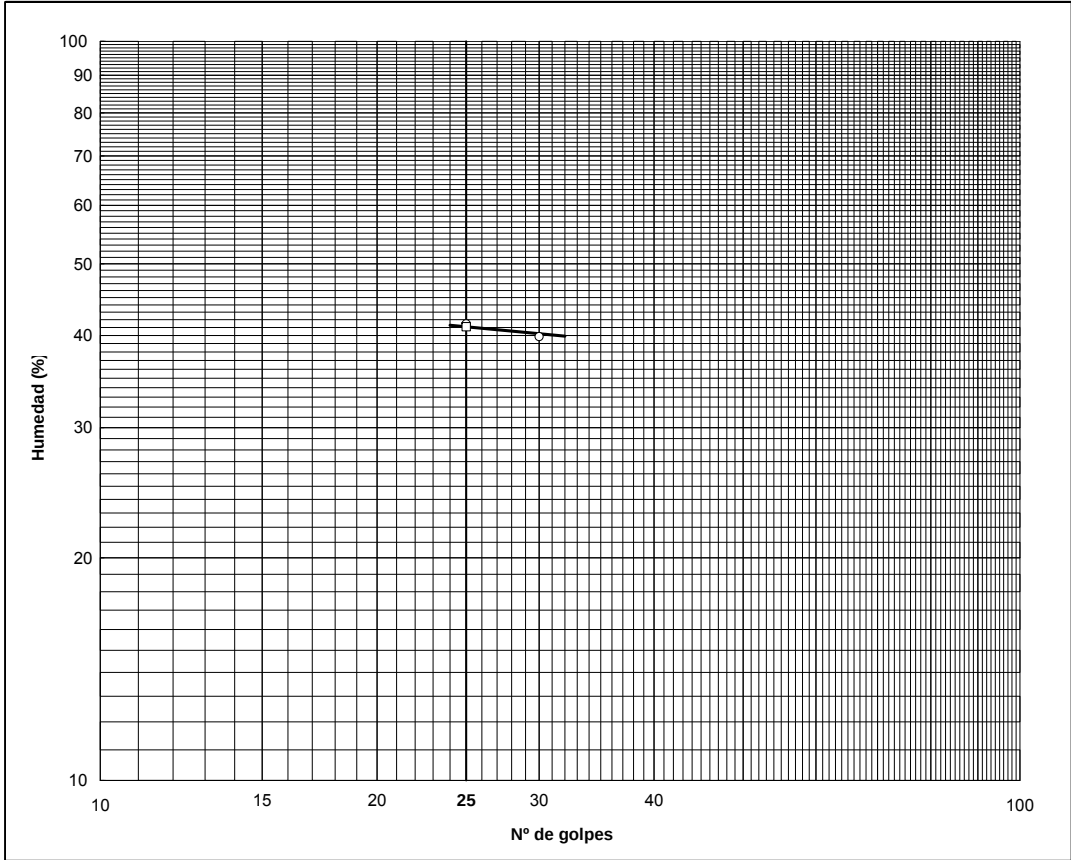
LÍMITE PLÁSTICO

-	Ref. tara	2	5	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,05	0,88	
t+s+a	Tara+suelo+agua	38,92	38,05	
t+s	Tara+suelo	37,87	37,17	
t	Tara	33,22	33,36	
$s=(t+s)-t$	Suelo	4,65	3,81	
$h=a/s*100$	% Humedad	22,58	23,10	

Límite líquido: 41,10

Límite plástico: 22,84

I .de plasticidad: 18,26



LÍMITES DE ATTERBERG

(UNE 103-103-94) (UNE 103-104-93)

Muestra N°: 0164/06

LÍMITE LÍQUIDO

-	Nº de golpes	25	35	
-	Ref. tara	19	23	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,86	2,05	
t+s+a	Tara+suelo+agua	16,03	16,96	
t+s	Tara+suelo	14,17	14,91	
t	Tara	9,07	9,11	
$s=(t+s)-t$	Suelo	5,10	5,80	
$h=a/s*100$	% Humedad	36,47	35,34	

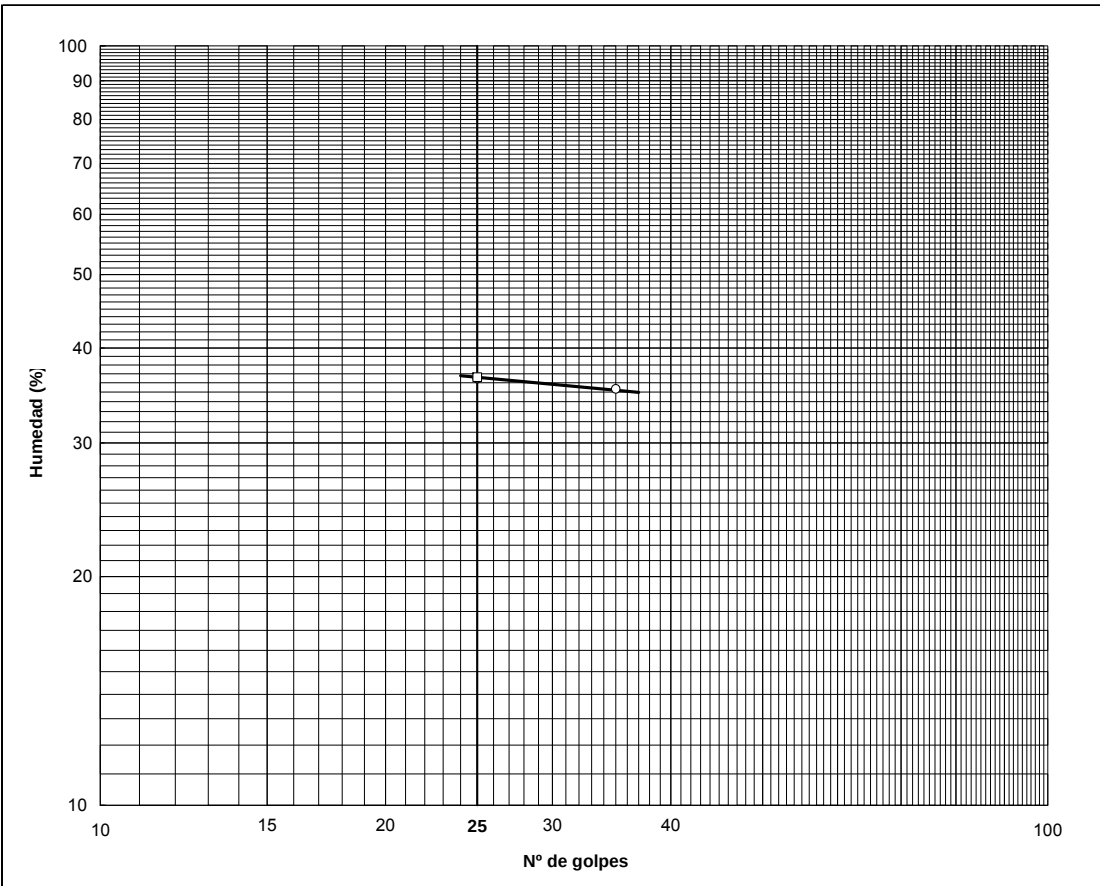
LÍMITE PLÁSTICO

-	Ref. tara	21	22	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,90	0,70	
t+s+a	Tara+suelo+agua	37,08	36,25	
t+s	Tara+suelo	36,18	35,55	
t	Tara	31,96	32,33	
$s=(t+s)-t$	Suelo	4,22	3,22	
$h=a/s*100$	% Humedad	21,33	21,74	

Límite líquido: 36,62

Límite plástico: 21,53

I .de plasticidad: 15,08



LÍMITES DE ATTERBERG

(UNE 103-103-94) (UNE 103-104-93)

Muestra N°: 0166/06

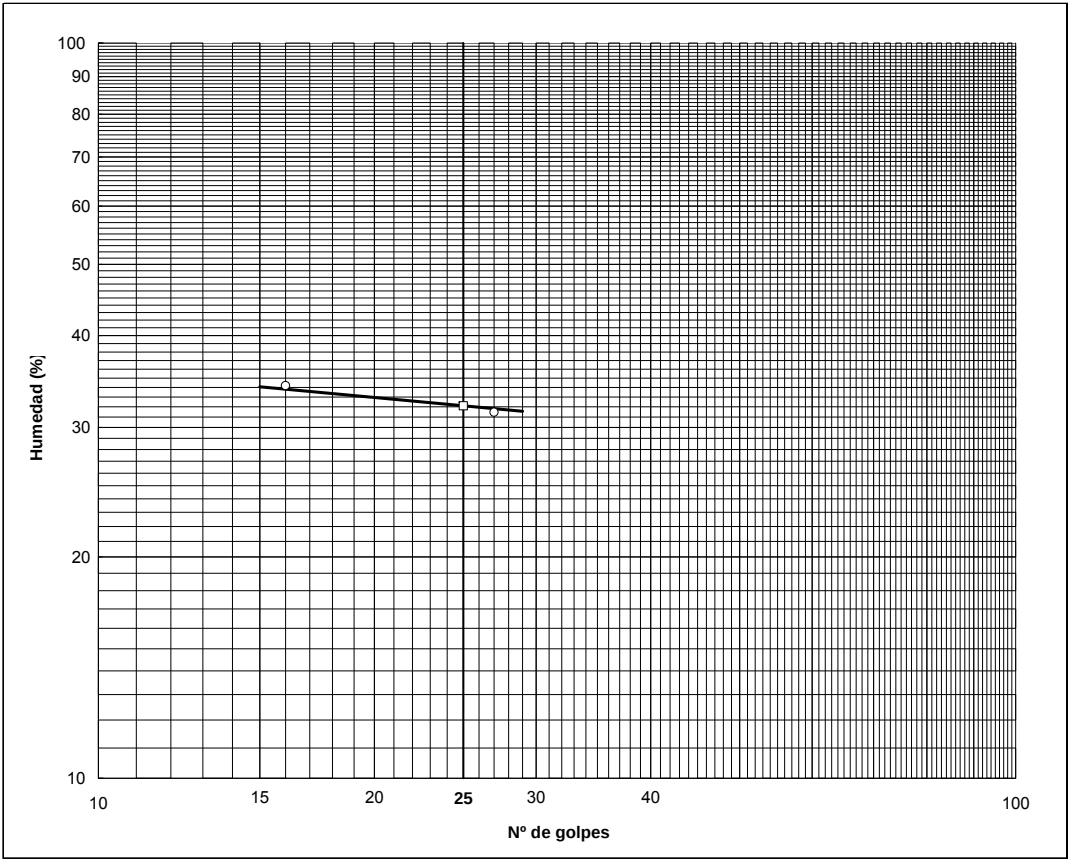
LÍMITE LÍQUIDO				
-	Nº de golpes	16	27	
-	Ref. tara	27	24	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,71	1,75	
t+s+a	Tara+suelo+agua	15,59	16,30	
t+s	Tara+suelo	13,88	14,55	
t	Tara	8,88	8,99	
$s=(t+s)-t$	Suelo	5,00	5,56	
$h=a/s*100$	% Humedad	34,20	31,47	

LÍMITE PLÁSTICO				
-	Ref. tara	2	5	
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,72	0,73	
t+s+a	Tara+suelo+agua	37,42	37,61	
t+s	Tara+suelo	36,70	36,88	
t	Tara	33,22	33,36	
$s=(t+s)-t$	Suelo	3,48	3,52	
$h=a/s*100$	% Humedad	20,69	20,74	

Límite líquido: 32,11

Límite plástico: 20,71

I .de plasticidad: 11,40

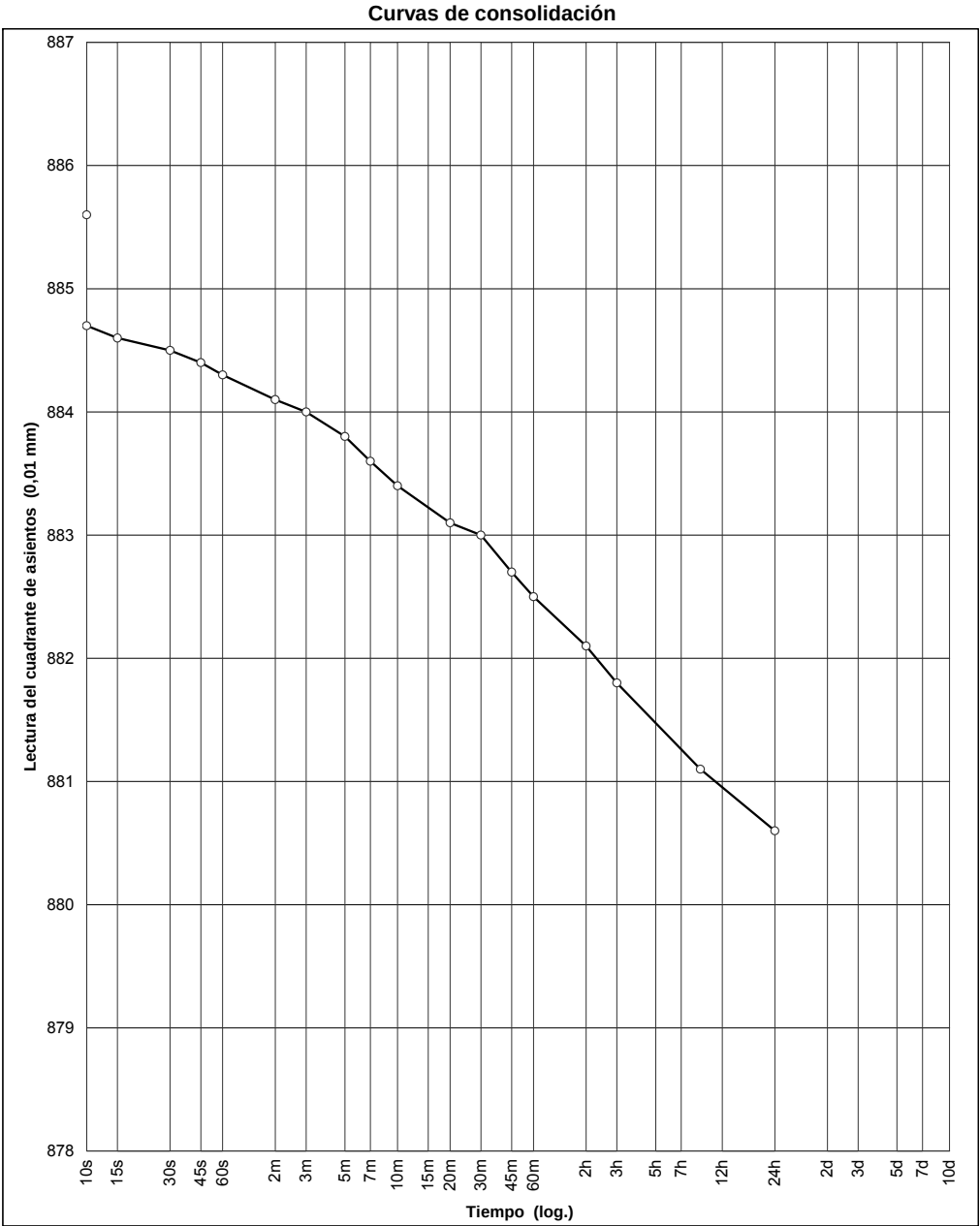


ENSAYO EDMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

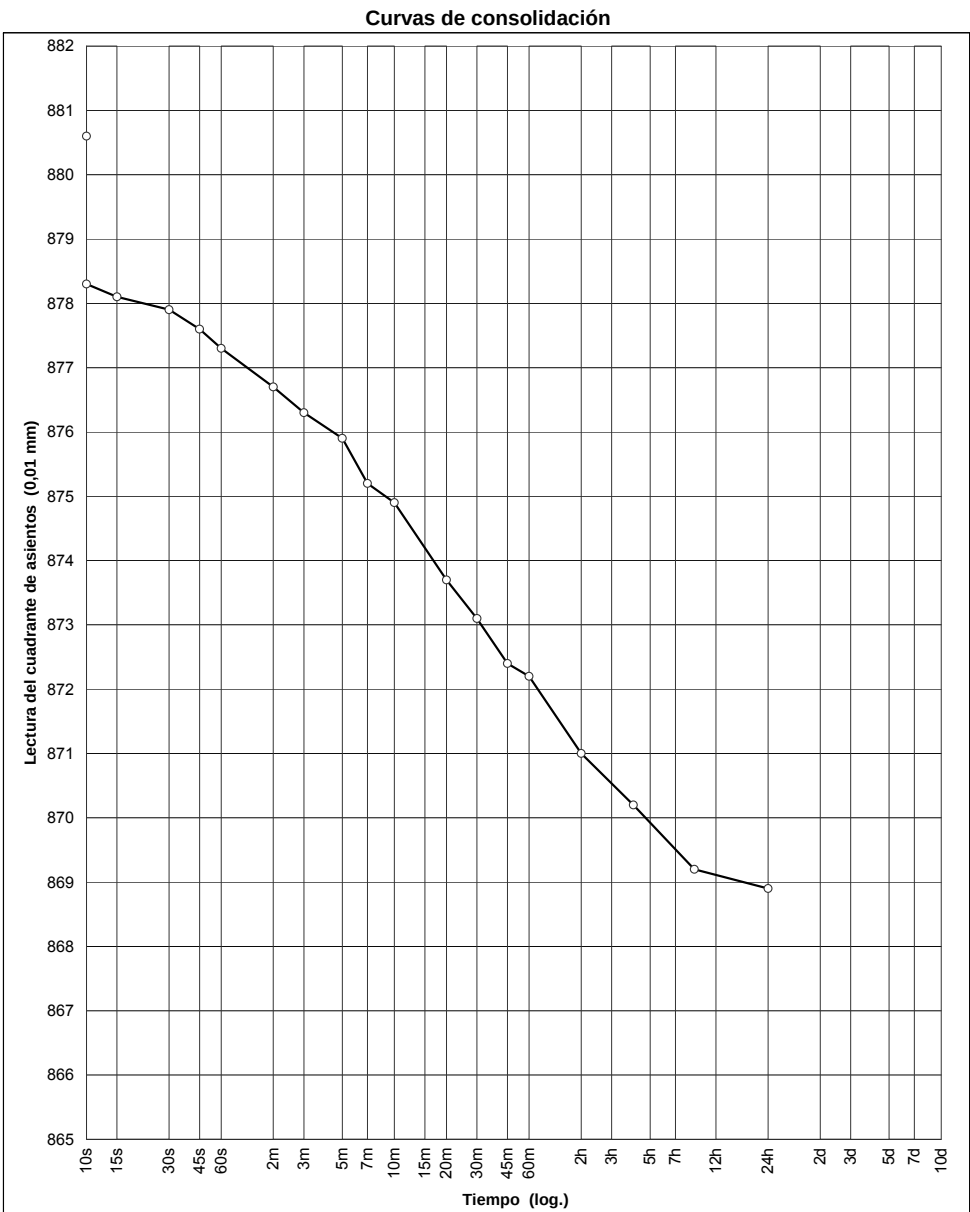
Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 5 a 10



ENSAYO EDMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 10 a 20



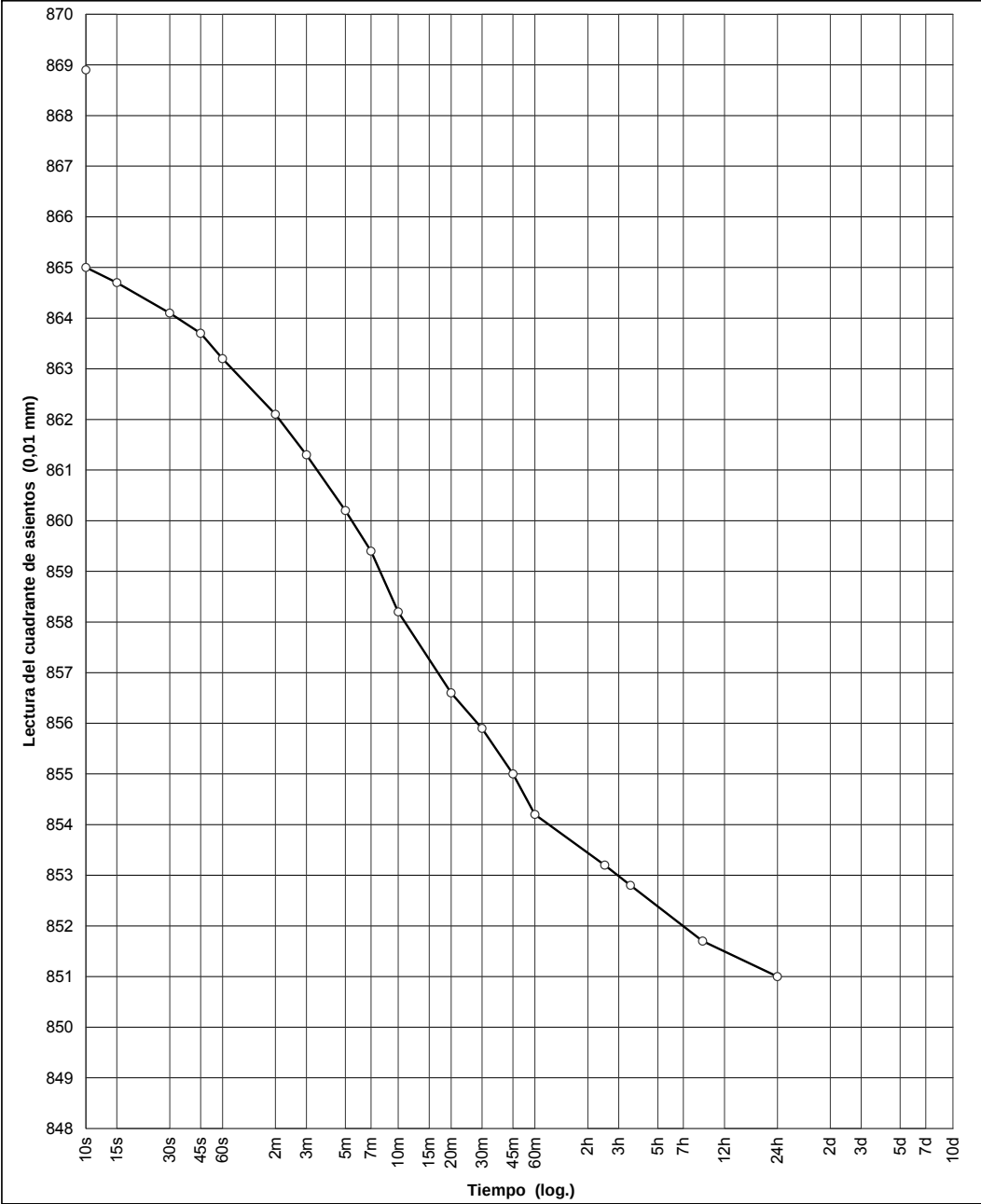
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 20 a 40

Curvas de consolidación



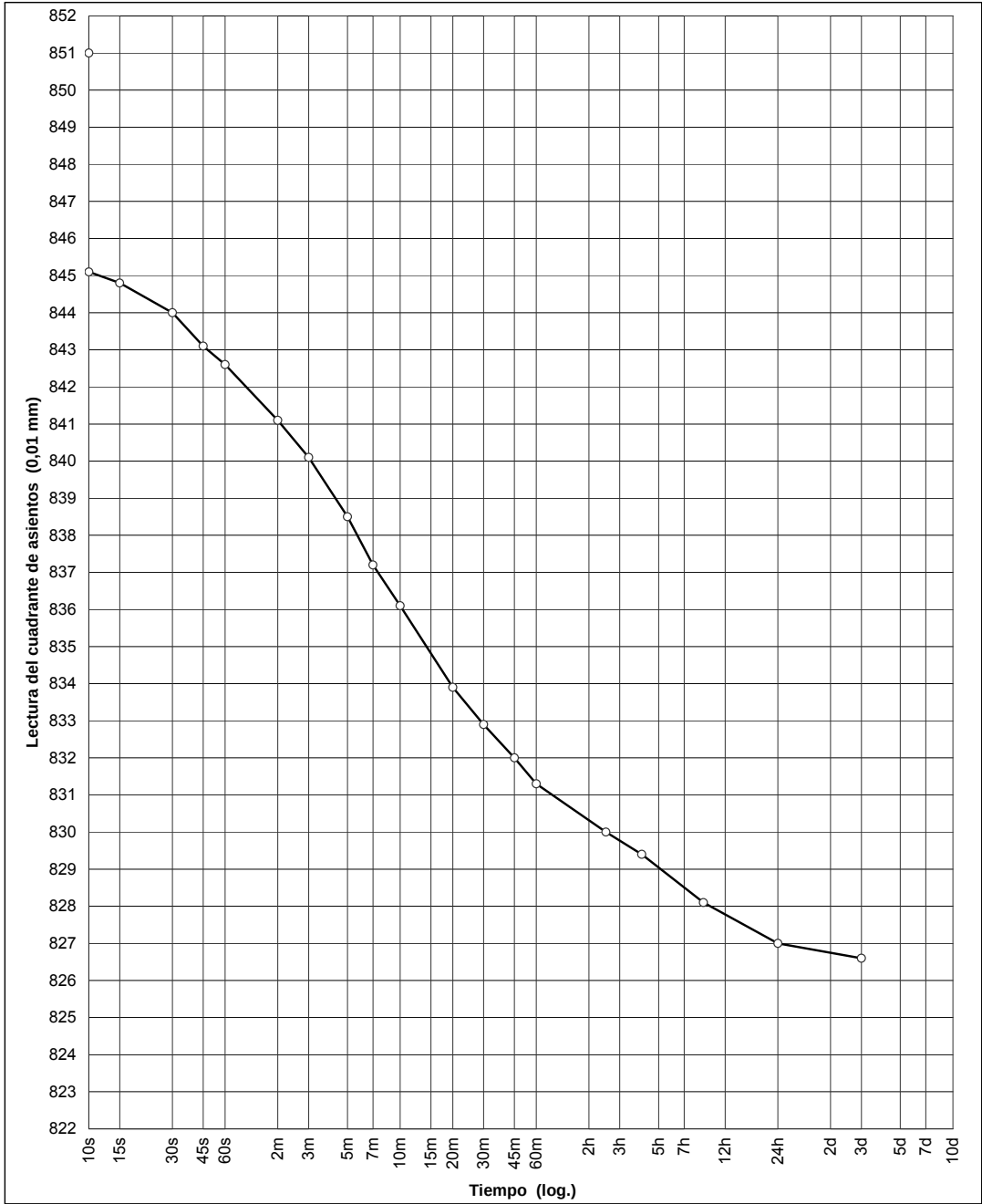
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 40 a 80

Curvas de consolidación

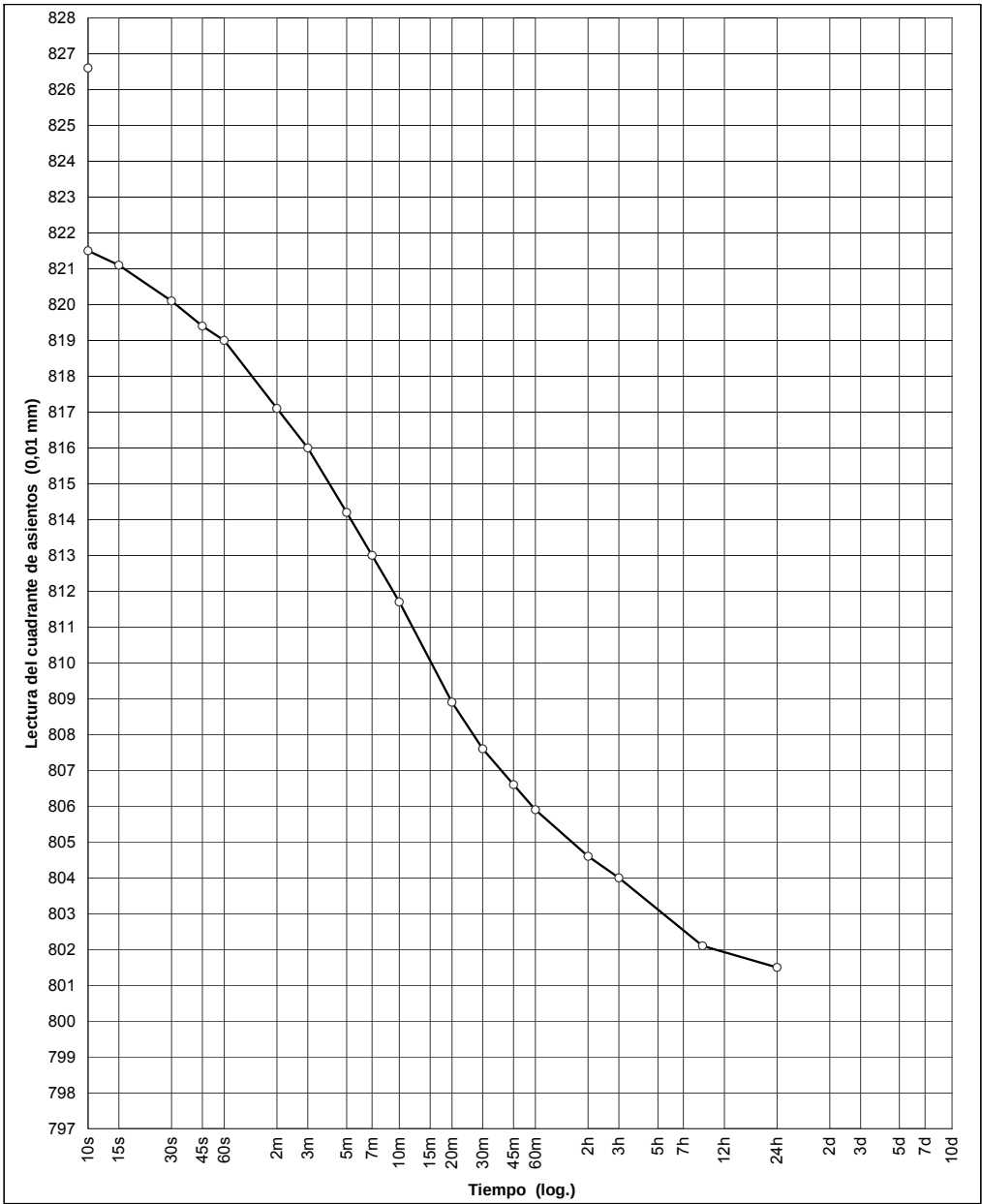


ENSAYO EDOMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 80 a 150

Curvas de consolidación

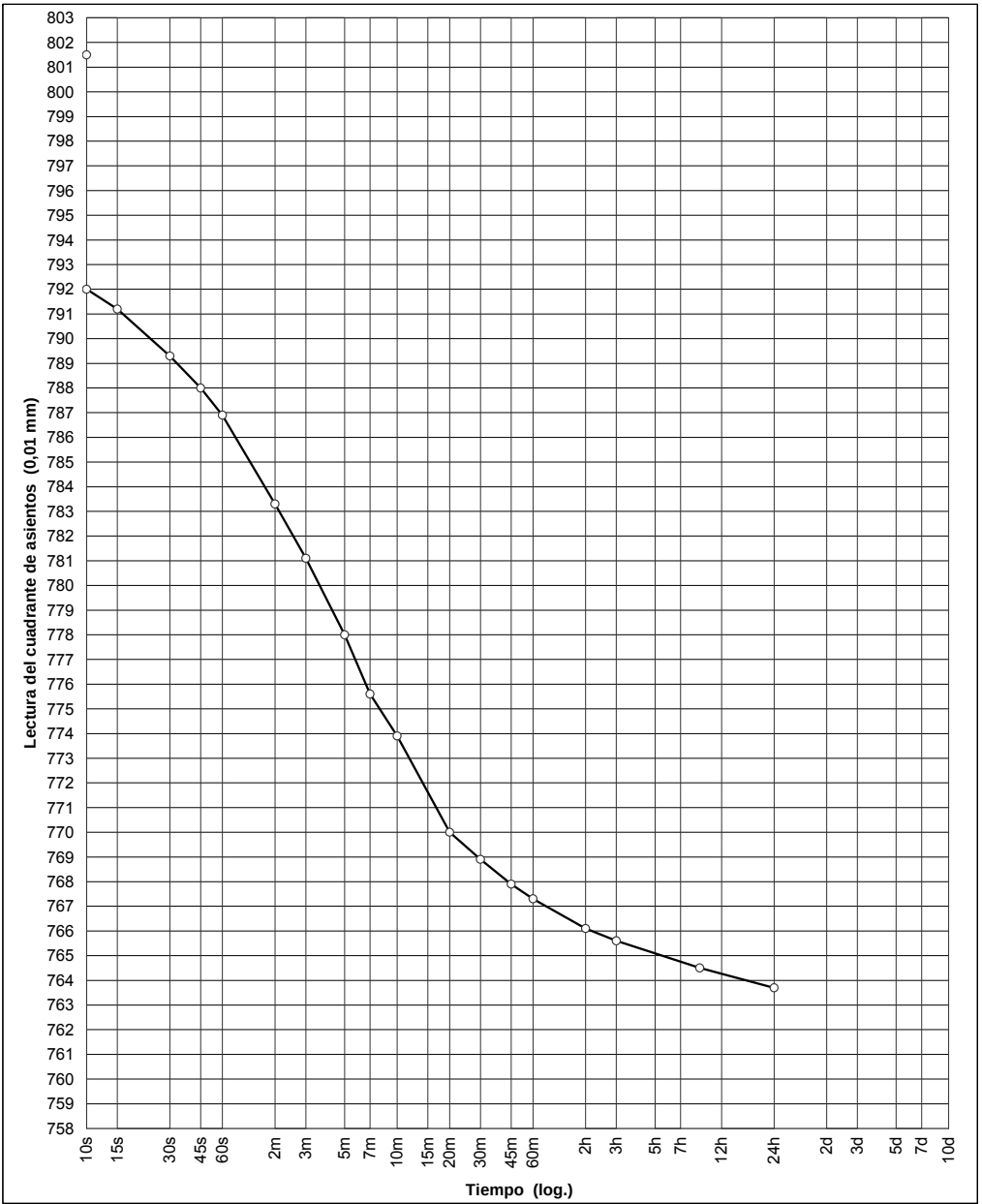


ENSAYO EDOMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 150 a 300

Curvas de consolidación

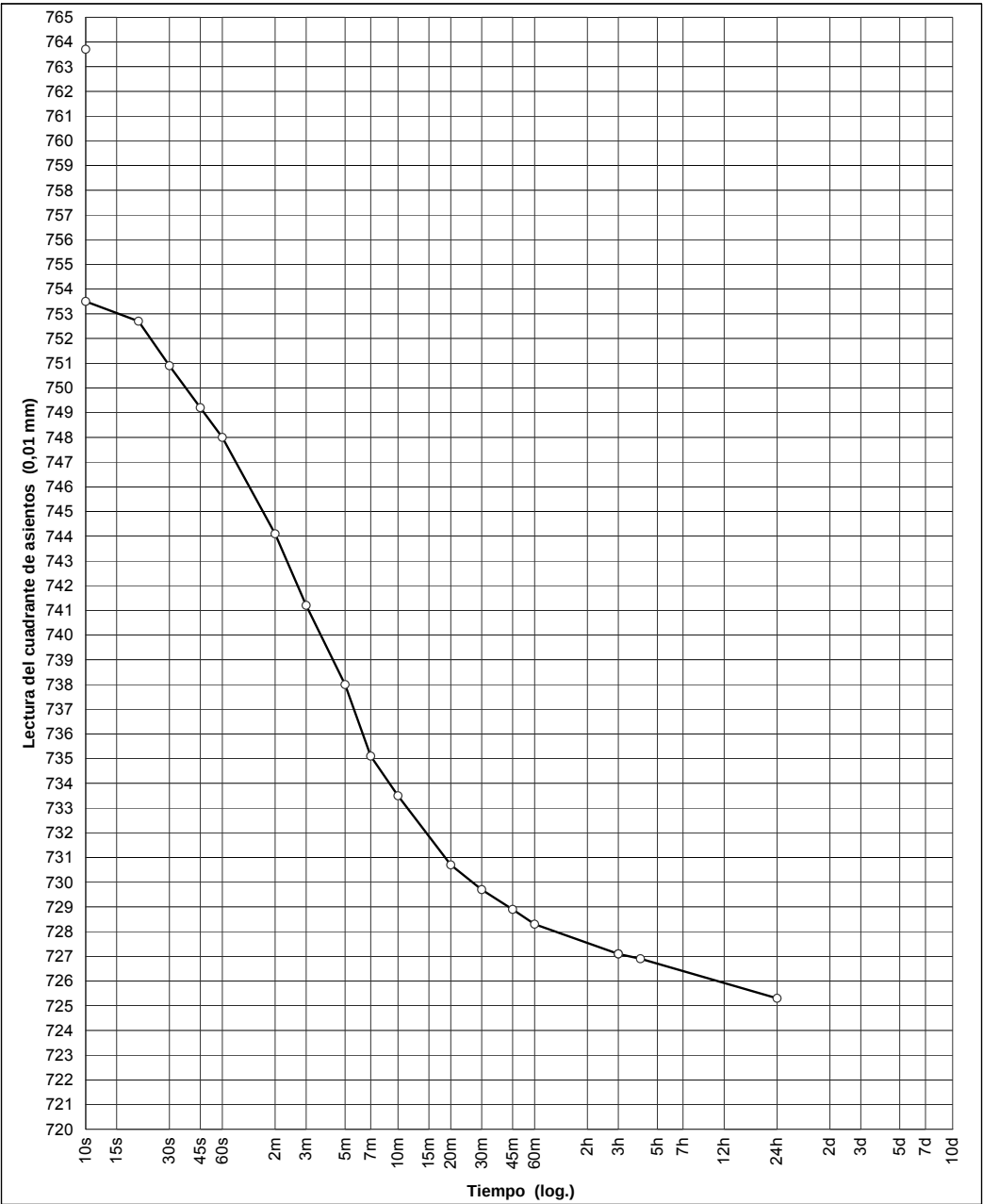


ENSAYO EDOMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 300 a 600

Curvas de consolidación

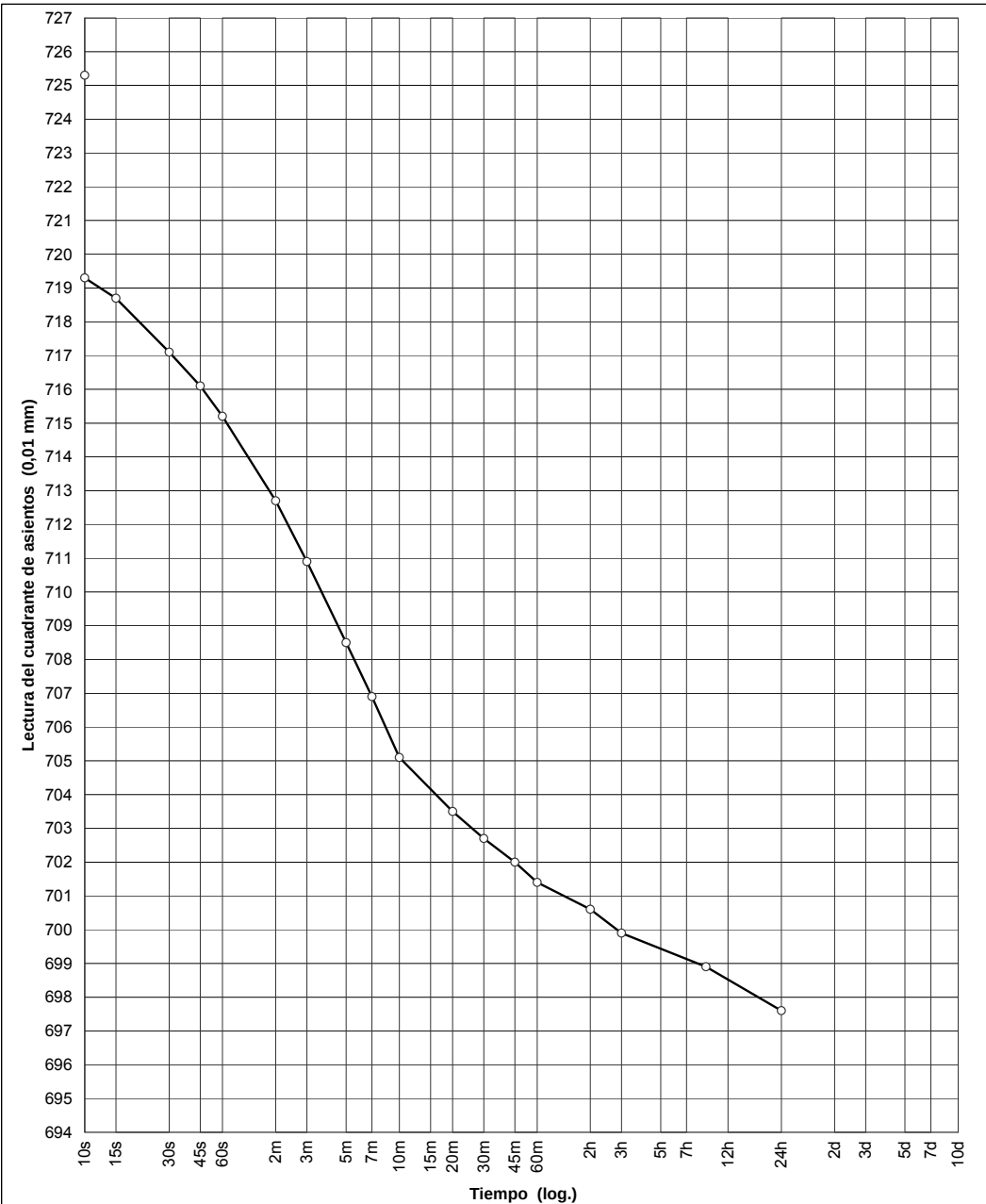


ENSAYO EDOMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 600 a 1000

Curvas de consolidación



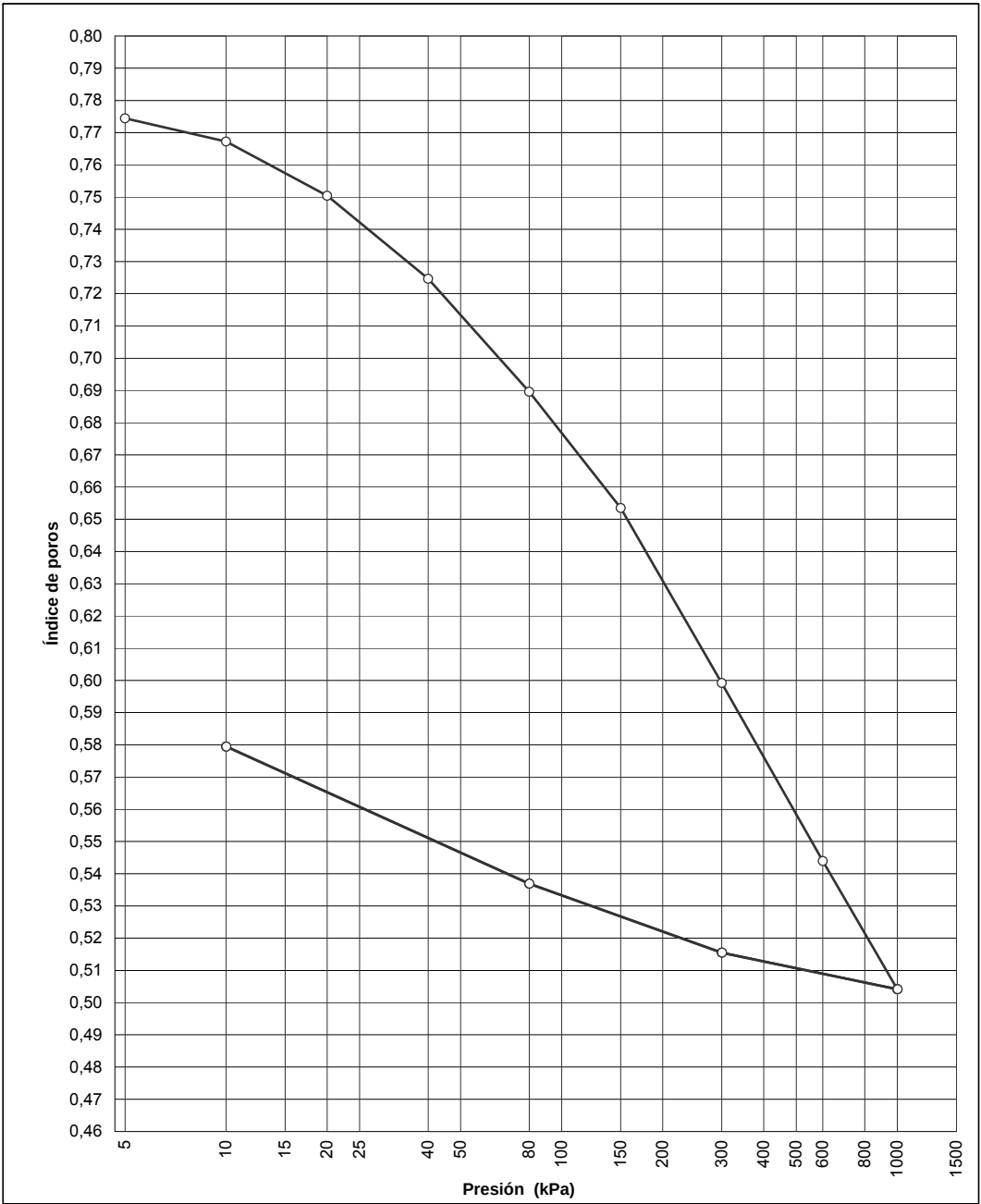
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0162/06

Peso específico de partículas: 2,74 gr/cm³ Humedad final: 21,1 %

Curva edométrica



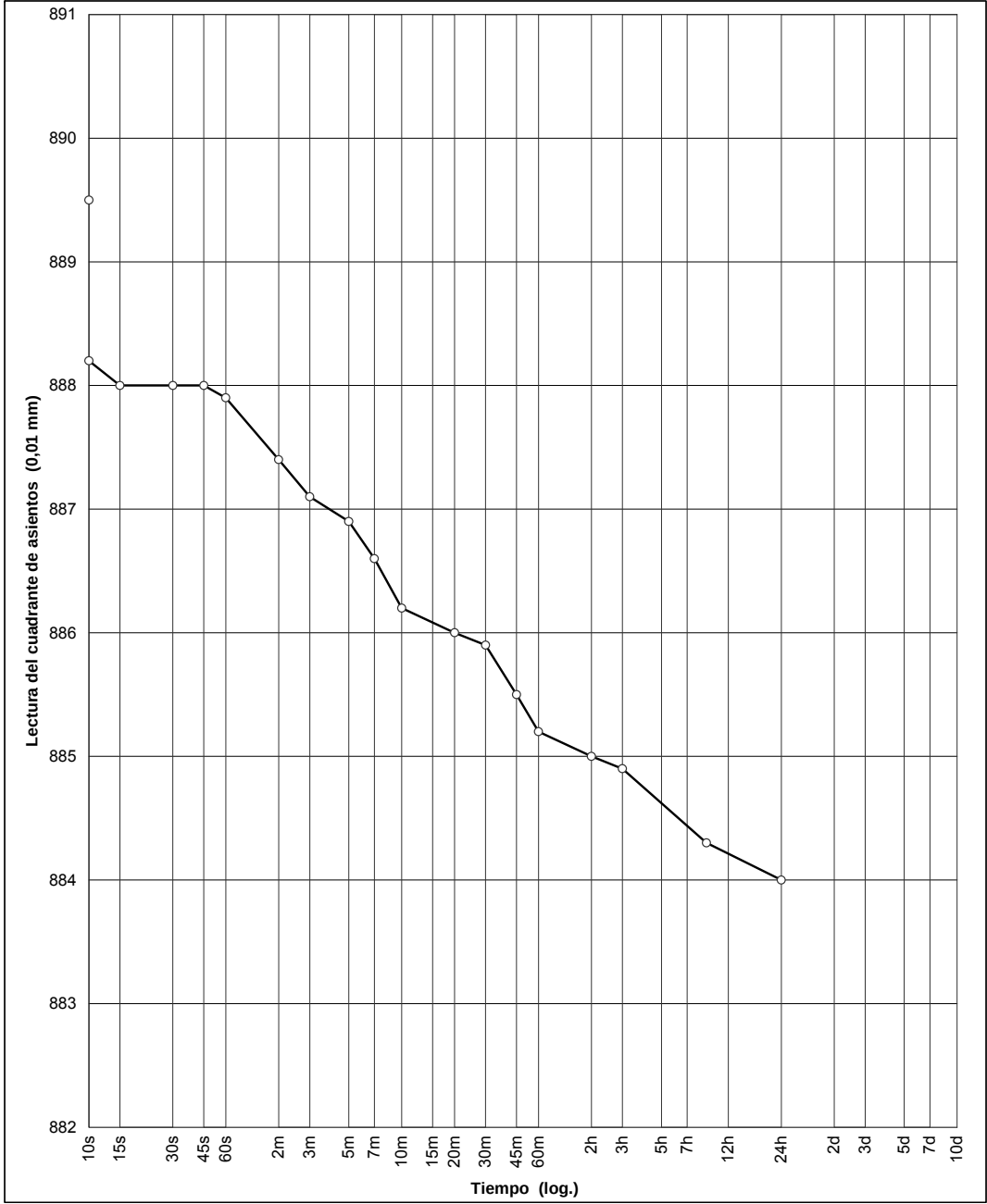
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 5 a 10

Curvas de consolidación



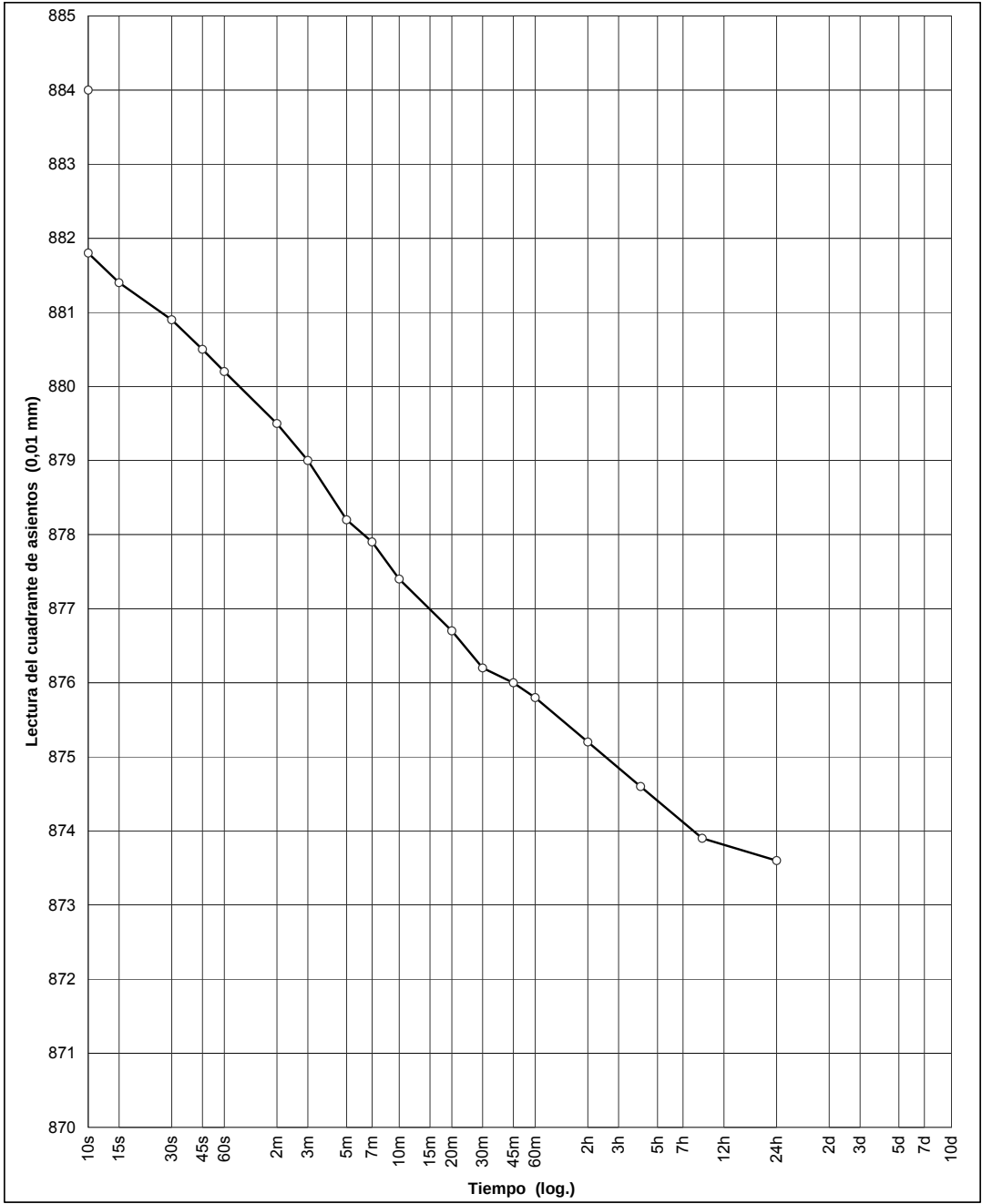
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 10 a 20

Curvas de consolidación



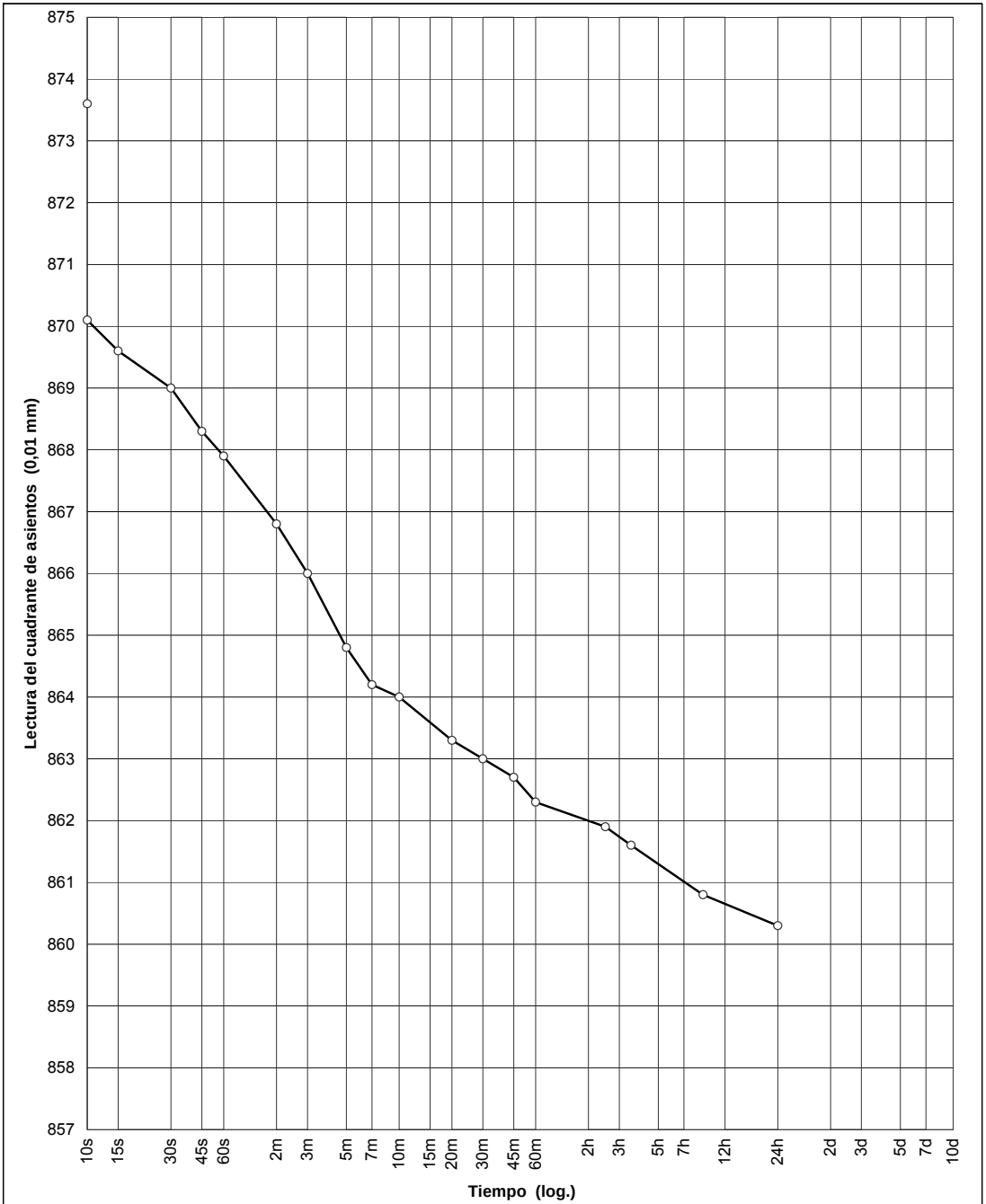
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 20 a 40

Curvas de consolidación

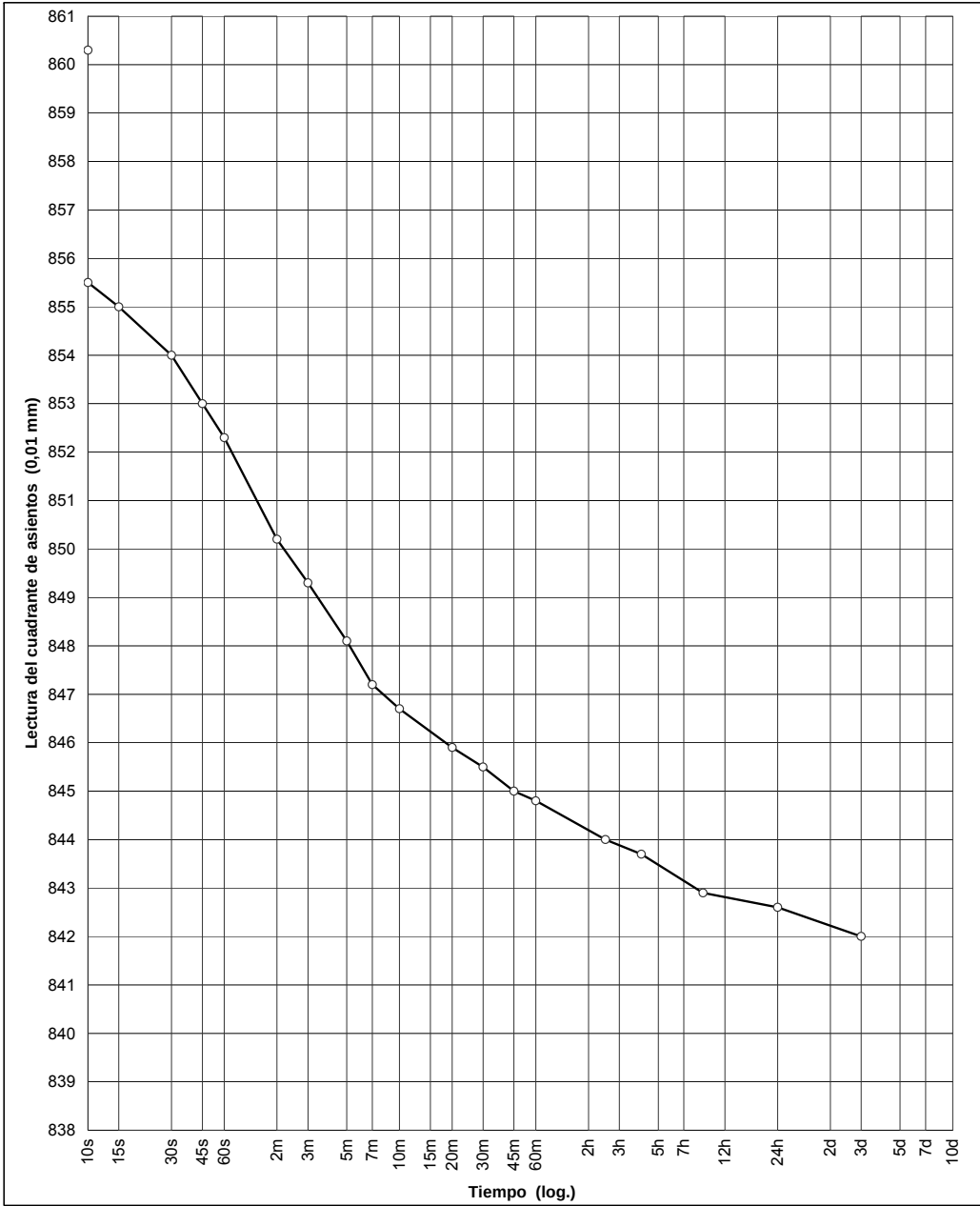


ENSAYO EDMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 40 a 80

Curvas de consolidación

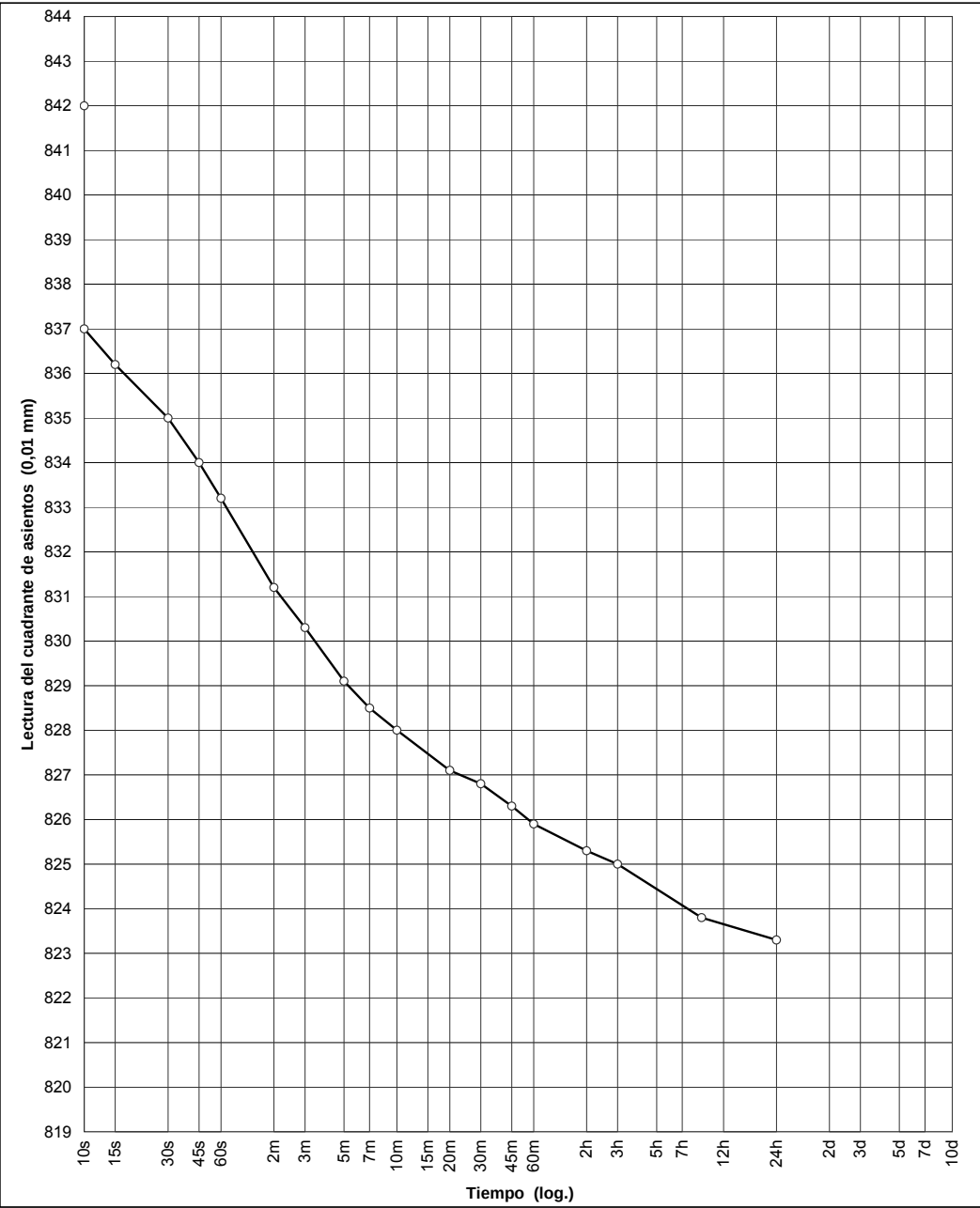


ENSAYO EDMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 80 a 150

Curvas de consolidación

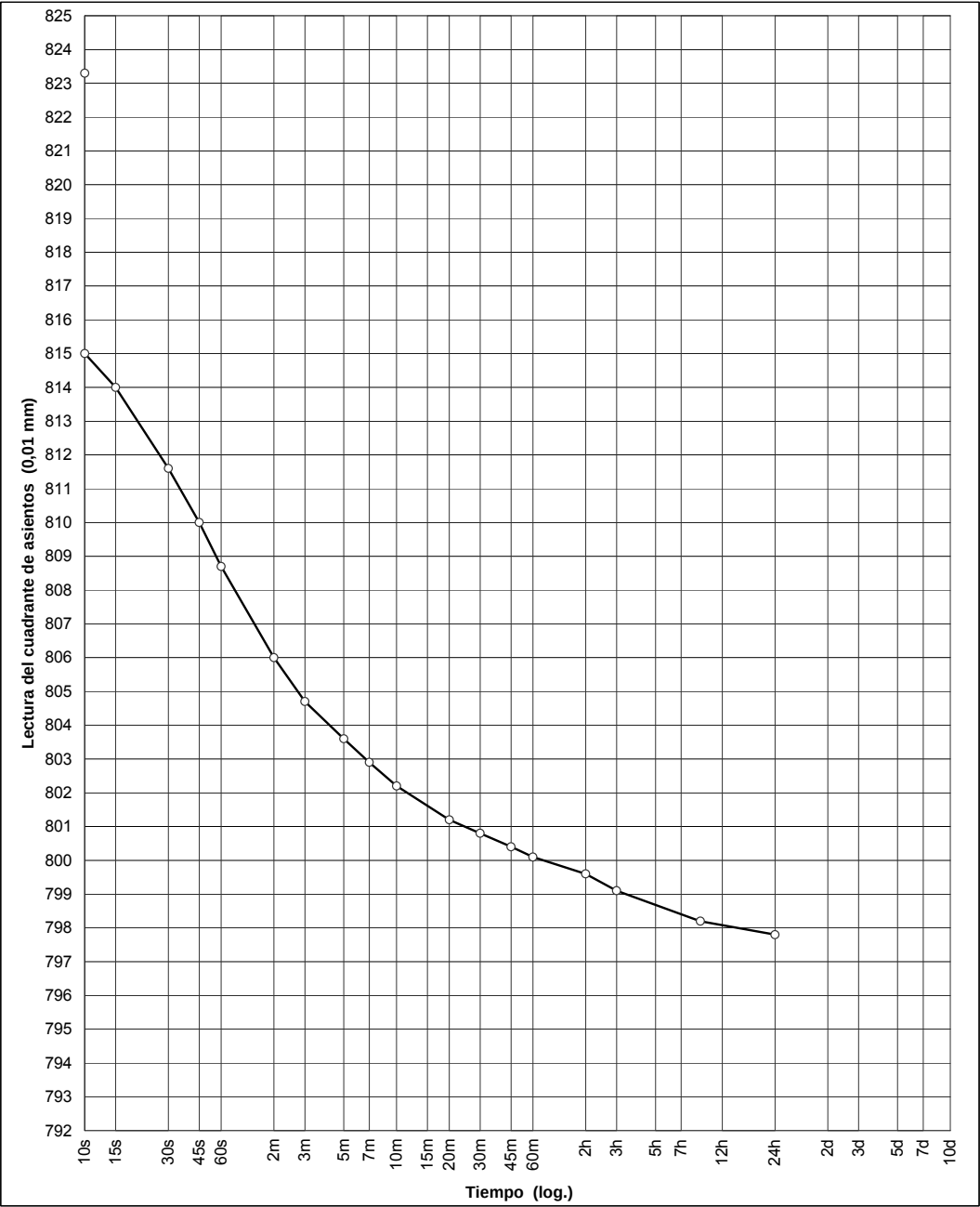


ENSAYO EDMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 150 a 300

Curvas de consolidación

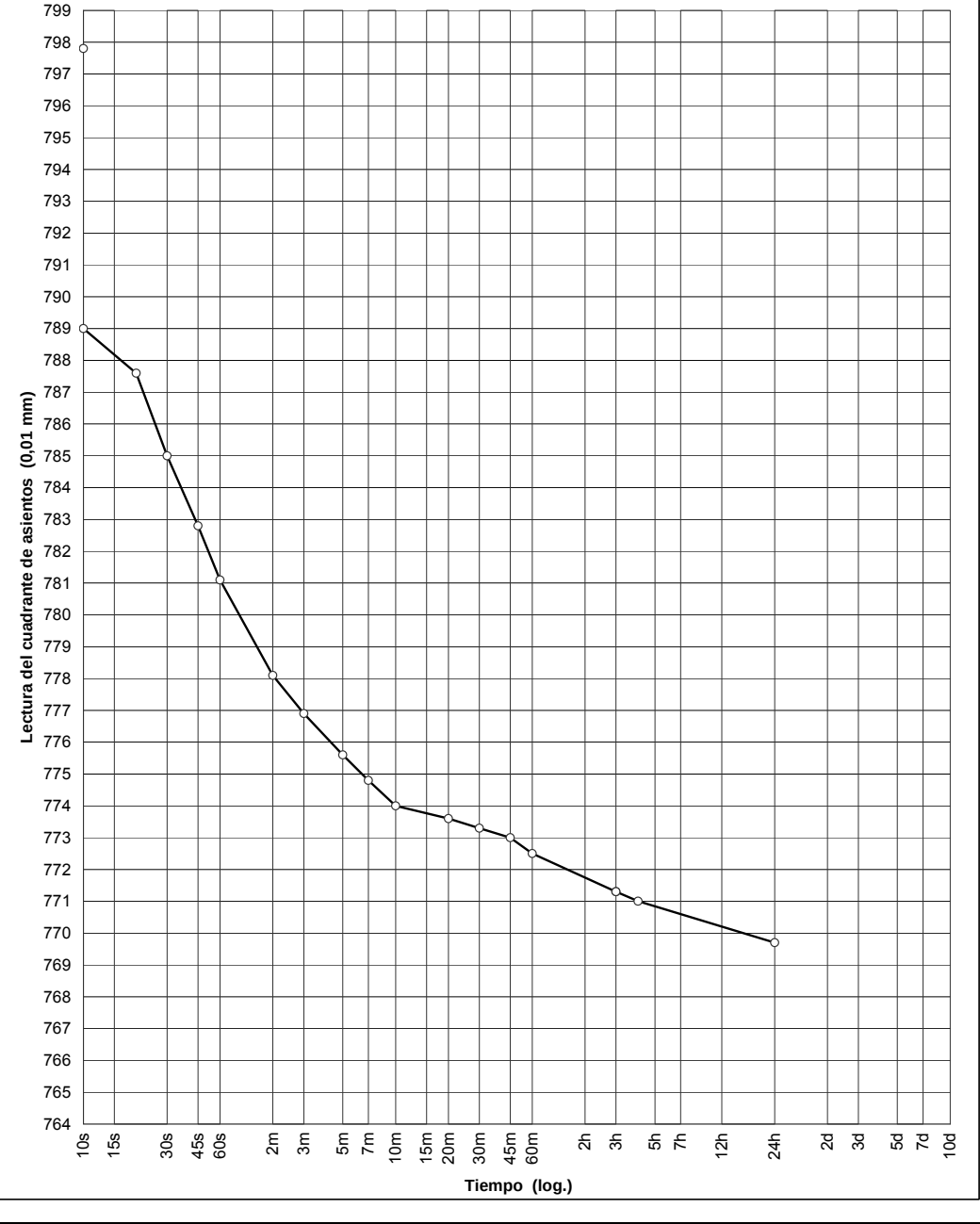


ENSAYO EDMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 300 a 600

Curvas de consolidación

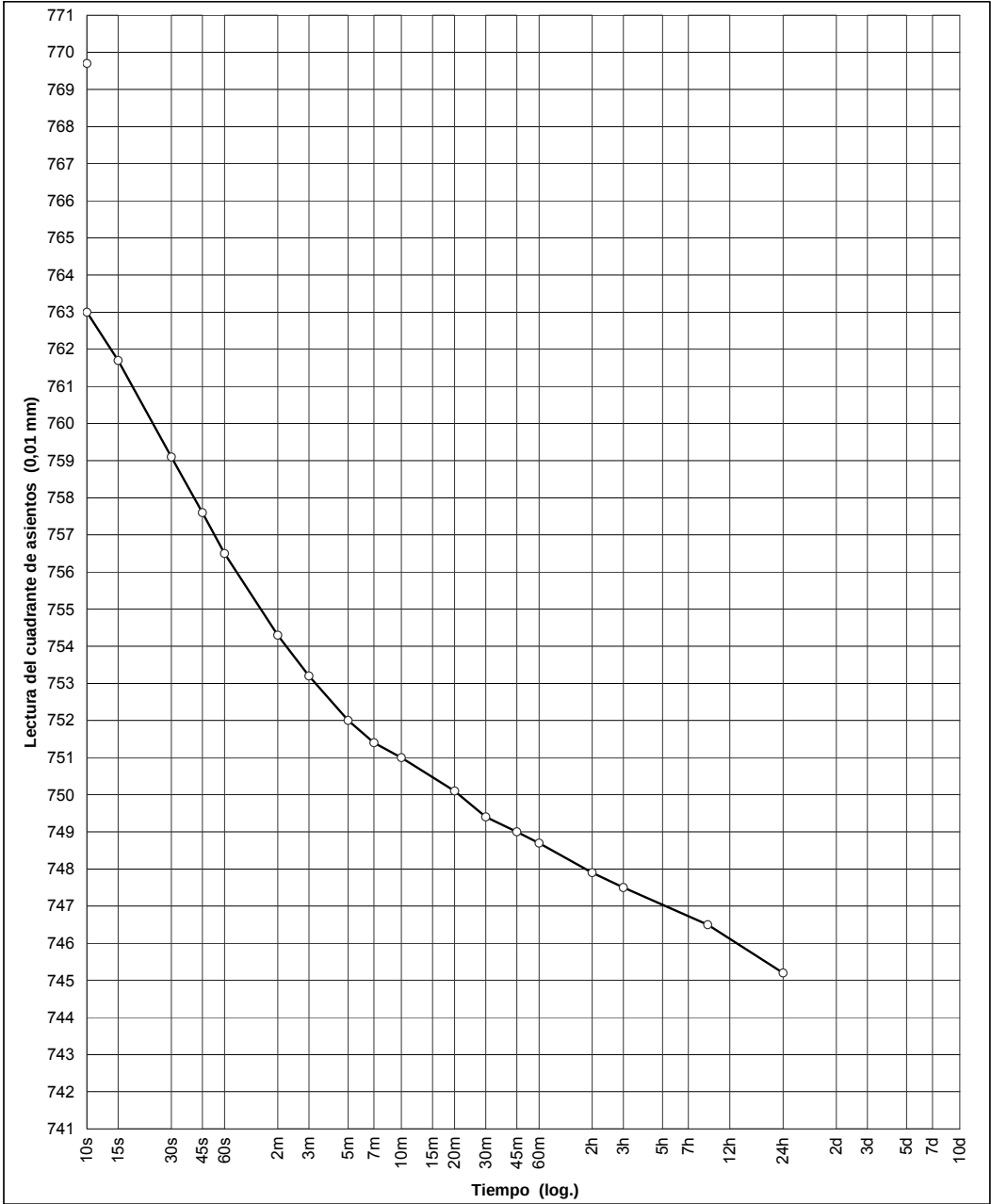


ENSAYO EDOMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 600 a 1000

Curvas de consolidación

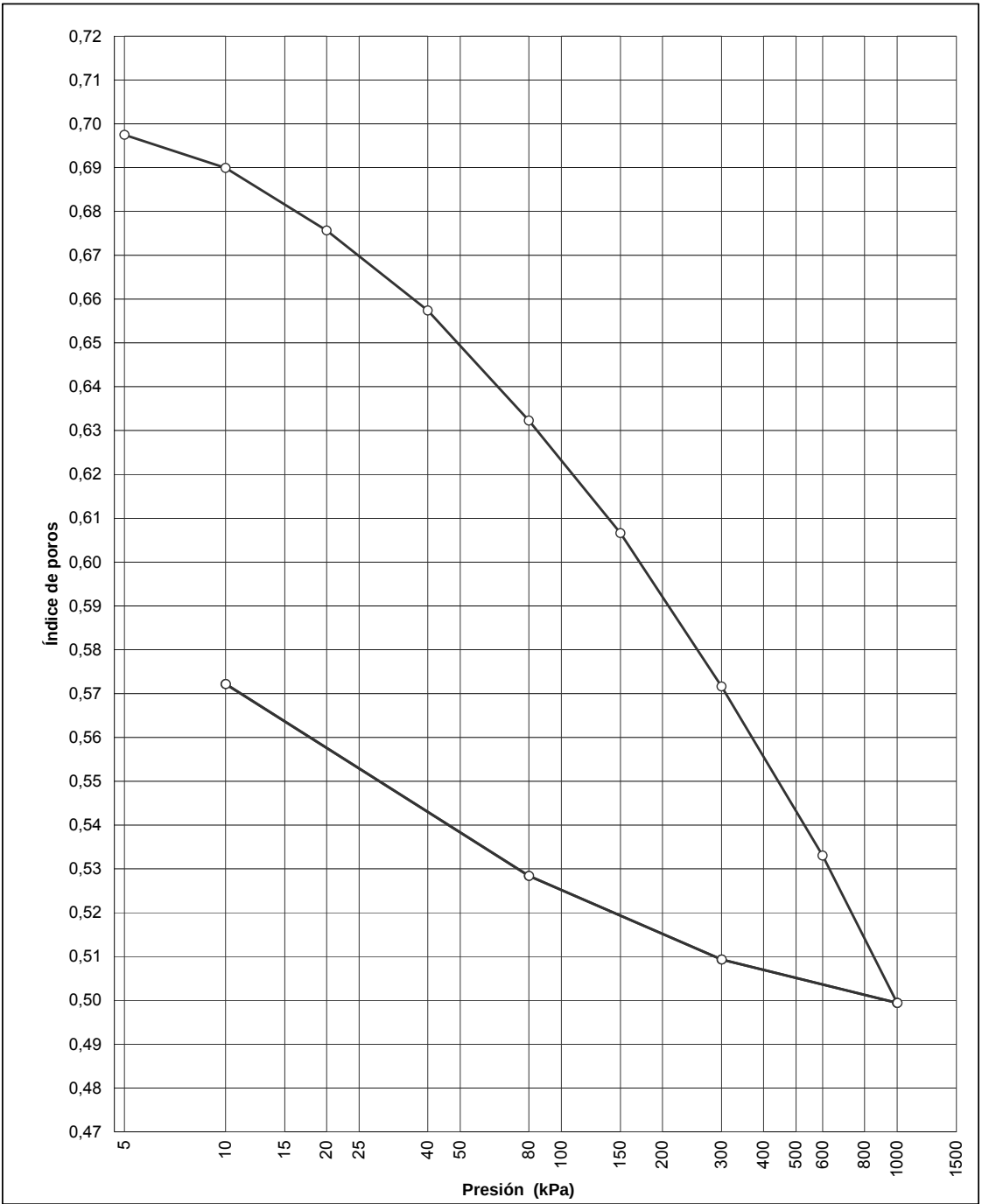


ENSAYO EDOMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0164/06

Peso específico de partículas: 2,74 gr/cm³ Humedad final: 20,9 %

Curva edométrica

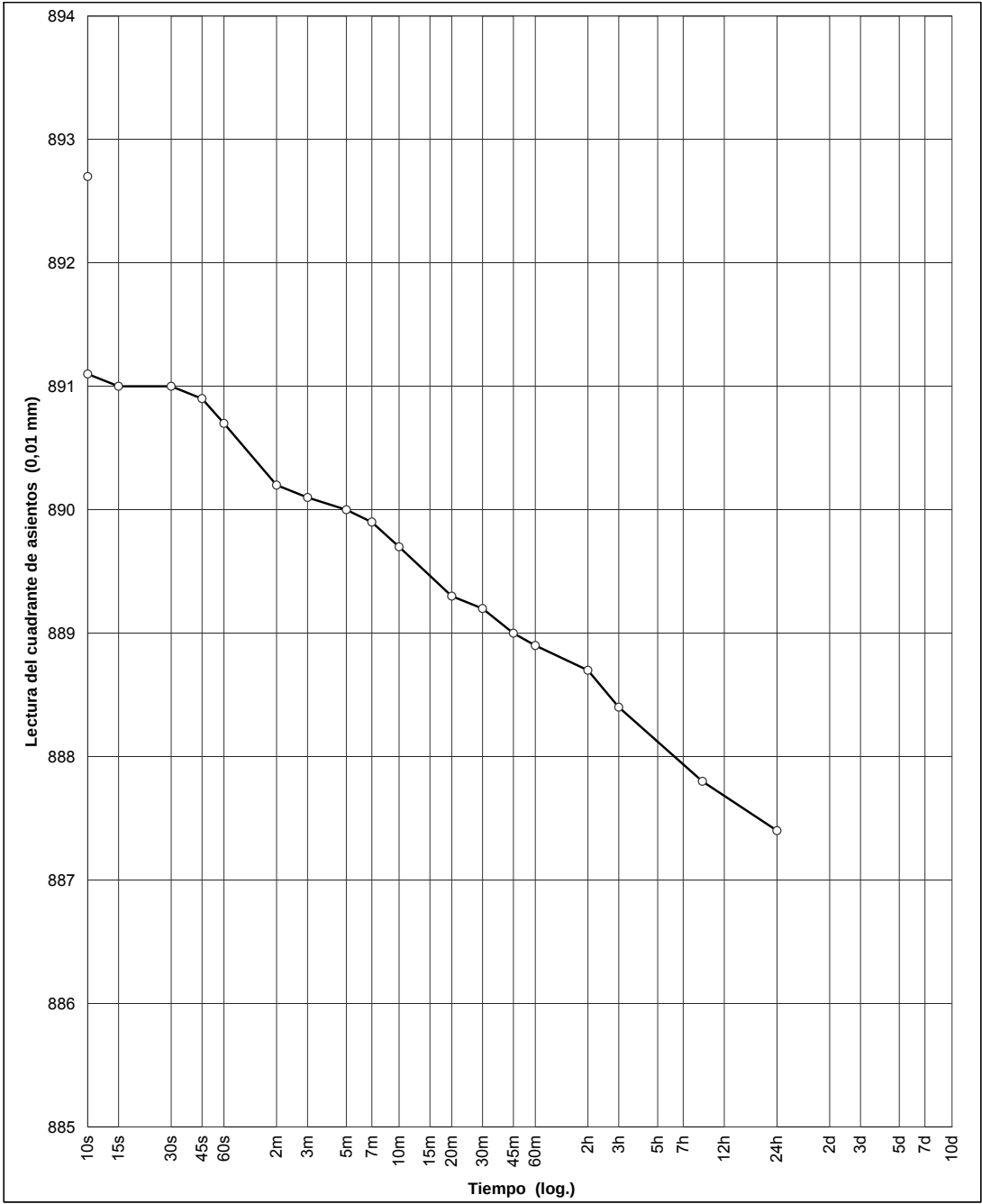


ENSAYO EDMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 5 a 10

Curvas de consolidación

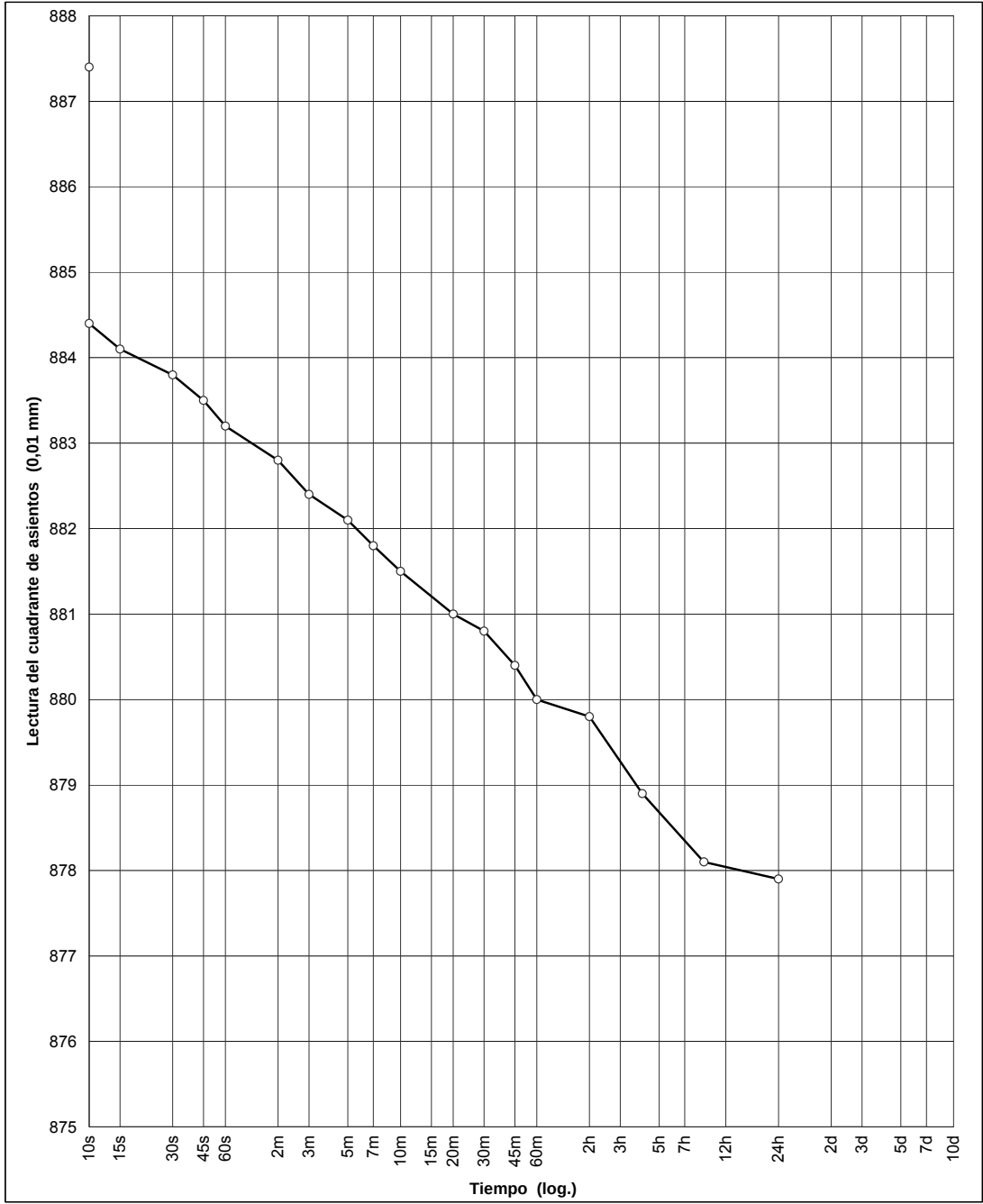


ENSAYO EDMÉTRICO
(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 10 a 20

Curvas de consolidación



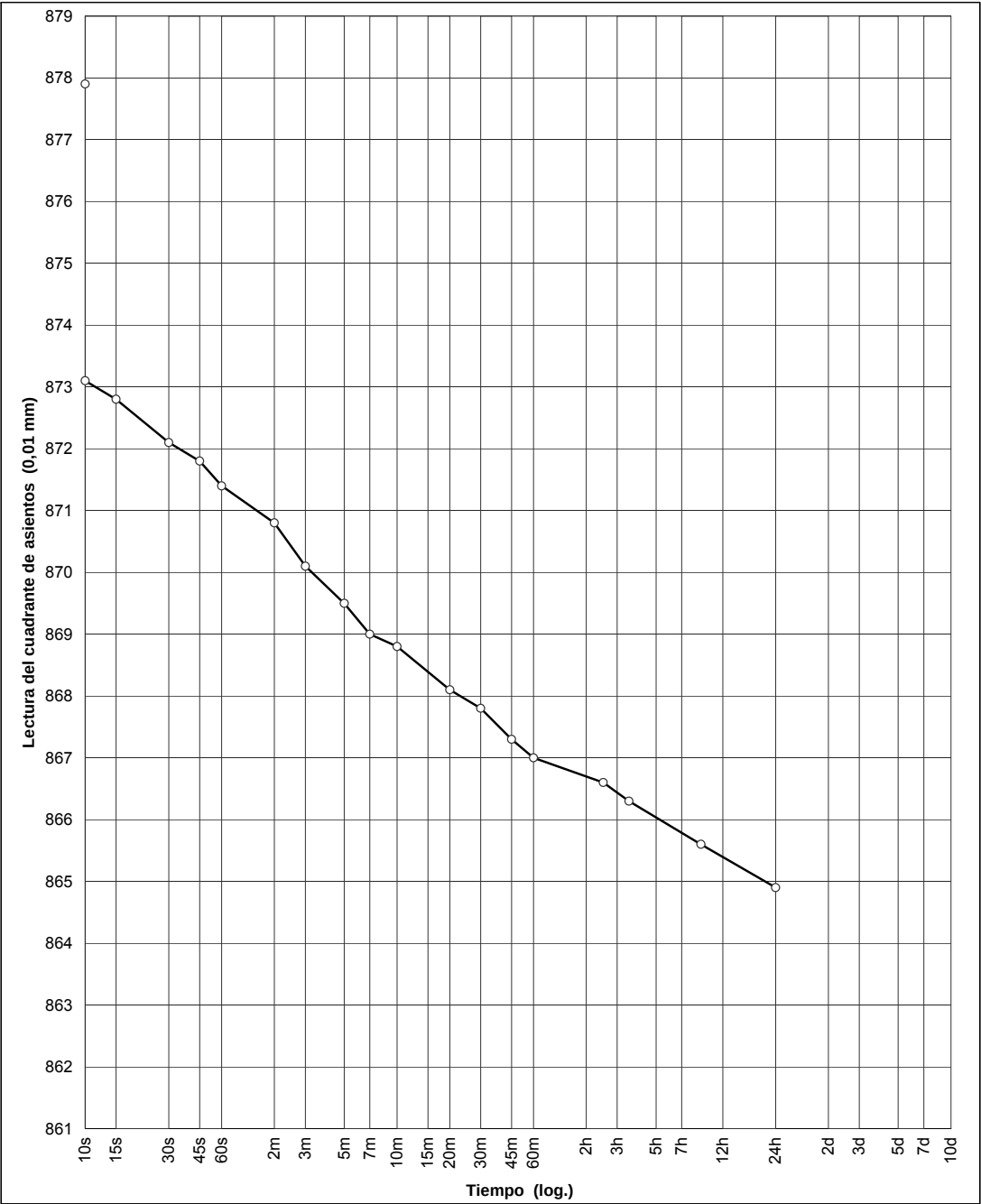
ENSAYO EDMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 20 a 40

Curvas de consolidación



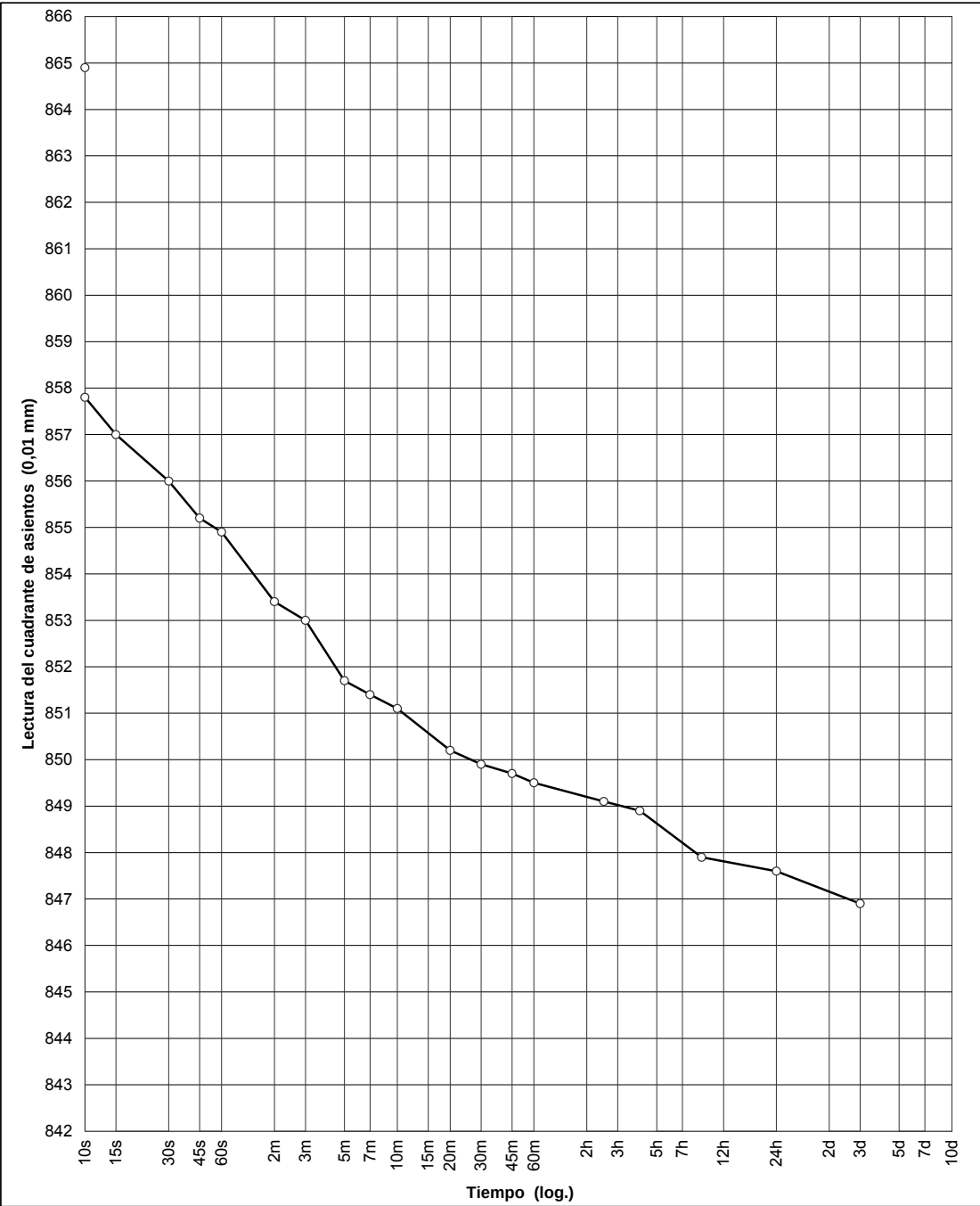
ENSAYO EDMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 40 a 80

Curvas de consolidación



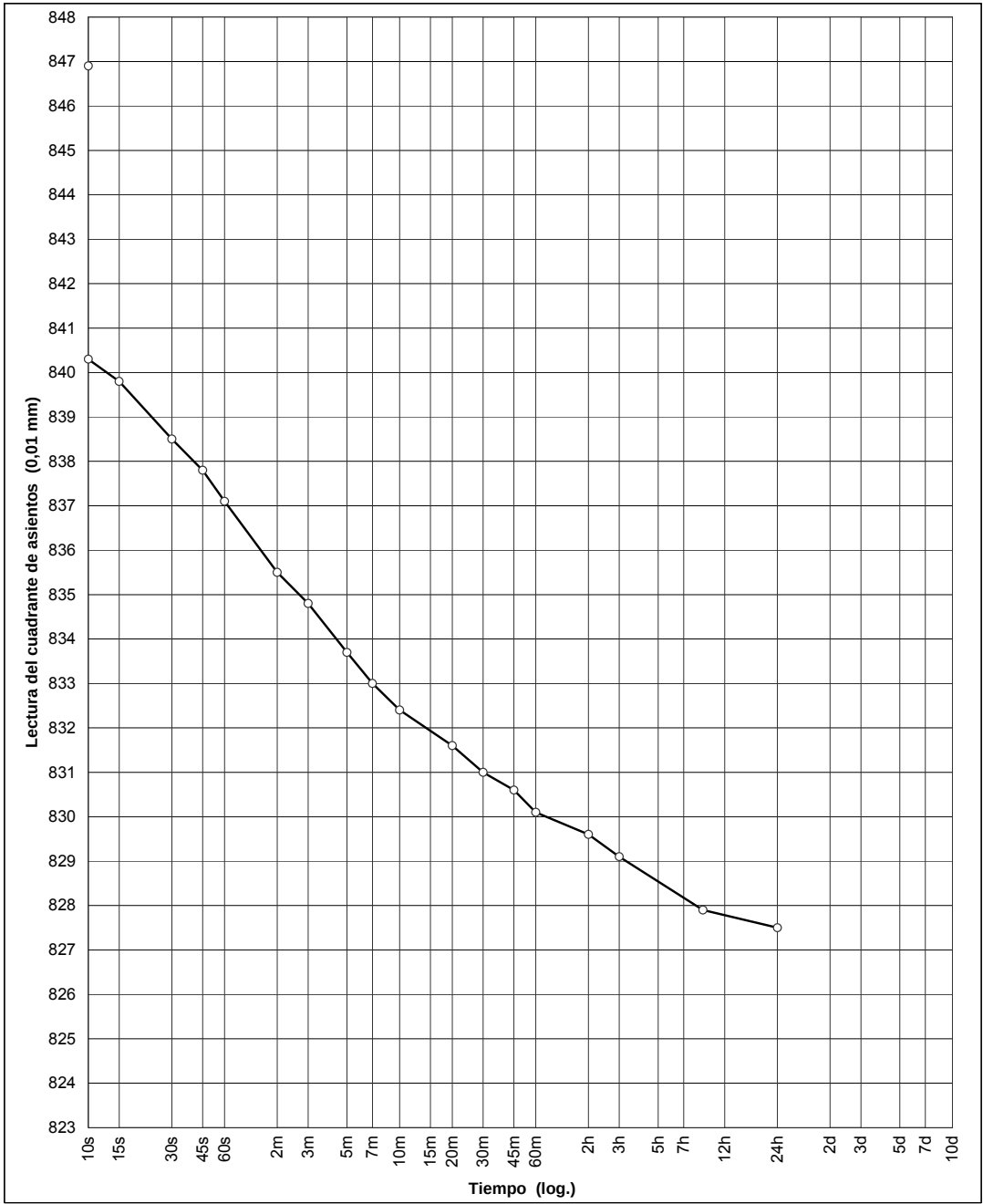
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 80 a 150

Curvas de consolidación



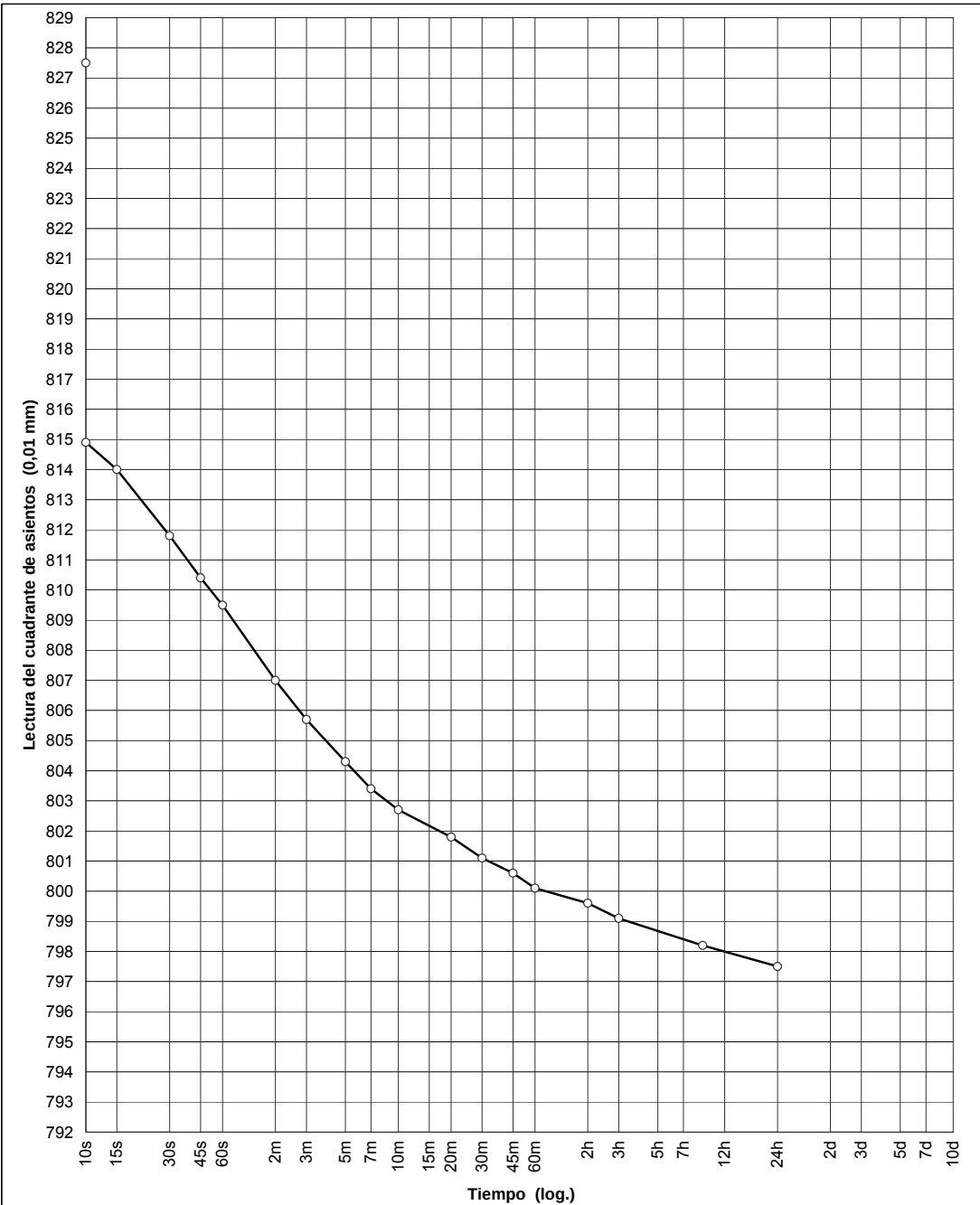
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 150 a 300

Curvas de consolidación



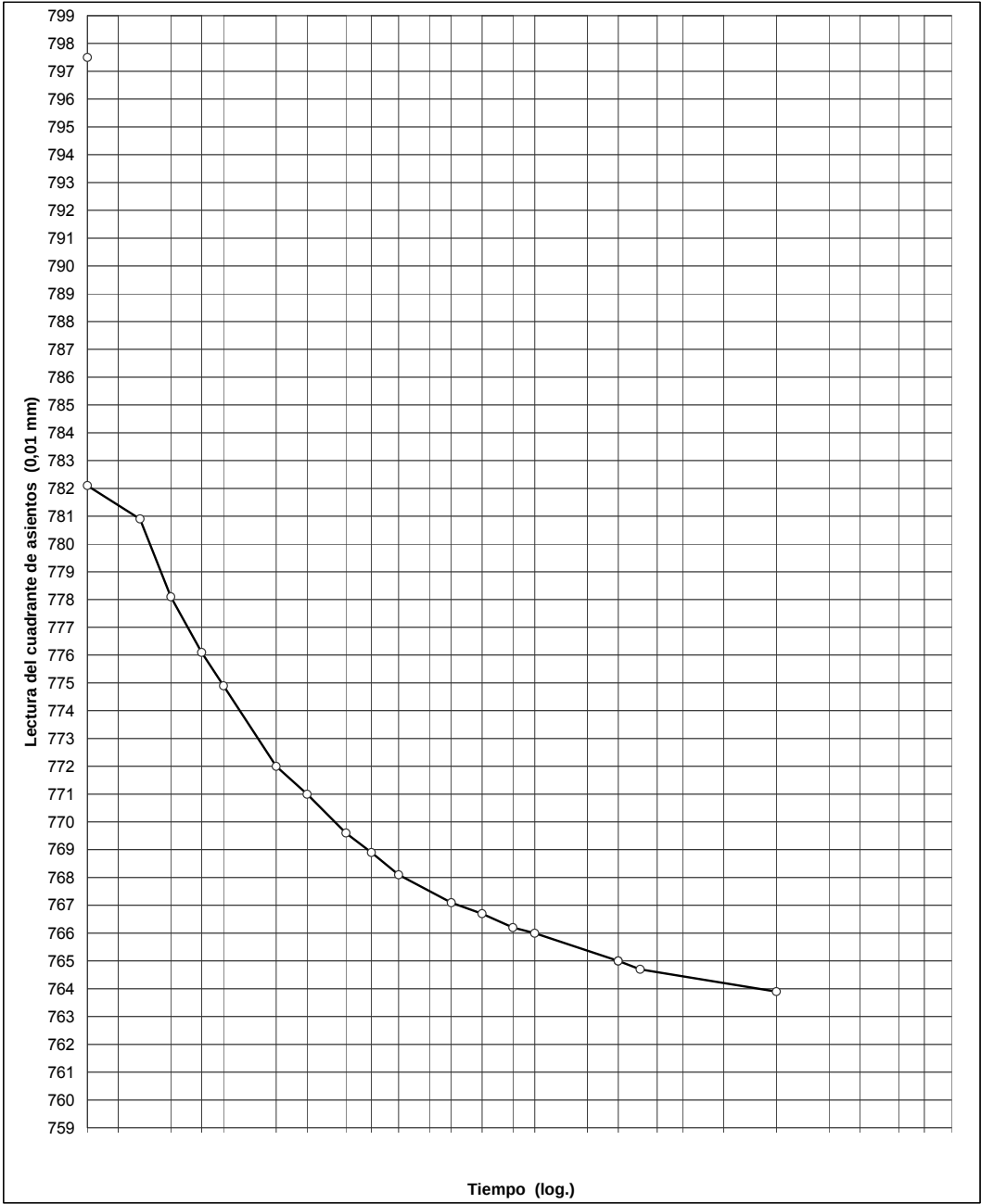
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 300 a 600

Curvas de consolidación



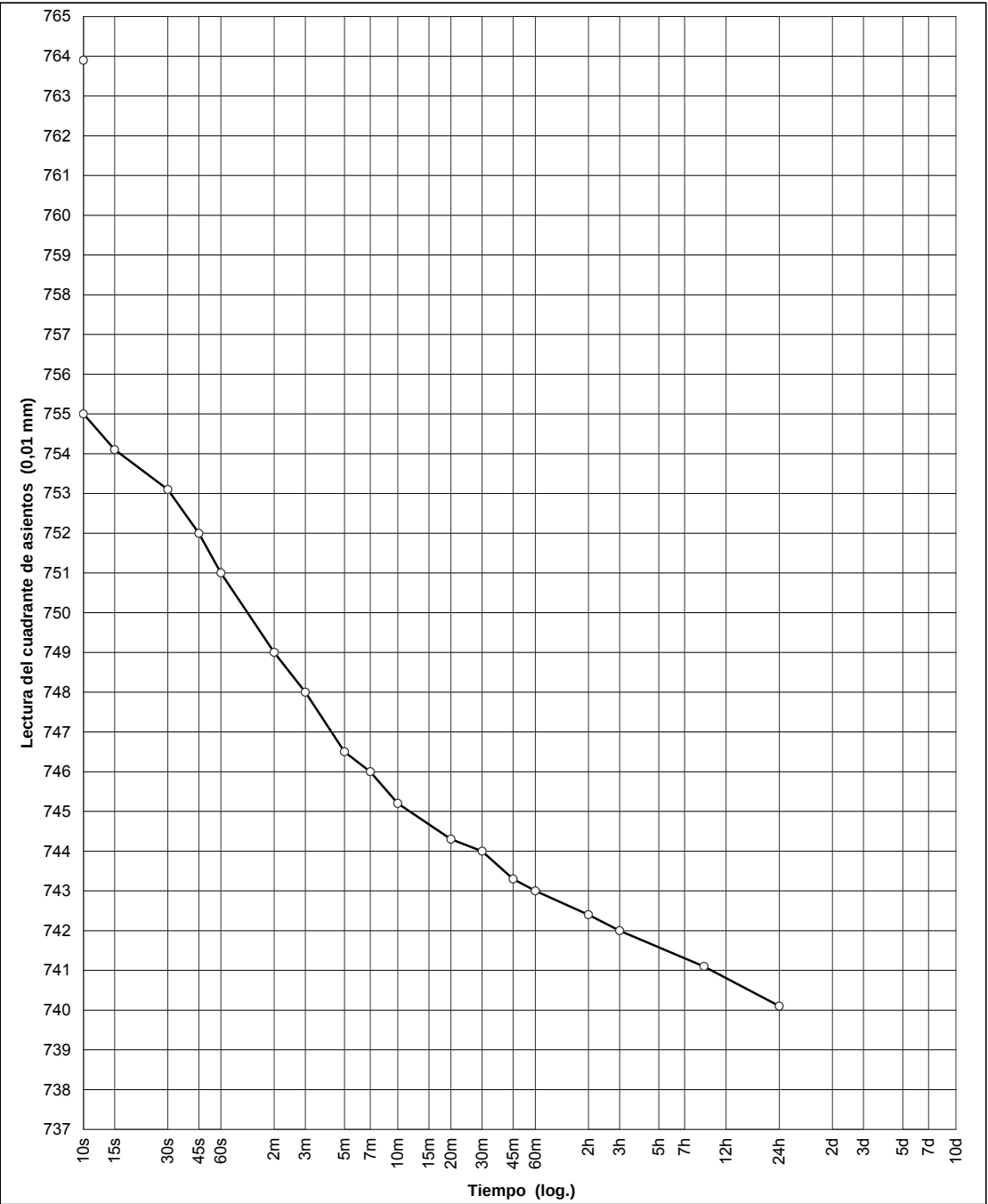
ENSAYO EDOMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Diámetro de la probeta (mm): 45 Lectura inicial del ensayo (0,01mm): 900
Altura inicial de la probeta (mm): 12 Escalón de carga (kPa) de: 600 a 1000

Curvas de consolidación



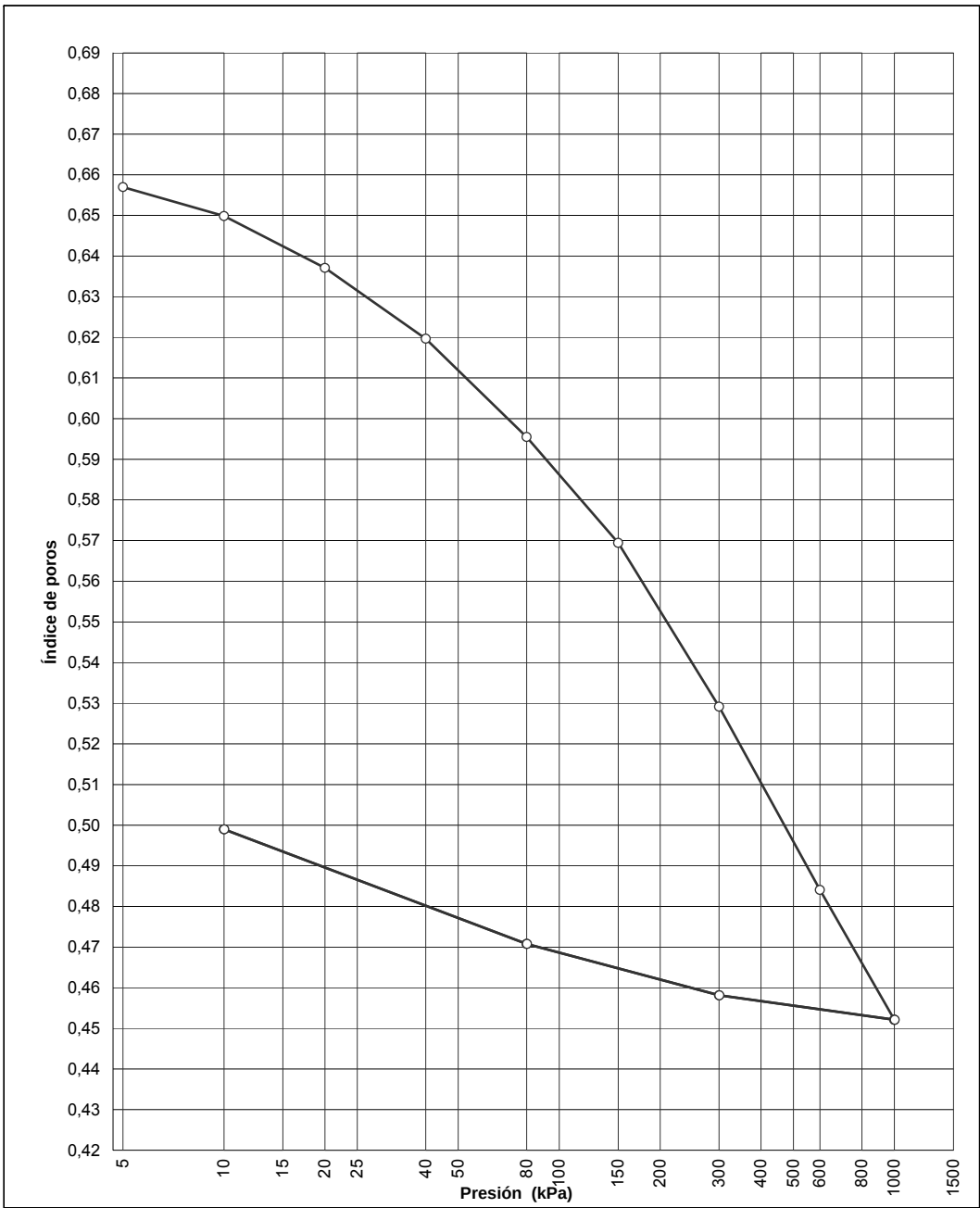
ENSAYO EDMÉTRICO

(UNE 103-405-94)

Muestra N°: 0166/06

Peso específico de partículas: 2,71 gr/cm³ Humedad final: 18,4 %

Curva edométrica



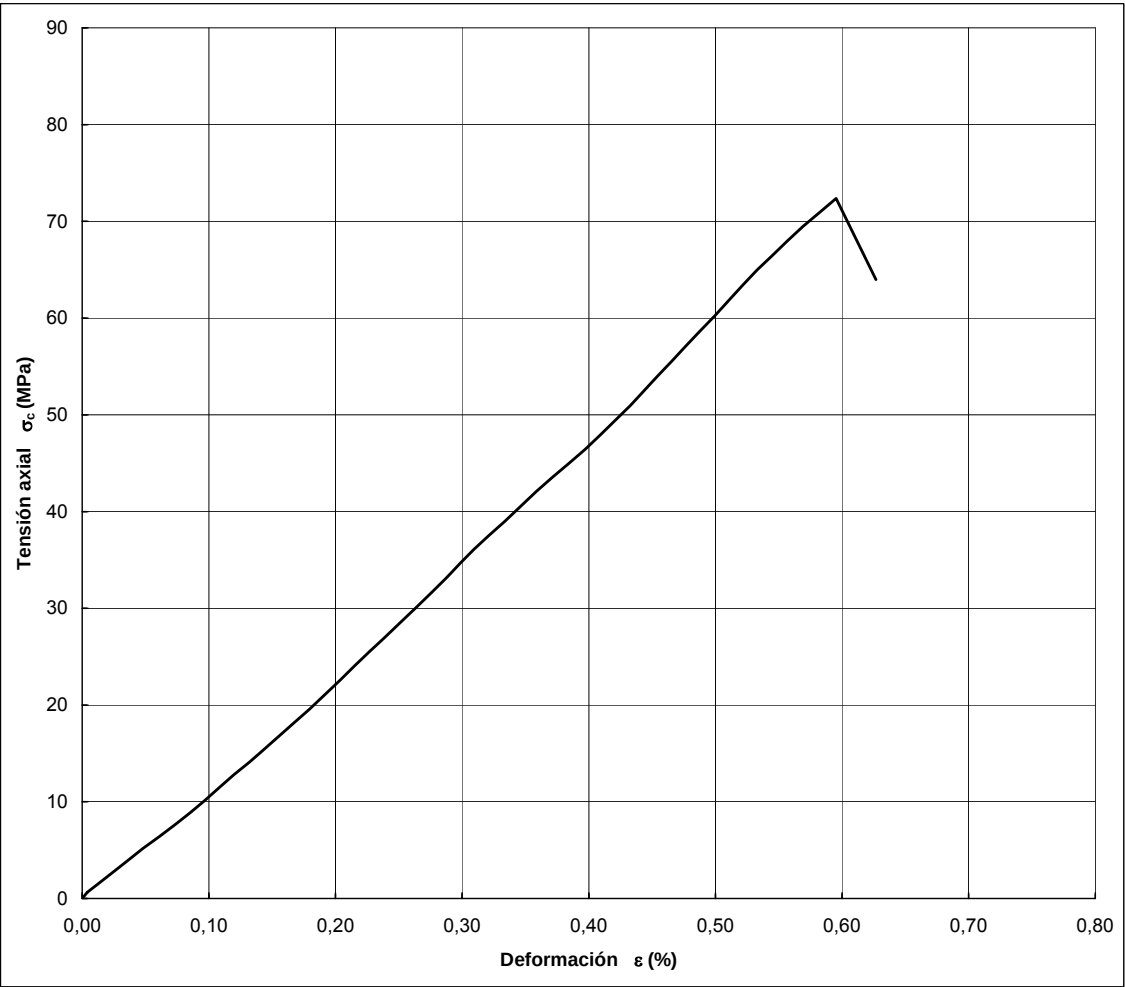
ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con LVDT

(UNE 22-950:1990) Parte 1

Muestra N°:0168/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (cm)	50,00
Altura. h (cm)	124,50
Humedad. ω (%)	2,35
Peso específico seco. γ _d (g/cm ³)	2,61
Resistencia a la compresión uniaxial. σ _c (MPa)	72,36
Velocidad del ensayo. V (mm/min)	0,10



Observaciones:

FORMA DE ROTURA

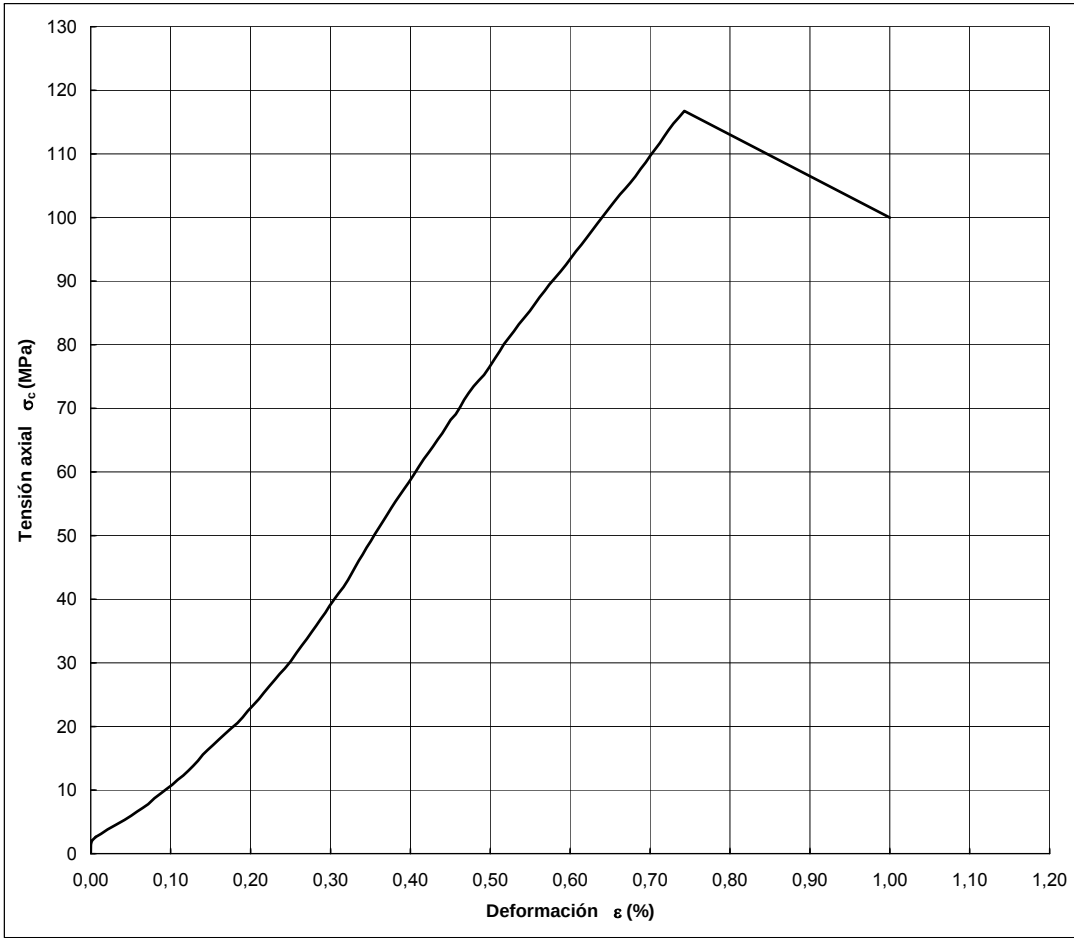


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con LVDT
(UNE 22-950:1990) Parte 1

Muestra N°: 0169/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (mm)	50,00
Altura. h (mm)	124,40
Humedad. ω (%)	0,30
Peso específico seco. γ_d (g/cm ³)	2,71
Resistencia a la compresión uniaxial. σ_c (MPa)	116,73
Velocidad del ensayo. V (mm/min)	0,10



Observaciones:

.....
.....
.....
.....

FORMA DE ROTURA

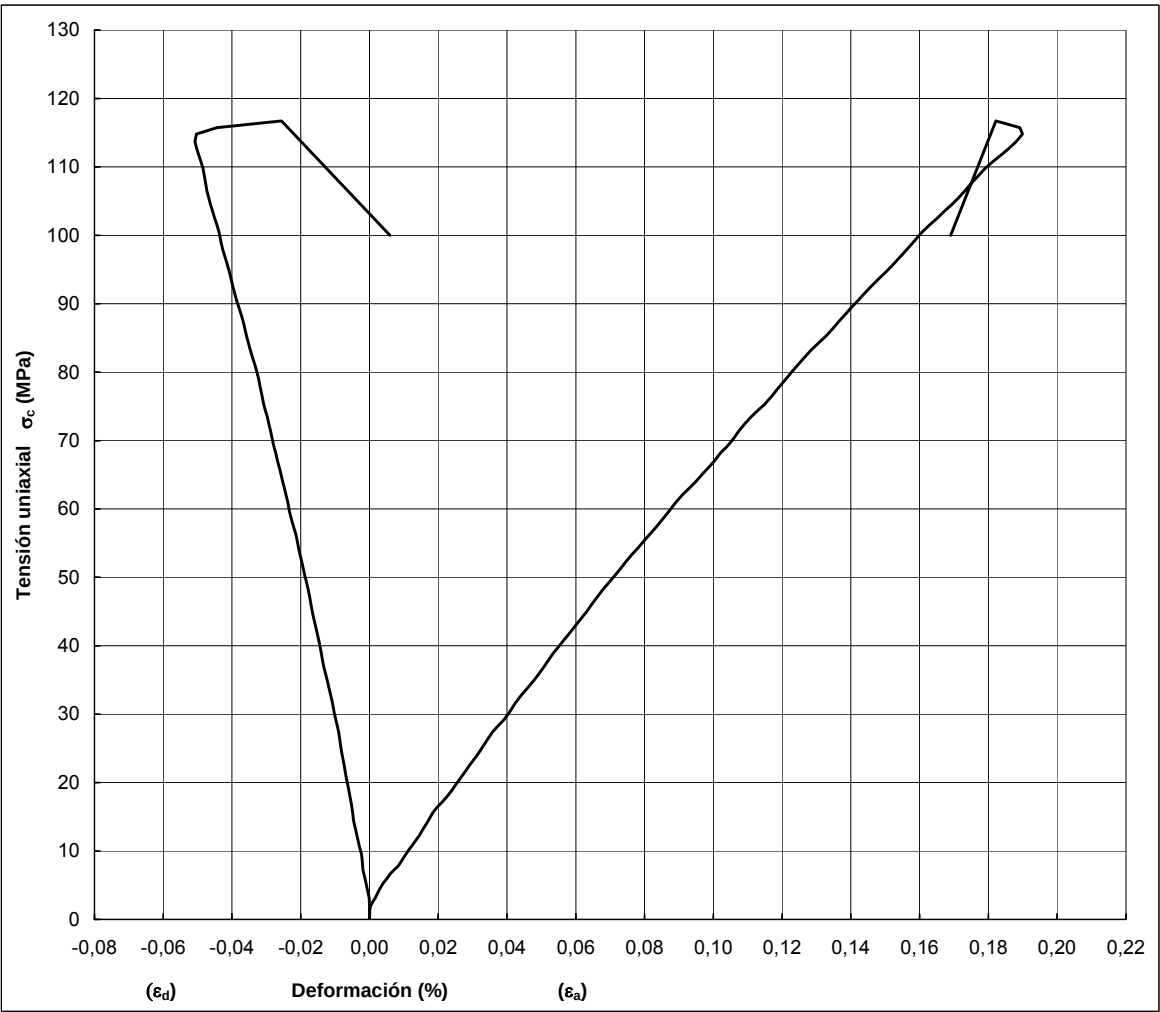


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con bandas extensométricas
(UNE 22-950:1990) Parte 3

Muestra N°: 0169/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (mm)	50,00
Altura. h (mm)	124,40
Humedad. ω (%)	0,30
Peso específico seco. γ_d (g/cm ³)	2,71
Resistencia a la compresión uniaxial. σ_c (MPa)	116,73
Velocidad del ensayo. (mm/min)	0,10



Observaciones:

.....
.....
.....
.....

FORMA DE ROTURA

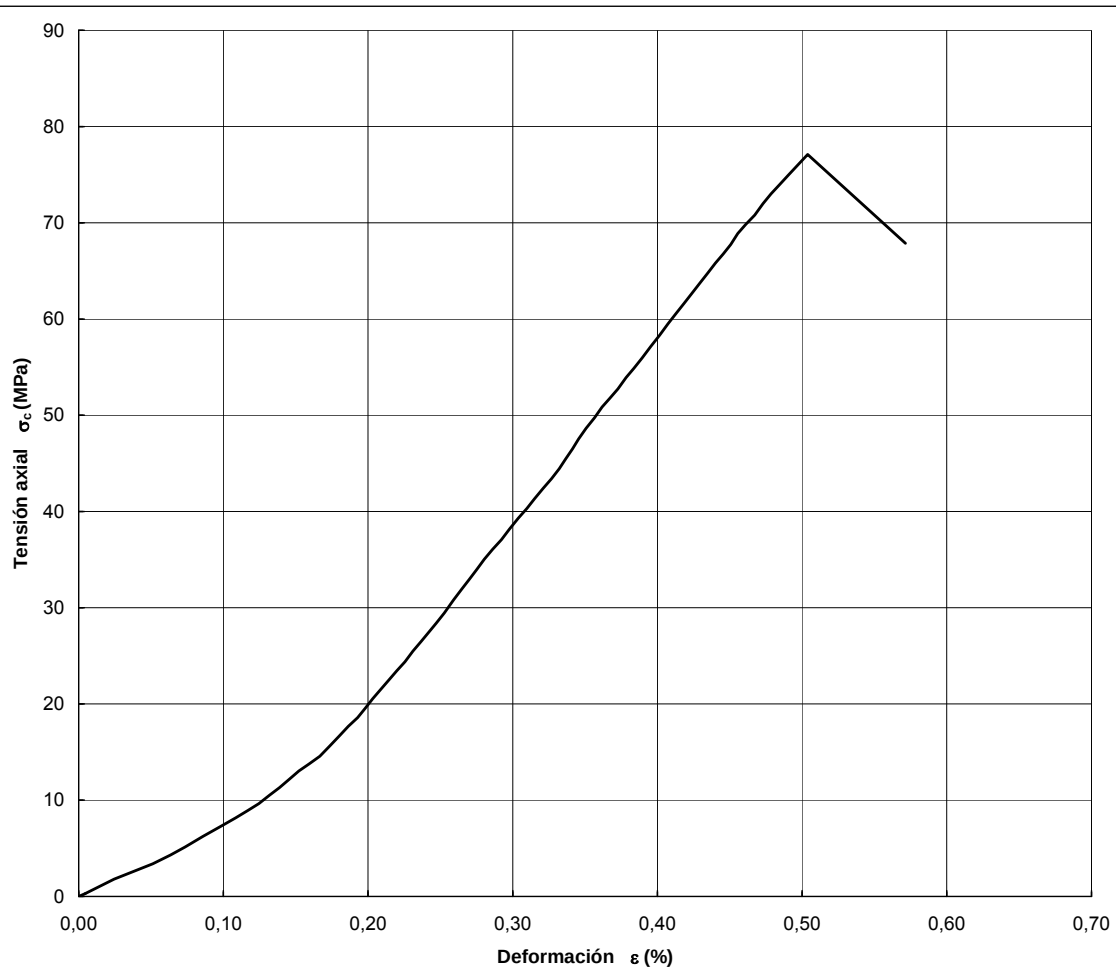


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con LVDT
(UNE 22-950:1990) Parte 1

Muestra N°: 0170/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (mm)	50,00
Altura. h (mm)	123,30
Humedad. ω (%)	0,16
Peso específico seco. γ_d (g/cm ³)	2,71
Resistencia a la compresión uniaxial. σ_c (MPa)	77,10
Velocidad del ensayo. V (mm/min)	0,10



Observaciones:

FORMA DE ROTURA

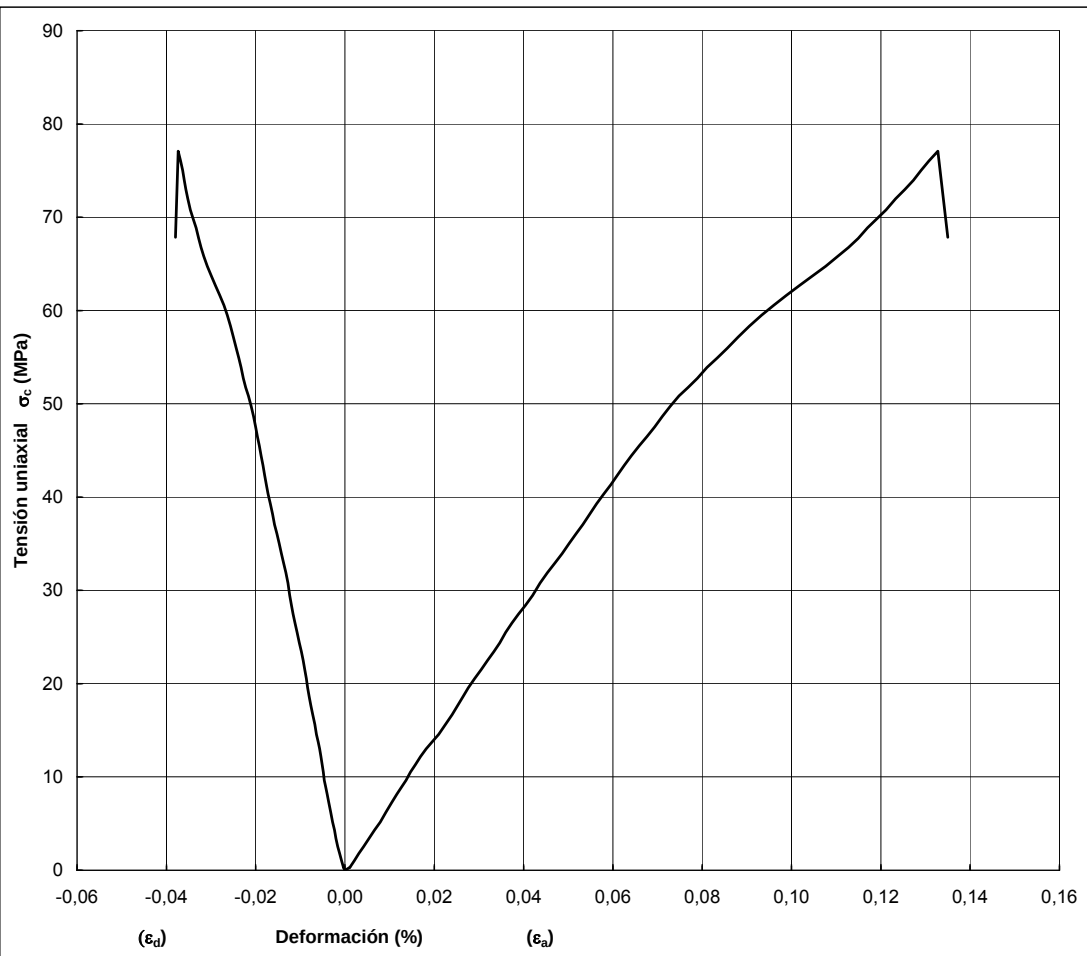


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con bandas extensométricas
(UNE 22-950:1990) Parte 3

Muestra N°: 0170/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (mm)	50,00
Altura. h (mm)	123,30
Humedad. ω (%)	0,16
Peso específico seco. γ_d (g/cm ³)	2,71
Resistencia a la compresión uniaxial. σ_c (MPa)	77,10
Velocidad del ensayo. (mm/min)	0,10



Observaciones:

FORMA DE ROTURA

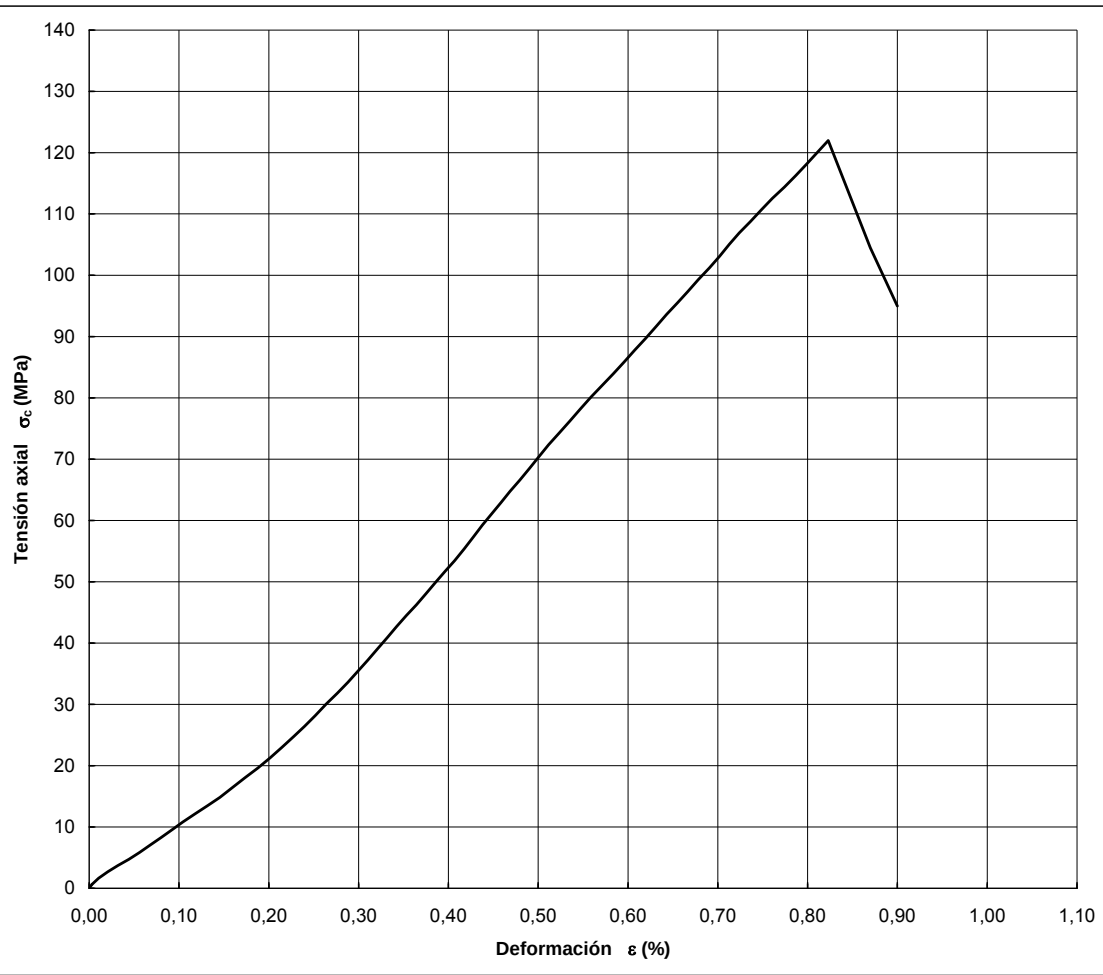


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con LVDT
(UNE 22-950:1990) Parte 1

Muestra N°:0171/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (cm)	50,00
Altura. h (cm)	124,20
Humedad. ω (%)	0,33
Peso específico seco. γ_d (g/cm ³)	2,67
Resistencia a la compresión uniaxial. σ_c (MPa)	121,96
Velocidad del ensayo. V (mm/min)	0,10



Observaciones:

FORMA DE ROTURA

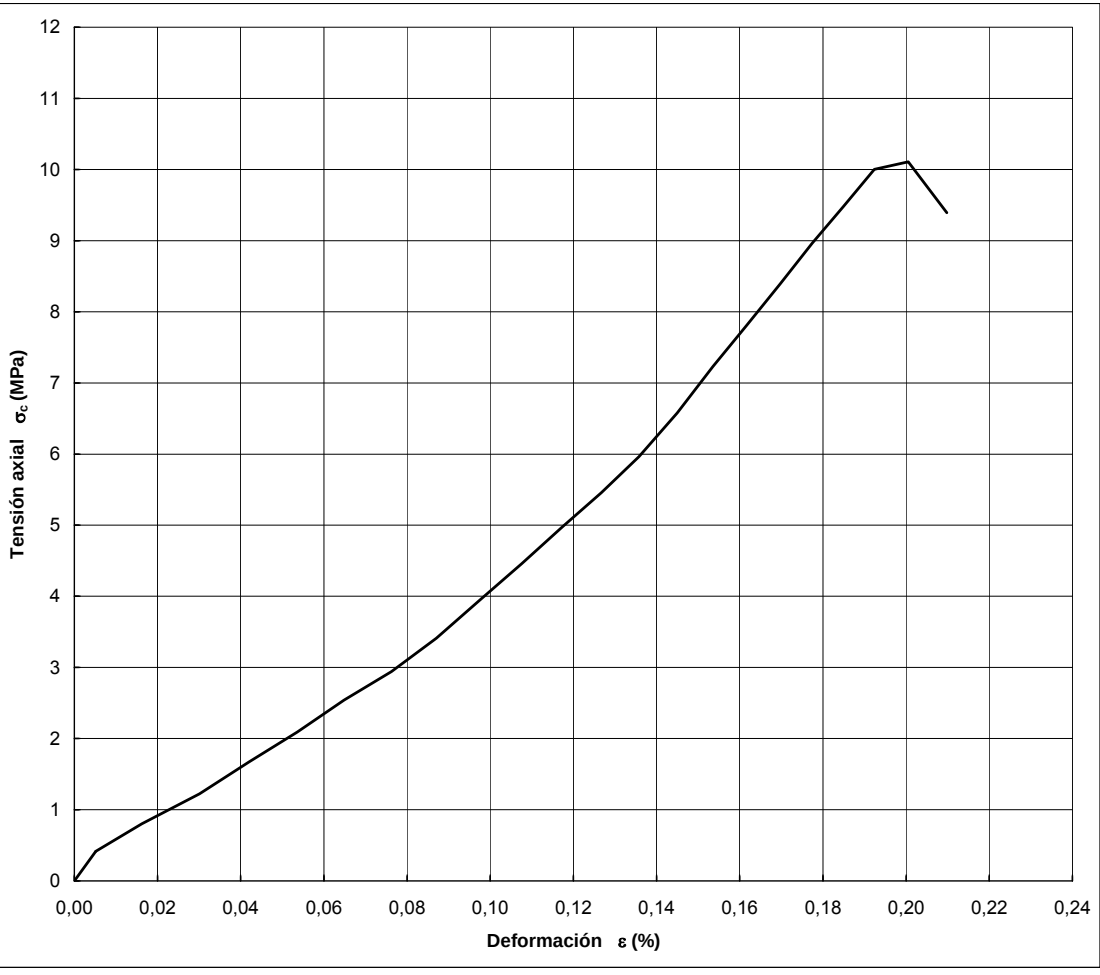


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con LVDT
(UNE 22-950:1990) Parte 1

Muestra N°: 0172/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (mm)	50,00
Altura. h (mm)	126,40
Humedad. ω (%)	0,46
Peso específico seco. γ_d (g/cm ³)	2,71
Resistencia a la compresión uniaxial. σ_c (MPa)	10,11
Velocidad del ensayo. V (mm/min)	0,10



Observaciones: La probeta ha roto por un plano de debilidad

FORMA DE ROTURA

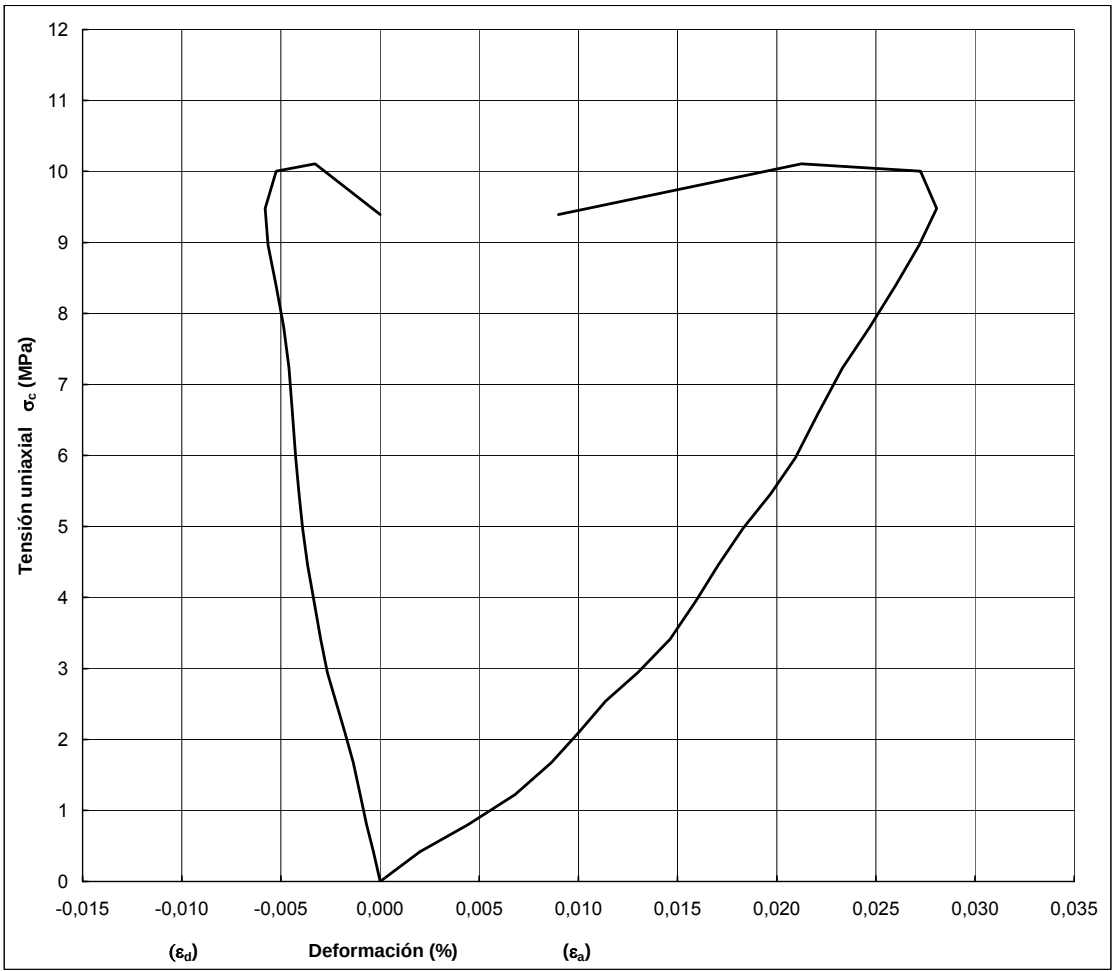


ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCAS

Deformaciones medidas con bandas extensométricas
(UNE 22-950:1990) Parte 3

Muestra N°: 0172/06

Tipo de muestra	T.Parafinado
Diámetro. d (mm)	50,00
Altura. h (mm)	126,40
Humedad. ω (%)	0,46
Peso específico seco. γ_d (g/cm ³)	2,71
Resistencia a la compresión uniaxial. σ_c (MPa)	10,11
Velocidad del ensayo. (mm/min)	0,10



Observaciones: La probeta ha roto por un plano de debilidad

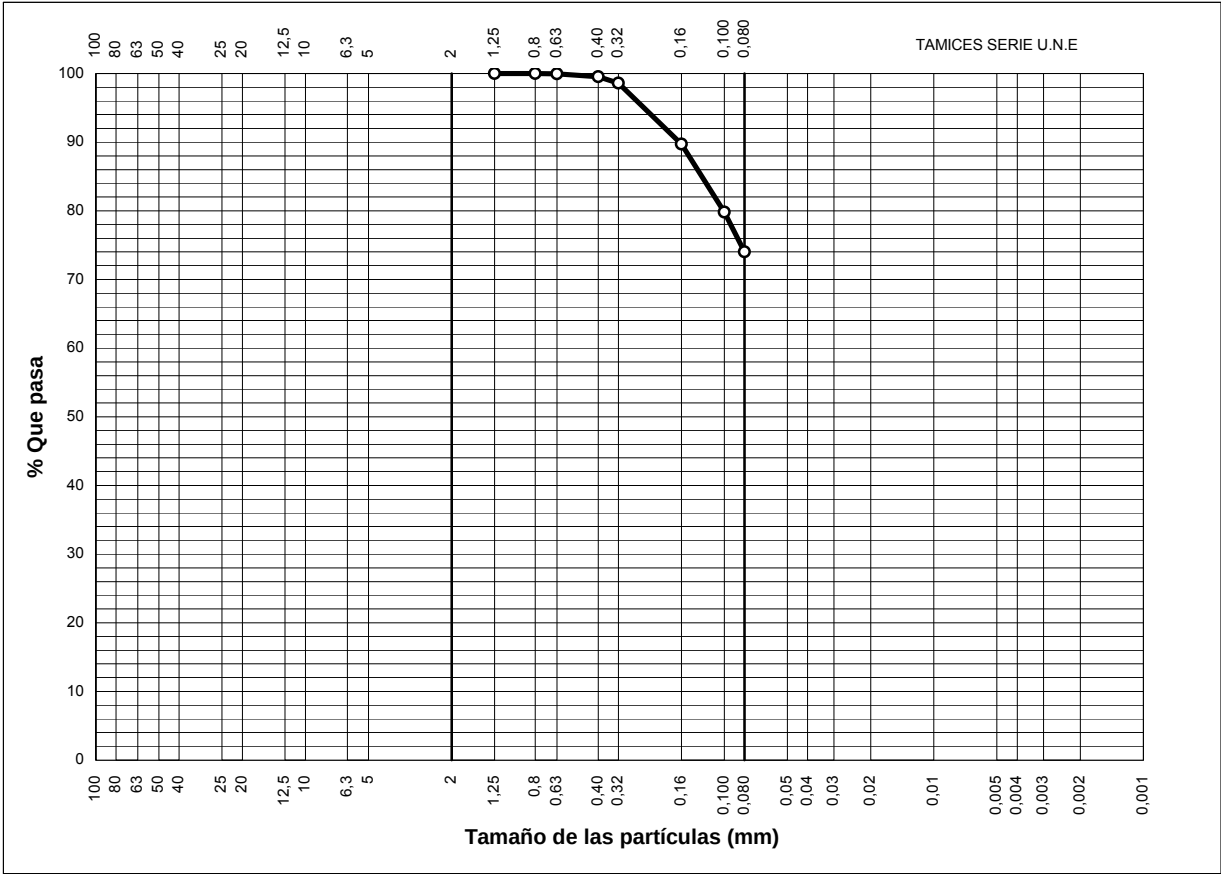
FORMA DE ROTURA



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE 103 101 :1995

Muestra Nº: 0161/06

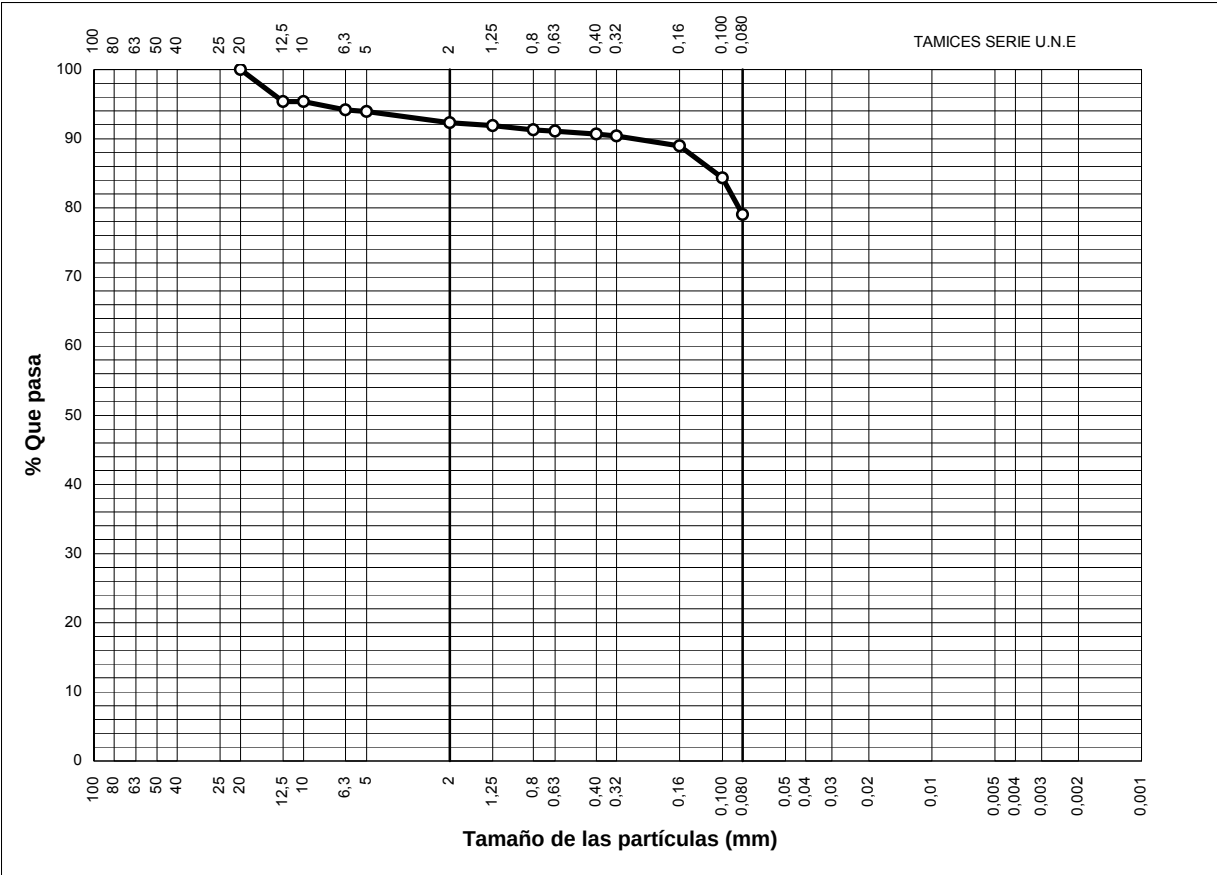


Tamices	(%) que pasa
100	
80	
63	
50	
40	
25	
20	
12,5	
10	
6,3	
5	
2	
1,25	100,00
0,08	99,98
0,63	99,94
0,40	99,53
0,32	98,61
0,16	89,73
0,100	79,83
0,08	74,02

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE 103 101 :1995

Muestra N°: 0166/06

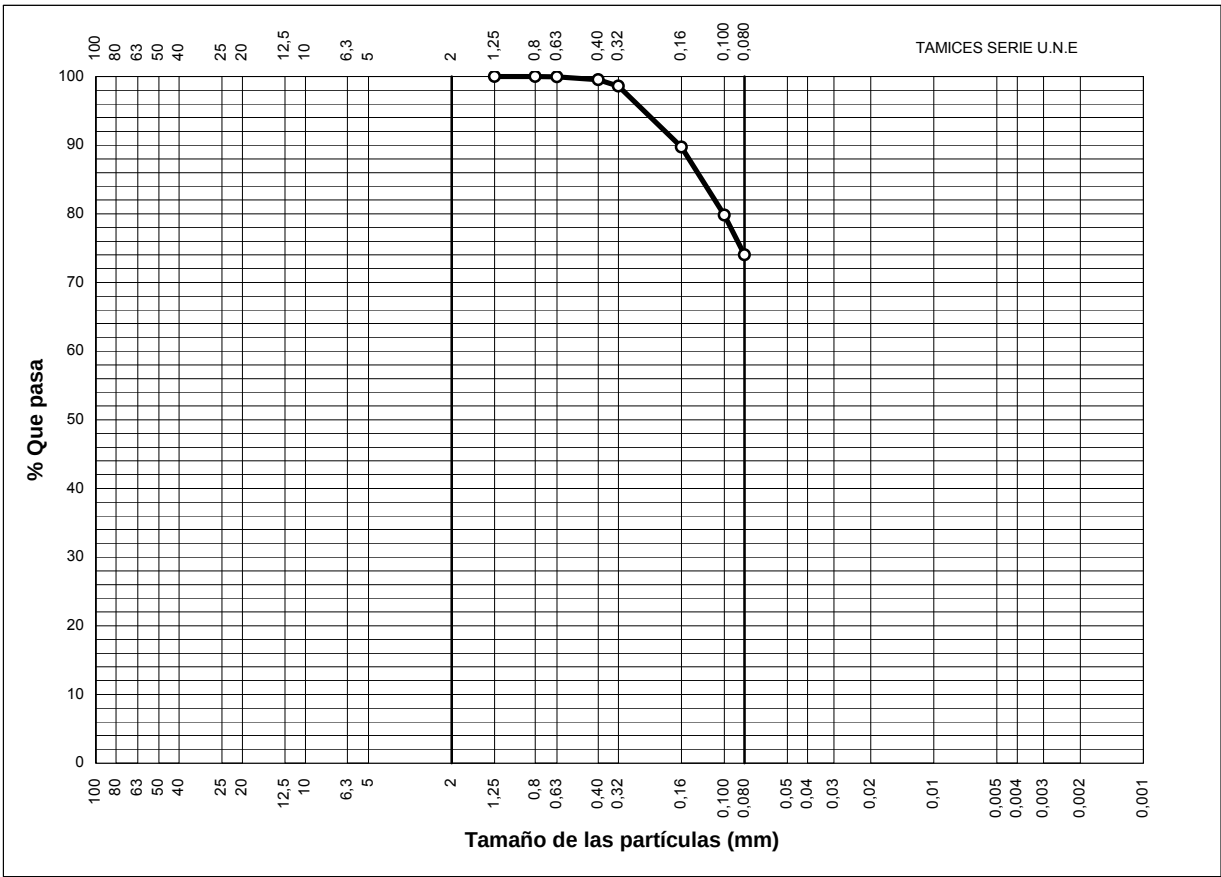


Tamices	(%) que pasa
100	
80	
63	
50	
40	
25	
20	100,00
12,5	95,37
10	95,37
6,3	94,17
5	93,93
2	92,28
1,25	91,87
0,8	91,28
0,63	91,09
0,40	90,66
0,32	90,41
0,16	88,95
0,100	84,34
0,08	79,03

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE 103 101 :1995

Muestra N°: 0161/06

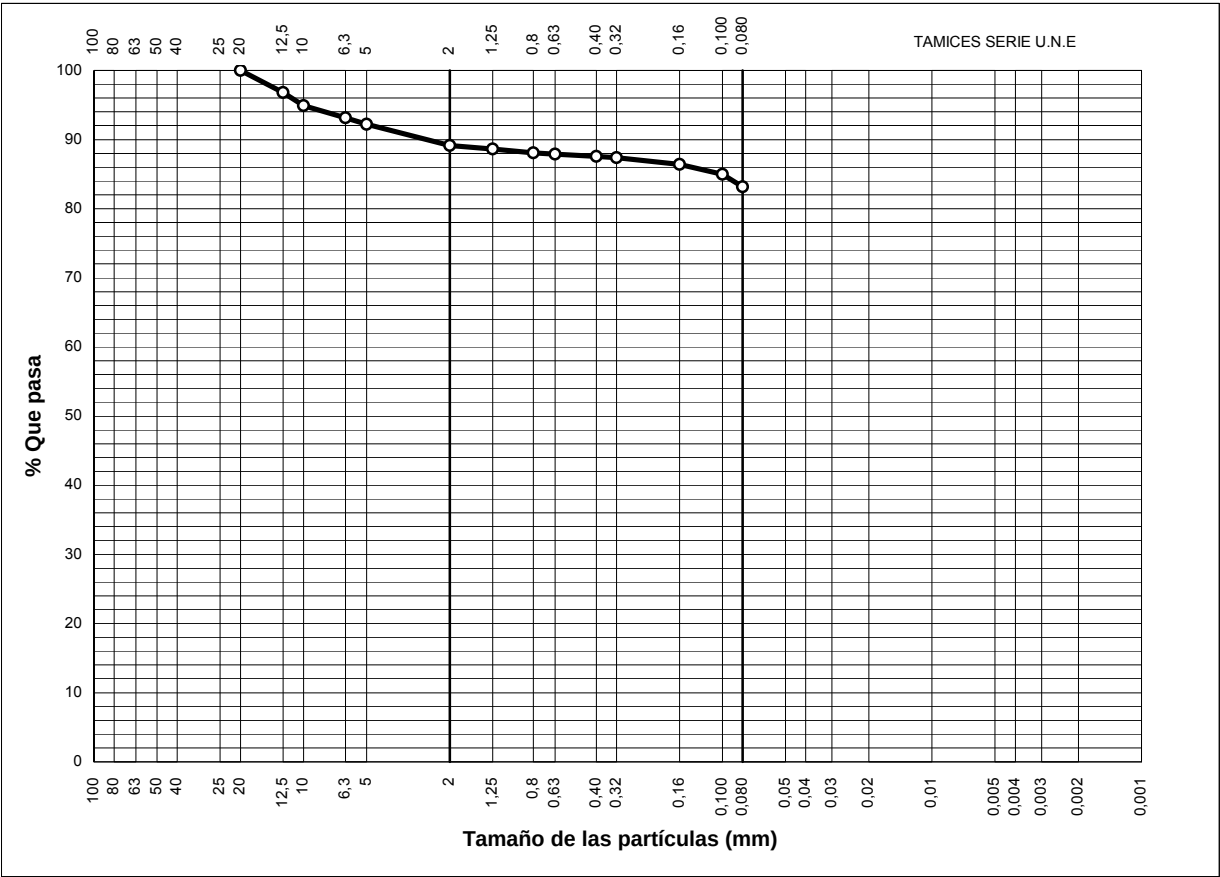


Tamices	(%) que pasa
100	
80	
63	
50	
40	
25	
20	
12,5	
10	
6,3	
5	
2	
1,25	100,00
0,08	99,98
0,63	99,94
0,40	99,53
0,32	98,61
0,16	89,73
0,100	79,83
0,08	74,02

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE 103 101 :1995

Muestra N°: 0162/06

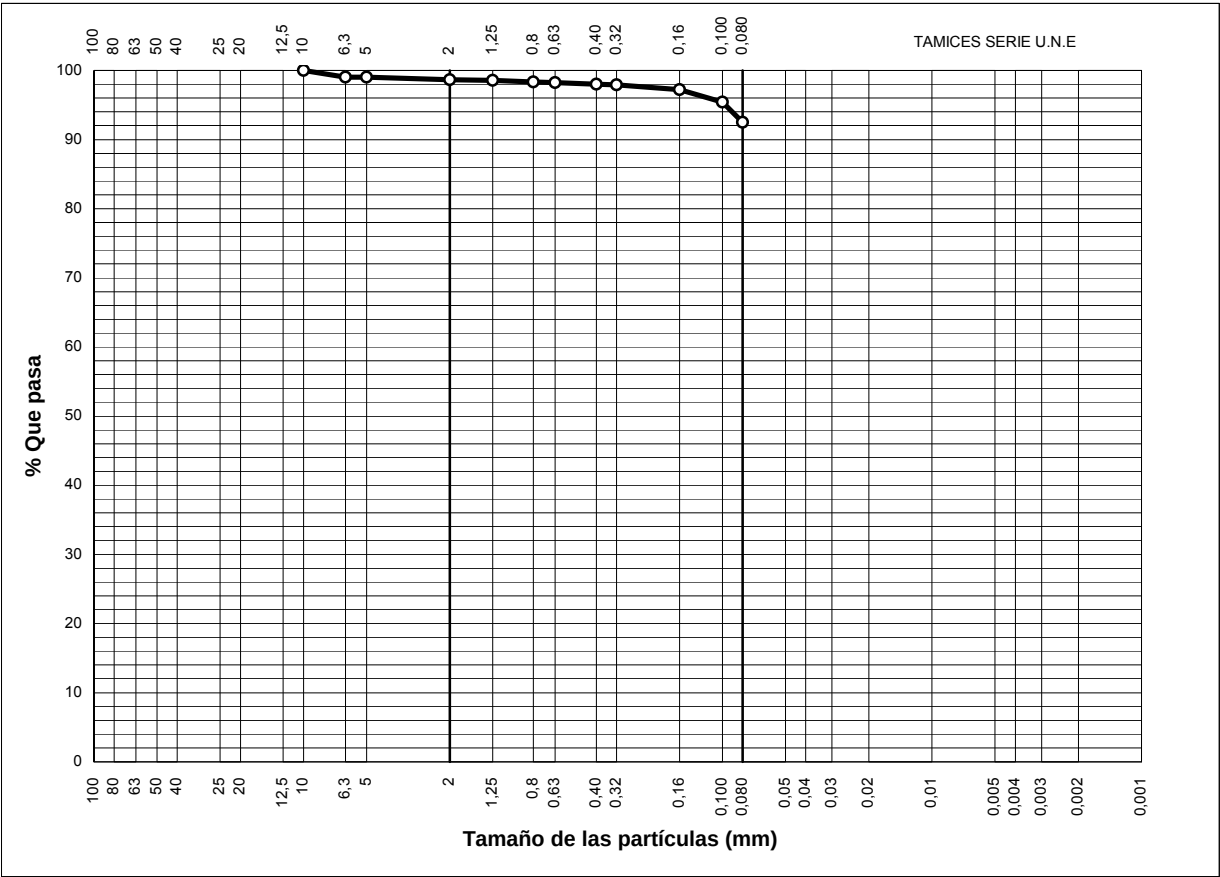


Tamices	(%) que pasa
100	
80	
63	
50	
40	
25	
20	100,00
12,5	96,81
10	94,89
6,3	93,14
5	92,21
2	89,13
1,25	88,63
0,8	
0,63	
0,40	
0,32	
0,16	
0,100	
0,080	
0,05	
0,04	
0,03	
0,02	
0,01	
0,005	
0,004	
0,003	
0,002	
0,001	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE 103 101 :1995

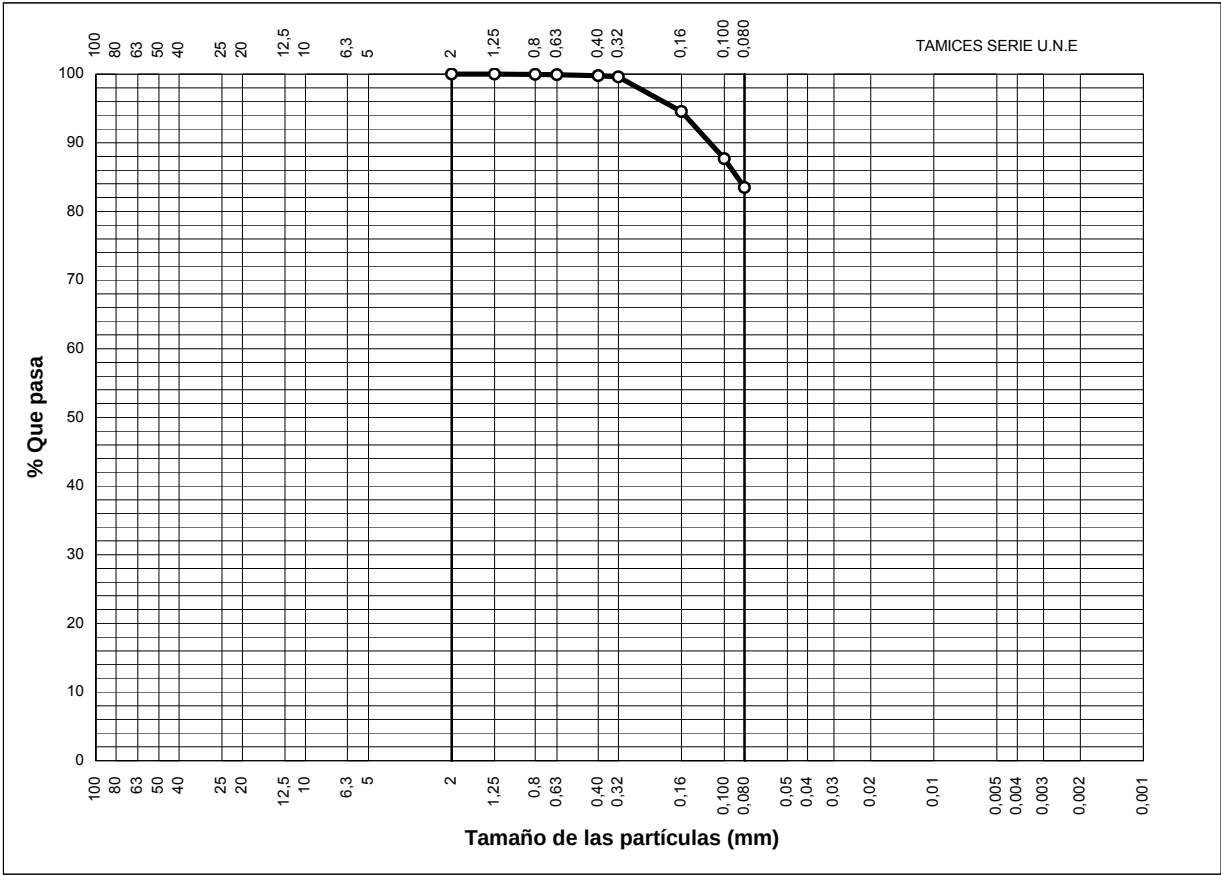
Muestra N°: 0163/06



Tamices	(%) que pasa
100	
80	
63	
50	
40	
25	
20	
12,5	
10	100,00
6,3	99,04
5	99,04
2	98,67
1,25	98,55
0,08	98,35
0,63	98,25
0,40	98,03
0,32	97,90
0,16	97,22
0,100	95,43
0,08	92,47

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
UNE 103 101 :1995

Muestra N°: 0164/06



Tamices	(%) que pasa
100	
80	
63	
50	
40	
25	
20	
12,5	
10	
6,3	
5	
2	100,00
1,25	99,98
0,8	99,96
0,63	99,92
0,40	99,79
0,32	99,57
0,16	94,53
0,100	87,68
0,08	83,44

APÉNDICE 2.3

Cálculos de Estabilidad

APÉNDICE N° 2.3

Cálculos de estabilidad

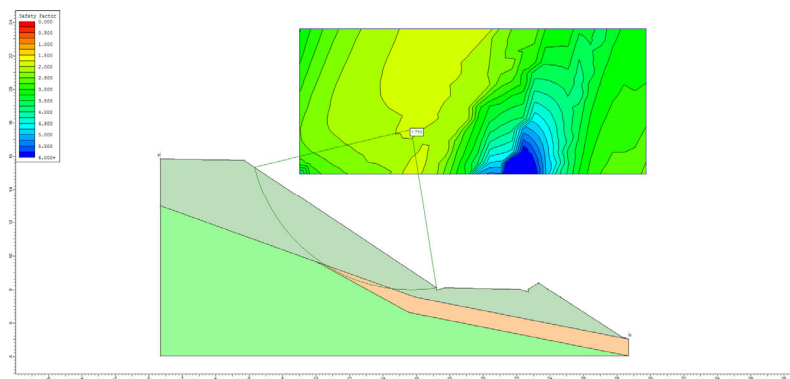
Índice

1 Desmonte 0+540	1
2 Desmonte 0+640	9
3 Relleno 1+440	17

1 Desmonte o+540

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program



Project Summary

- File Name: 0+540.slim
- Slide Modeler Version: 6.039
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 07/06/2019, 8:21:40

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Documento
Código

1

CLIENTE



Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Property	RELLENO ANTROPICO
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	20
Cohesion [kPa]	5
Friction Angle [deg]	40
Water Surface	None
Ru Value	0

Global Minimums

Documento
Código

2

CLIENTE



Method: bishop simplified

- FS: 1.936400
- Center: 15.561, 19.747
- Radius: 14.135
- Left Slip Surface Endpoint: 4.001, 11.613
- Right Slip Surface Endpoint: 13.583, 5.751
- Resisting Moment=3318.21 kN-m
- Driving Moment=1713.6 kN-m
- Total Slice Area=11.9573 m2

Method: janbu simplified

- FS: 1.835030
- Center: 12.983, 14.768
- Radius: 9.069
- Left Slip Surface Endpoint: 4.480, 11.611
- Right Slip Surface Endpoint: 13.586, 5.718
- Resisting Horizontal Force=237.259 kN
- Driving Horizontal Force=129.295 kN
- Total Slice Area=15.1925 m2

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 3200
- Number of Invalid Surfaces: 1750

Error Codes:

- Error Code -103 reported for 976 surfaces
- Error Code -106 reported for 1 surface
- Error Code -107 reported for 769 surfaces
- Error Code -108 reported for 4 surfaces

Method: janbu simplified

- Number of Valid Surfaces: 3097
- Number of Invalid Surfaces: 1853

Error Codes:

- Error Code -103 reported for 976 surfaces
- Error Code -106 reported for 1 surface
- Error Code -107 reported for 769 surfaces

Documento
Código

3

CLIENTE



- Error Code -108 reported for 107 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.
- -106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
- -107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.9364

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.383304	1.98505	RELLENO ANTROPICO	5	40	3.04129	5.88915	1.05965	0	1.05965
2	0.383304	5.67217	RELLENO ANTROPICO	5	40	5.85793	11.3433	7.55966	0	7.55966
3	0.383304	8.66929	RELLENO ANTROPICO	5	40	8.30149	16.075	13.1986	0	13.1986
4	0.383304	10.4452	RELLENO ANTROPICO	5	40	9.90012	19.1706	16.8878	0	16.8878
5	0.383304	11.4481	RELLENO ANTROPICO	5	40	10.933	21.1707	19.2715	0	19.2715
6	0.383304	12.2347	RELLENO ANTROPICO	5	40	11.8099	22.8686	21.2951	0	21.2951
7	0.383304	12.8267	RELLENO ANTROPICO	5	40	12.5376	24.2778	22.9744	0	22.9744
8	0.383304	13.2415	RELLENO ANTROPICO	5	40	13.1222	25.4098	24.3234	0	24.3234
9	0.383304	13.4936	RELLENO ANTROPICO	5	40	13.5689	26.2748	25.3544	0	25.3544
10	0.383304	13.595	RELLENO ANTROPICO	5	40	13.8822	26.8815	26.0773	0	26.0773
11	0.383304	13.5558	RELLENO ANTROPICO	5	40	14.0658	27.2371	26.5011	0	26.5011
12	0.383304	13.3849	RELLENO ANTROPICO	5	40	14.1232	27.3481	26.6333	0	26.6333
13	0.383304	13.0895	RELLENO ANTROPICO	5	40	14.0568	27.2196	26.4803	0	26.4803
14	0.383304	12.6762	RELLENO ANTROPICO	5	40	13.8691	26.8561	26.047	0	26.047
15	0.383304	12.1506	RELLENO ANTROPICO	5	40	13.5618	26.261	25.338	0	25.338
16	0.383304	11.5174	RELLENO ANTROPICO	5	40	13.1363	25.4371	24.3561	0	24.3561

Documento
Código

4

CLIENTE



17	0.383304	10.781	RELLENO ANTROPICO	5	40	12.5937	24.3865	23.1039	0	23.1039
18	0.383304	9.94508	RELLENO ANTROPICO	5	40	11.9347	23.1103	21.583	0	21.583
19	0.383304	9.0129	RELLENO ANTROPICO	5	40	11.1595	21.6092	19.7941	0	19.7941
20	0.383304	7.98732	RELLENO ANTROPICO	5	40	10.2682	19.8833	17.7373	0	17.7373
21	0.383304	6.87086	RELLENO ANTROPICO	5	40	9.26043	17.9319	15.4116	0	15.4116
22	0.383304	5.66569	RELLENO ANTROPICO	5	40	8.13546	15.7535	12.8156	0	12.8156
23	0.383304	4.3737	RELLENO ANTROPICO	5	40	6.89237	13.3464	9.94682	0	9.94682
24	0.383304	2.99654	RELLENO ANTROPICO	5	40	5.52971	10.7077	6.8022	0	6.8022
25	0.383304	1.52774	RELLENO ANTROPICO	5	40	4.03747	7.81816	3.35856	0	3.35856

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.83503

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.364216	2.89519	RELLENO ANTROPICO	5	40	3.07925	5.65051	0.775247	0	0.775247
2	0.364216	7.89994	RELLENO ANTROPICO	5	40	6.86826	12.6035	9.06145	0	9.06145
3	0.364216	10.9082	RELLENO ANTROPICO	5	40	9.64229	17.6939	15.128	0	15.128
4	0.364216	12.9266	RELLENO ANTROPICO	5	40	11.805	21.6626	19.8578	0	19.8578
5	0.364216	14.448	RELLENO ANTROPICO	5	40	13.626	25.0041	23.8399	0	23.8399
6	0.364216	15.5808	RELLENO ANTROPICO	5	40	15.1473	27.7957	27.1669	0	27.1669
7	0.364216	16.3955	RELLENO ANTROPICO	5	40	16.4003	30.0951	29.9072	0	29.9072
8	0.364216	16.9407	RELLENO ANTROPICO	5	40	17.4088	31.9457	32.1126	0	32.1126
9	0.364216	17.2522	RELLENO ANTROPICO	5	40	18.1911	33.3813	33.8235	0	33.8235
10	0.364216	17.3566	RELLENO ANTROPICO	5	40	18.7616	34.4281	35.0709	0	35.0709
11	0.364216	17.2745	RELLENO ANTROPICO	5	40	19.1313	35.1065	35.8796	0	35.8796
12	0.364216	17.0224	RELLENO ANTROPICO	5	40	19.309	35.4326	36.2681	0	36.2681
13	0.364216	16.6132	RELLENO ANTROPICO	5	40	19.3013	35.4185	36.2514	0	36.2514
14	0.364216	16.0575	RELLENO ANTROPICO	5	40	19.1133	35.0735	35.8401	0	35.8401
15	0.364216	15.3641	RELLENO ANTROPICO	5	40	18.7484	34.4038	35.0421	0	35.0421
16	0.364216	14.5399	RELLENO ANTROPICO	5	40	18.2087	33.4135	33.8619	0	33.8619
17	0.364216	13.591	RELLENO	5	40	17.4951	32.1041	32.3014	0	32.3014

Documento
Código

5

CLIENTE



18	0.364216	12.5219	RELLENO ANTROPICO	5	40	16.6076	30.4754	30.3603	0	30.3603
19	0.364216	11.3367	RELLENO ANTROPICO	5	40	15.5445	28.5246	28.0356	0	28.0356
20	0.364216	10.0385	RELLENO ANTROPICO	5	40	14.3033	26.247	25.3212	0	25.3212
21	0.364216	8.62965	RELLENO ANTROPICO	5	40	12.8802	23.6356	22.209	0	22.209
22	0.364216	7.11204	RELLENO ANTROPICO	5	40	11.2701	20.6809	18.6878	0	18.6878
23	0.364216	5.48688	RELLENO ANTROPICO	5	40	9.46617	17.3707	14.7429	0	14.7429
24	0.364216	3.7549	RELLENO ANTROPICO	5	40	7.46031	13.6899	10.3562	0	10.3562
25	0.364216	1.90297	RELLENO ANTROPICO	5	40	5.22516	9.58832	5.46814	0	5.46814

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.9364

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	4.00079	11.6131	0	0	0
2	4.38409	11.0939	-0.615554	0	0
3	4.7674	10.6203	0.719828	0	0
4	5.1507	10.1854	3.27811	0	0
5	5.53401	9.78414	6.25942	0	0
6	5.91731	9.41266	9.22787	0	0
7	6.30061	9.06783	12.0445	0	0
8	6.68392	8.74714	14.6067	0	0
9	7.06722	8.44853	16.8403	0	0
10	7.45053	8.1703	18.6939	0	0
11	7.83383	7.911	20.1347	0	0
12	8.21714	7.66942	21.1455	0	0
13	8.60044	7.44452	21.7222	0	0
14	8.98374	7.2354	21.8721	0	0
15	9.36705	7.04127	21.6127	0	0
16	9.75035	6.86145	20.9707	0	0
17	10.1337	6.69537	19.9809	0	0
18	10.517	6.54249	18.6859	0	0
19	10.9003	6.40237	17.1357	0	0
20	11.2836	6.27461	15.3873	0	0
21	11.6669	6.15885	13.5048	0	0
22	12.0502	6.0548	11.559	0	0
23	12.4335	5.96219	9.62766	0	0
24	12.8168	5.88079	7.7956	0	0
25	13.2001	5.8104	6.15493	0	0
26	13.5834	5.75085	0	0	0

Documento
Código

6

CLIENTE



• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.83503

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	4.48032	11.6115	0	0	0
2	4.84454	10.7649	-0.467777	0	0
3	5.20875	10.0967	3.07941	0	0
4	5.57297	9.53818	8.00954	0	0
5	5.93718	9.05694	13.2563	0	0
6	6.3014	8.63481	18.3456	0	0
7	6.66561	8.26028	22.991	0	0
8	7.02983	7.92552	27.0157	0	0
9	7.39404	7.62494	30.3131	0	0
10	7.75826	7.35437	32.8237	0	0
11	8.12248	7.11065	34.5224	0	0
12	8.48669	6.89127	35.4097	0	0
13	8.85091	6.69425	35.5064	0	0
14	9.21512	6.51799	34.8501	0	0
15	9.57934	6.36118	33.4927	0	0
16	9.94355	6.22276	31.4993	0	0
17	10.3078	6.10183	28.9469	0	0
18	10.672	5.99769	25.9243	0	0
19	11.0362	5.90972	22.5323	0	0
20	11.4004	5.83747	18.8834	0	0
21	11.7646	5.78054	15.1034	0	0
22	12.1288	5.73865	11.3318	0	0
23	12.4931	5.71159	7.72332	0	0
24	12.8573	5.69923	4.44993	0	0
25	13.2215	5.7015	1.70298	0	0
26	13.5857	5.71842	0	0	0

List Of Coordinates

External Boundary

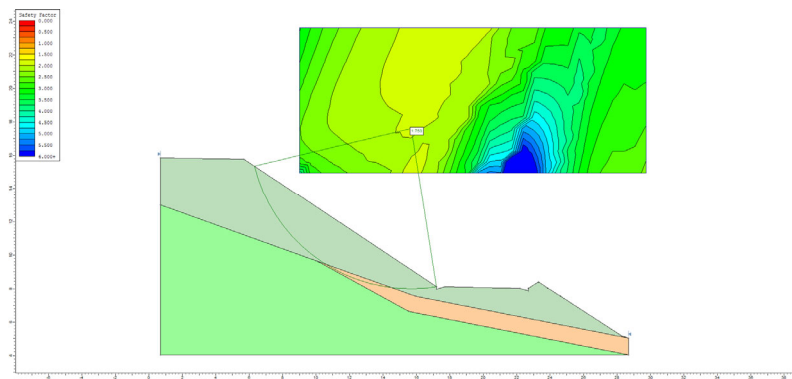
X	Y
0.0936667	11.5366
0.0869665	4.11668
28.587	4.11668
28.587	8.39903
28.293	8.41098
25.9105	8.41098
25.4031	8.48388
23.293	8.56478
19.087	5.76078
19.087	5.61078
18.587	5.76078
14.087	5.85078

13.587	5.70078
13.5757	5.85827
5.09367	11.5131
4.51127	11.6114
2.93927	11.6167
0.744767	11.734

2 Desmonte o+640

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program



Project Summary

- File Name: 0+640.slim
- Slide Modeler Version: 6.039
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 07/06/2019, 8:26:16

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Documento
Código
9

CLIENTE



Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Property	roca	relleno antróico	aluvial
Color			
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	26	20	18
Cohesion [kPa]		5	10
Friction Angle [deg]		40	25
Water Surface	None	None	None
Ru Value	0	0	0

Global Minimums

Documento
Código
10

CLIENTE



Method: bishop simplified

- FS: 1.752580
- Center: 15.704, 17.602
- Radius: 9.649
- Left Slip Surface Endpoint: 6.319, 15.358
- Right Slip Surface Endpoint: 17.198, 8.069
- Left Slope Intercept: 6.319 15.358
- Right Slope Intercept: 17.198 8.105
- Resisting Moment=3639.06 kN-m
- Driving Moment=2076.4 kN-m
- Total Slice Area=23.1582 m2

Method: janbu simplified

- FS: 1.586350
- Center: 15.704, 17.602
- Radius: 9.649
- Left Slip Surface Endpoint: 6.319, 15.358
- Right Slip Surface Endpoint: 17.198, 8.069
- Left Slope Intercept: 6.319 15.358
- Right Slope Intercept: 17.198 8.105
- Resisting Horizontal Force=299.015 kN
- Driving Horizontal Force=188.493 kN
- Total Slice Area=23.1582 m2

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 3146
- Number of Invalid Surfaces: 1782

Error Codes:

- Error Code -99 reported for 1227 surfaces
- Error Code -103 reported for 364 surfaces
- Error Code -106 reported for 2 surfaces
- Error Code -107 reported for 37 surfaces
- Error Code -108 reported for 10 surfaces
- Error Code -114 reported for 142 surfaces

Method: janbu simplified

- Number of Valid Surfaces: 3006
- Number of Invalid Surfaces: 1922

Error Codes:

- Error Code -99 reported for 1227 surfaces
- Error Code -103 reported for 364 surfaces
- Error Code -106 reported for 2 surfaces
- Error Code -107 reported for 37 surfaces
- Error Code -108 reported for 150 surfaces
- Error Code -114 reported for 142 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -99 = Slip surface intersects an infinite strength material. If infinite strength regions are defined for a model, a large number of potential slip surfaces may show this error code. This is Normal.
- -103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.
- -106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
- -107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- -114 = Surface with Reverse Curvature.

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.75258

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.457765	5.09925	relleno antr	5	40	3.30054	5.78446	0.934885	0	0.934885
2	0.457765	13.2005	relleno antr	5	40	8.3198	14.5811	11.4183	0	11.4183
3	0.457765	18.2582	relleno antr	5	40	12.2843	21.5292	19.6988	0	19.6988
4	0.457765	21.7826	relleno antr	5	40	15.5088	27.1804	26.4336	0	26.4336
5	0.457765	24.3016	relleno antr	5	40	18.1487	31.8071	31.9475	0	31.9475
6	0.457765	26.0803	relleno antr	5	40	20.2998	35.5771	36.4405	0	36.4405
7	0.457765	27.2753	relleno antr	5	40	22.0264	38.6031	40.0466	0	40.0466
8	0.457765	27.9881	relleno antr	5	40	23.3739	40.9647	42.861	0	42.861
9	0.457765	28.2895	relleno antr	5	40	24.3754	42.7199	44.9528	0	44.9528
10	0.419002	25.8093	aluvial	10	25	18.9935	33.2877	49.9405	0	49.9405
11	0.419002	25.4328	aluvial	10	25	19.0808	33.4406	50.2685	0	50.2685
12	0.419002	24.8521	aluvial	10	25	19.0321	33.3553	50.0854	0	50.0854

Documento
Código

11

CLIENTE



Documento
Código

12

CLIENTE



13	0.419002	24.0821	aluvial	10	25	18.855	33.0449	49.42	0	49.42
14	0.419002	23.135	aluvial	10	25	18.5552	32.5195	48.2933	0	48.2933
15	0.419002	22.0206	aluvial	10	25	18.1373	31.787	46.7224	0	46.7224
16	0.419002	20.7467	aluvial	10	25	17.6044	30.8532	44.7199	0	44.7199
17	0.419002	19.3197	aluvial	10	25	16.9591	29.7221	42.2943	0	42.2943
18	0.419002	17.7446	aluvial	10	25	16.2026	28.3963	39.4509	0	39.4509
19	0.419002	16.0255	aluvial	10	25	15.3355	26.8767	36.1921	0	36.1921
20	0.428182	14.4038	relleno antróo	5	40	18.181	31.8637	32.0149	0	32.0149
21	0.428182	12.2058	relleno antróo	5	40	16.1548	28.3126	27.7829	0	27.7829
22	0.428182	9.84448	relleno antróo	5	40	13.8577	24.2867	22.985	0	22.985
23	0.428182	7.32021	relleno antróo	5	40	11.2749	19.7601	17.5904	0	17.5904
24	0.428182	4.63256	relleno antróo	5	40	8.38799	14.7006	11.5608	0	11.5608
25	0.428182	1.78006	relleno antróo	5	40	5.1741	9.06802	4.84808	0	4.84808

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.58635

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.457765	5.09925	relleno antróo	5	40	3.42141	5.42756	0.509548	0	0.509548
2	0.457765	13.2005	relleno antróo	5	40	8.71115	13.8189	10.51	0	10.51
3	0.457765	18.2582	relleno antróo	5	40	12.9436	20.5331	18.5116	0	18.5116
4	0.457765	21.7826	relleno antróo	5	40	16.4193	26.0468	25.0825	0	25.0825
5	0.457765	24.3016	relleno antróo	5	40	19.2896	30.6	30.5089	0	30.5089
6	0.457765	26.0803	relleno antróo	5	40	21.6488	34.3426	34.9691	0	34.9691
7	0.457765	27.2753	relleno antróo	5	40	23.5608	37.3756	38.5837	0	38.5837
8	0.457765	27.9881	relleno antróo	5	40	25.0707	39.7709	41.4383	0	41.4383
9	0.457765	28.2895	relleno antróo	5	40	26.2117	41.5809	43.5954	0	43.5954
10	0.419002	25.8093	aluvial	10	25	20.6642	32.7807	48.8535	0	48.8535
11	0.419002	25.4328	aluvial	10	25	20.7894	32.9792	49.279	0	49.279
12	0.419002	24.8521	aluvial	10	25	20.765	32.9406	49.1961	0	49.1961
13	0.419002	24.0821	aluvial	10	25	20.5991	32.6774	48.6317	0	48.6317
14	0.419002	23.135	aluvial	10	25	20.2977	32.1992	47.6063	0	47.6063
15	0.419002	22.0206	aluvial	10	25	19.8654	31.5134	46.1355	0	46.1355
16	0.419002	20.7467	aluvial	10	25	19.3054	30.6252	44.2309	0	44.2309
17	0.419002	19.3197	aluvial	10	25	18.6204	29.5384	41.9001	0	41.9001
18	0.419002	17.7446	aluvial	10	25	17.8112	28.2548	39.1477	0	39.1477
19	0.419002	16.0255	aluvial	10	25	16.8784	26.7751	35.9743	0	35.9743
20	0.428182	14.4038	relleno antróo	5	40	19.9958	31.7203	31.8441	0	31.8441

Documento
Código

13

21	0.428182	12.2058	relleno antróo	5	40	17.8065	28.2473	27.7049	0	27.7049
22	0.428182	9.84448	relleno antróo	5	40	15.3094	24.2861	22.9842	0	22.9842
23	0.428182	7.32021	relleno antróo	5	40	12.4858	19.8069	17.6462	0	17.6462
24	0.428182	4.63256	relleno antróo	5	40	9.3123	14.7726	11.6465	0	11.6465
25	0.428182	1.78006	relleno antróo	5	40	5.75961	9.13676	4.93	0	4.93

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.75258

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	6.3189	15.3577	0	0	0
2	6.77667	13.9385	-0.180103	0	0
3	7.23444	12.9776	6.9942	0	0
4	7.6922	12.2233	16.2442	0	0
5	8.14997	11.5973	25.7109	0	0
6	8.60773	11.0627	34.5061	0	0
7	9.0655	10.5984	42.1564	0	0
8	9.52326	10.1913	48.4043	0	0
9	9.98103	9.83233	53.1188	0	0
10	10.4388	9.5151	56.2506	0	0
11	10.8578	9.25727	61.1903	0	0
12	11.2768	9.02761	64.7613	0	0
13	11.6958	8.82393	67.0098	0	0
14	12.1148	8.64444	68.0009	0	0
15	12.5338	8.48773	67.8154	0	0
16	12.9528	8.35262	66.5486	0	0
17	13.3718	8.2382	64.3092	0	0
18	13.7908	8.1437	61.2192	0	0
19	14.2098	8.06853	57.4139	0	0
20	14.6288	8.01224	53.0428	0	0
21	15.057	7.97388	46.507	0	0
22	15.4852	7.95466	40.1425	0	0
23	15.9134	7.95446	34.2294	0	0
24	16.3415	7.97328	29.0835	0	0
25	16.7697	8.01124	25.0627	0	0
26	17.1979	8.06856	0	0	0

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.58635

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	6.3189	15.3577	0	0	0
2	6.77667	13.9385	-0.846513	0	0
3	7.23444	12.9776	5.25684	0	0

Documento
Código

14

4	7.6922	12.2233	13.2815	0	0
5	8.14997	11.5973	21.4503	0	0
6	8.60773	11.0627	28.9125	0	0
7	9.0655	10.5984	35.2157	0	0
8	9.52326	10.1913	40.1151	0	0
9	9.98103	9.83233	43.4884	0	0
10	10.4388	9.5151	45.2929	0	0
11	10.8578	9.25727	49.212	0	0
12	11.2768	9.02761	51.7994	0	0
13	11.6958	8.82393	53.1003	0	0
14	12.1148	8.64444	53.1791	0	0
15	12.5338	8.48773	52.1164	0	0
16	12.9528	8.35262	50.0077	0	0
17	13.3718	8.2382	46.9622	0	0
18	13.7908	8.1437	43.1028	0	0
19	14.2098	8.06853	38.5662	0	0
20	14.6288	8.01224	33.5035	0	0
21	15.057	7.97388	26.1446	0	0
22	15.4852	7.95466	19.0361	0	0
23	15.9134	7.95446	12.4712	0	0
24	16.3415	7.97328	6.78114	0	0
25	16.7697	8.01124	2.34298	0	0
26	17.1979	8.06856	0	0	0

List Of Coordinates

External Boundary

X	Y
0.680101	15.8568
0.680101	13.0153
0.680101	4.04083
28.6979	4.04083
28.6979	5.04083
28.2931	5.17953
24.6287	7.54083
23.8428	8.04083
23.2931	8.41183
22.6979	8.01504
22.6979	7.86504
22.1979	8.01504
17.6979	8.10503
17.1979	7.95503
17.1979	8.10504
5.6801	15.7835

Material Boundary

CLIENTE



X	Y
0.680101	13.0153
10.0897	9.64032
15.541	7.538
28.6979	5.04083

Material Boundary

X	Y
10.0897	9.64032
15.541	6.652
28.6979	4.04083

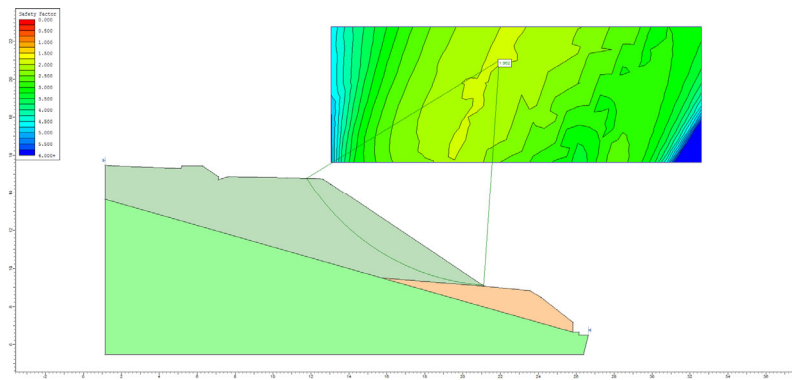
CLIENTE



3 Relleno 1+440

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program



Project Summary

- File Name: 1+440.slim
- Slide Modeler Version: 6.039
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 07/06/2019, 8:55:57

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Invalid Surfaces
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Property	roca	relleno antr�o	aluvial
Color			
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	26	20	18
Cohesion [kPa]		5	10
Friction Angle [deg]		40	25
Water Surface	None	None	None
Ru Value	0	0	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.962410
- Center: 21.940, 20.983
- Radius: 11.912
- Left Slip Surface Endpoint: 11.761, 14.795
- Right Slip Surface Endpoint: 21.104, 9.100
- Resisting Moment=2828.01 kN-m
- Driving Moment=1441.09 kN-m
- Total Slice Area=12.0671 m2

Method: janbu simplified

- FS: 1.765800
- Center: 18.981, 15.639
- Radius: 6.715
- Left Slip Surface Endpoint: 12.323, 14.772
- Right Slip Surface Endpoint: 20.933, 9.214
- Resisting Horizontal Force=239.918 kN
- Driving Horizontal Force=135.869 kN
- Total Slice Area=17.5941 m2

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 3036
- Number of Invalid Surfaces: 1826

Error Codes:

- Error Code -99 reported for 1574 surfaces
- Error Code -103 reported for 246 surfaces
- Error Code -106 reported for 5 surfaces
- Error Code -108 reported for 1 surface

Method: janbu simplified

- Number of Valid Surfaces: 2957
- Number of Invalid Surfaces: 1905

Error Codes:

- Error Code -99 reported for 1574 surfaces
- Error Code -103 reported for 246 surfaces
- Error Code -106 reported for 5 surfaces
- Error Code -108 reported for 80 surfaces

Documento
Código
19

CLIENTE



Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -99 = Slip surface intersects an infinite strength material. If infinite strength regions are defined for a model, a large number of potential slip surfaces may show this error code. This is Normal.
- -103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.
- -106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).

Slice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.96241

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.373717	2.12706	relleno antrño	5	40	3.00142	5.89002	1.06068	0	1.06068
2	0.373717	6.05481	relleno antrño	5	40	5.97513	11.7257	8.01532	0	8.01532
3	0.373717	9.09843	relleno antrño	5	40	8.48808	16.6571	13.8924	0	13.8924
4	0.373717	10.6058	relleno antrño	5	40	9.93804	19.5025	17.2834	0	17.2834
5	0.373717	11.7253	relleno antrño	5	40	11.121	21.8239	20.05	0	20.05
6	0.373717	12.5882	relleno antrño	5	40	12.1176	23.7797	22.3808	0	22.3808
7	0.373717	13.2258	relleno antrño	5	40	12.9389	25.3915	24.3017	0	24.3017
8	0.373717	13.6622	relleno antrño	5	40	13.5943	26.6776	25.8343	0	25.8343
9	0.373717	13.917	relleno antrño	5	40	14.0915	27.6533	26.997	0	26.997
10	0.373717	14.0056	relleno antrño	5	40	14.437	28.3313	27.8051	0	27.8051
11	0.373717	13.941	relleno antrño	5	40	14.6362	28.7223	28.2712	0	28.2712
12	0.373717	13.7338	relleno antrño	5	40	14.6937	28.835	28.4056	0	28.4056
13	0.373717	13.3932	relleno antrño	5	40	14.613	28.6767	28.2168	0	28.2168
14	0.373717	12.9266	relleno antrño	5	40	14.3971	28.253	27.7119	0	27.7119
15	0.373717	12.3405	relleno antrño	5	40	14.0483	27.5685	26.8961	0	26.8961
16	0.373717	11.6405	relleno antrño	5	40	13.5682	26.6264	25.7732	0	25.7732
17	0.373717	10.8313	relleno antrño	5	40	12.9579	25.4288	24.3461	0	24.3461

Documento
Código
20

CLIENTE



18	0.373717	9.91703	relleno antr�o	5	40	12.2181	23.977	22.6159	0	22.6159
19	0.373717	8.90114	relleno antr�o	5	40	11.3487	22.2709	20.5827	0	20.5827
20	0.373717	7.78663	relleno antr�o	5	40	10.3495	20.3099	18.2456	0	18.2456
21	0.373717	6.57604	relleno antr�o	5	40	9.21923	18.0919	15.6024	0	15.6024
22	0.373717	5.27153	relleno antr�o	5	40	7.95665	15.6142	12.6496	0	12.6496
23	0.373717	3.87488	relleno antr�o	5	40	6.55971	12.8729	9.38249	0	9.38249
24	0.373717	2.38755	relleno antr�o	5	40	5.02584	9.86276	5.79522	0	5.79522
25	0.373717	0.810689	relleno antr�o	5	40	3.35188	6.57776	1.8803	0	1.8803

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.7658

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.334681	4.56167	relleno antr�o	5	40	3.12913	5.52542	0.626175	0	0.626175
2	0.334681	10.8913	relleno antr�o	5	40	8.69006	15.3449	12.3285	0	12.3285
3	0.334681	13.9626	relleno antr�o	5	40	12.373	21.8483	20.0791	0	20.0791
4	0.334681	16.0209	relleno antr�o	5	40	15.2651	26.9552	26.1653	0	26.1653
5	0.334681	17.4629	relleno antr�o	5	40	17.5998	31.0778	31.0782	0	31.0782
6	0.334681	18.4676	relleno antr�o	5	40	19.4969	34.4277	35.0705	0	35.0705
7	0.334681	19.135	relleno antr�o	5	40	21.0294	37.1338	38.2956	0	38.2956
8	0.334681	19.5278	relleno antr�o	5	40	22.2458	39.2817	40.8553	0	40.8553
9	0.334681	19.6886	relleno antr�o	5	40	23.1801	40.9315	42.8214	0	42.8214
10	0.334681	19.6476	relleno antr�o	5	40	23.8568	42.1263	44.2455	0	44.2455
11	0.334681	19.427	relleno antr�o	5	40	24.2937	42.8978	45.1648	0	45.1648
12	0.334681	19.0438	relleno antr�o	5	40	24.5039	43.2689	45.6071	0	45.6071
13	0.354461	19.5443	aluvial	10	25	18.3142	32.3392	47.9065	0	47.9065
14	0.354461	18.7106	aluvial	10	25	18.0259	31.8301	46.8148	0	46.8148
15	0.354461	17.7369	aluvial	10	25	17.6163	31.1068	45.2637	0	45.2637
16	0.354461	16.6301	aluvial	10	25	17.0891	30.1759	43.2674	0	43.2674
17	0.354461	15.3954	aluvial	10	25	16.4468	29.0418	40.8353	0	40.8353
18	0.354461	14.0365	aluvial	10	25	15.6906	27.7064	37.9715	0	37.9715
19	0.354461	12.5561	aluvial	10	25	14.8201	26.1693	34.6751	0	34.6751
20	0.354461	10.9557	aluvial	10	25	13.834	24.4281	30.9413	0	30.9413
21	0.354461	9.23561	aluvial	10	25	12.7296	22.478	26.7592	0	26.7592
22	0.354461	7.39541	aluvial	10	25	11.5028	20.3117	22.1136	0	22.1136

Documento
Código

21

CLIENTE



23	0.354461	5.43348	aluvial	10	25	10.1478	17.919	16.9823	0	16.9823
24	0.354461	3.34713	aluvial	10	25	8.6567	15.286	11.3359	0	11.3359
25	0.340314	1.09087	relleno antr�o	5	40	5.0101	8.84684	4.58449	0	4.58449

Interslice Data

• Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.96241

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	11.7611	14.7951	0	0	0
2	12.1349	14.2185	-0.510006	0	0
3	12.5086	13.7065	1.36119	0	0
4	12.8823	13.2462	4.58337	0	0
5	13.256	12.8289	8.08134	0	0
6	13.6297	12.4483	11.5561	0	0
7	14.0034	12.0997	14.8299	0	0
8	14.3772	11.7795	17.7778	0	0
9	14.7509	11.4846	20.3137	0	0
10	15.1246	11.213	22.3812	0	0
11	15.4983	10.9626	23.9473	0	0
12	15.872	10.732	24.9982	0	0
13	16.2458	10.5198	25.5355	0	0
14	16.6195	10.3249	25.5742	0	0
15	16.9932	10.1463	25.1413	0	0
16	17.3669	9.98341	24.2739	0	0
17	17.7406	9.83536	23.019	0	0
18	18.1143	9.70164	21.4323	0	0
19	18.4881	9.58172	19.5784	0	0
20	18.8618	9.47518	17.5302	0	0
21	19.2355	9.38165	15.369	0	0
22	19.6092	9.30082	13.1849	0	0
23	19.9829	9.23243	11.0767	0	0
24	20.3566	9.17625	9.15237	0	0
25	20.7304	9.13212	7.52994	0	0
26	21.1041	9.0999	0	0	0

• Global Minimum Query (janbu simplified) - Safety Factor: 1.7658

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	12.3227	14.7725	0	0	0
2	12.6573	13.3816	-0.176309	0	0
3	12.992	12.6031	6.51337	0	0
4	13.3267	12.0177	14.1261	0	0
5	13.6614	11.5419	21.4682	0	0
6	13.9961	11.1406	28.0478	0	0
7	14.3307	10.7954	33.6291	0	0
8	14.6654	10.495	38.0971	0	0

Documento
Código

22

CLIENTE



9	15.0001	10.2318	41.4041	0	0
10	15.3348	10.0007	43.5429	0	0
11	15.6695	9.79783	44.5344	0	0
12	16.0041	9.62036	44.4192	0	0
13	16.3388	9.4661	43.2539	0	0
14	16.6933	9.32613	43.4677	0	0
15	17.0478	9.20871	42.5754	0	0
16	17.4022	9.11262	40.6806	0	0
17	17.7567	9.03693	37.8984	0	0
18	18.1111	8.98094	34.3551	0	0
19	18.4656	8.94416	30.1903	0	0
20	18.8201	8.92627	25.5576	0	0
21	19.1745	8.92712	20.6278	0	0
22	19.529	8.94672	15.5913	0	0
23	19.8834	8.98523	10.6624	0	0
24	20.2379	9.04299	6.08467	0	0
25	20.5924	9.1205	2.1376	0	0
26	20.9327	9.21417	0	0	0

List Of Coordinates

External Boundary

X	Y
1.13232	15.4936
1.13232	13.6524
1.13232	5.49361
26.3827	5.49361
26.6323	6.49361
26.1399	6.49361
26.1399	6.65741
25.8076	6.66131
25.8076	7.16931
24.1239	8.49361
23.5602	8.84321
21.1399	9.07601
13.0498	14.4694
12.6323	14.7477
12.1323	14.7877
10.7281	14.8158
7.63232	14.8777
7.13232	14.7277
7.13232	14.8777
6.28392	15.4433
5.19422	15.4435
5.14552	15.3221
1.61792	15.4423

Material Boundary

X	Y
1.13232	13.6524
15.7347	9.51518
25.8076	6.66131

Material Boundary

X	Y
15.7347	9.51518
21.1399	9.07601