

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Análisis de sensibilidad del estudio numérico 2D	5
2.	PÉRDIDA DE SUELO ADOPTADA	6
3.	EFFECTOS DE LA SUBSIDENCIA EN LAS EDIFICACIONES.	7
3.1.	Categorías de daños	7
3.2.	Deformación de tracción límite	8
3.3.	Modelo de viga equivalente	8
4.	CÁLCULOS PARTICULARIZADOS PARA ZONAS CONCRETAS DEL TRAZADO	10
4.1.	Cálculo P.K. 12+300-P.K. 12+900	10
4.2.	Cálculo P.K. 13+280	12
4.3.	Cálculo P.K. 14+320	14
4.4.	Cálculo P.K. 18+220	16
4.5.	Cálculo P.K. 18+460	17
4.6.	Cálculo P.K. 24+650	19
4.7.	Cálculo P.K. 26+510	21
4.8.	Cálculo P.K. 29+470	22

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento tiene por objeto analizar los modelos de cálculo bidimensionales realizados mediante el programa PLAXIS 2D de la excavación ejecutada con TBM para los Estudios de Diseño de Ingeniería de la Primera Línea de Metro de Quito.

Se han realizado los modelos de cálculo para cada una de las secciones descritas anteriormente con el programa Plaxis 2d v9.0.2.

El programa Plaxis ha sido desarrollado por la Delft University of Technology (Holanda). Se trata de un programa orientado a resolver problemas geotécnicos, especialmente para el análisis de deformación y estabilidad, de carácter bidimensional (deformación plana o axisimetría) basado en el método de elementos finitos. Este programa permite modelizar geomateriales (materiales elastoplásticos), estructuras (modelos elastoplásticos), la presencia de agua (comportamiento drenado y no drenado), los procesos de excavación y construcción (variación de la malla de elementos finitos activa).

Las principales características del programa Plaxis utilizadas en este análisis, en el que se han supuesto únicamente condiciones de deformación plana, se presentan a continuación:

Tipo de elementos finitos empleados en el modelo:

El mallado de elementos finitos que se analiza contiene dos tipos de elementos:

- Elementos tipo "soil" empleados para modelizar los materiales de suelo y roca.
- Elementos tipo "beam" empleados para modelizar el sostenimiento del túnel, en nuestro caso las dovelas y los elementos de protección.

Los elementos citados se pueden activar y desactivar en las fases de construcción para simular la excavación y la colocación de las dovelas del túnel.

En cuanto a la geometría de la excavación se ha considerado las descritas en los apartados anteriores.

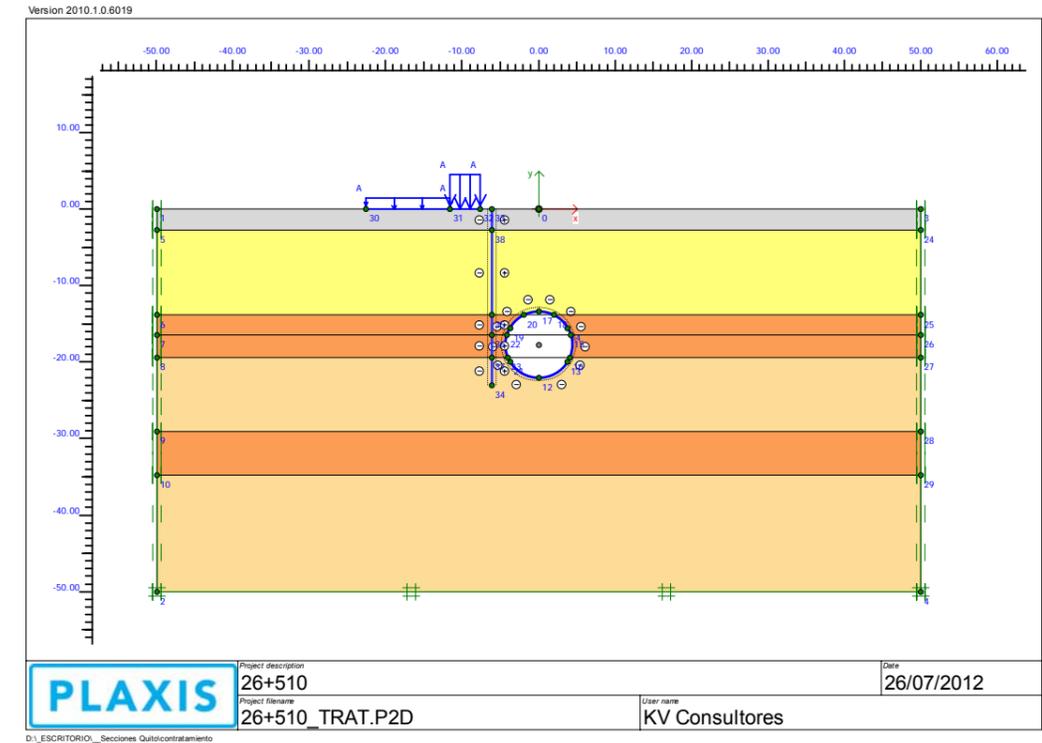


Figura 1.- Esquema de modelo en 2 dimensiones.

A continuación se describen las características de los elementos finitos que intervienen en los modelos:

Elementos tipo "soil":

Los elementos tipo "soil" se usan para modelizar zonas bidimensionales del área de estudio. Se han utilizado elementos triangulares de 15 nodos que proporcionan una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos.

La matriz de rigidez del elemento se calcula mediante integración numérica utilizando 12 puntos de Gauss. En cada elemento se asigna un modelo constitutivo y los correspondientes parámetros geotécnicos que el definen. El modelo constitutivo y los parámetros

Elementos tipo "beam":

Los elementos tipo "beam" reproducen elementos estructurales unidimensionales. Cada elemento está formado por cinco nodos con tres grados de libertad por nodo (dos de traslación y uno de rotación) y cuatro pares de puntos de Gauss situados a una cierta distancia del elemento. Los momentos flectores y los esfuerzos axiales se calculan en estos puntos a partir de las tensiones de la fase analizada.

En el análisis se ha utilizado elementos tipo "beam" de tipo elástico que representan el anillo de dovelas y las pantallas de protección.

Estos elementos corresponden a un modelo elástico lineal basado en la teoría de vigas de Mindlin, que contempla deformaciones debidas a esfuerzos cortantes, axilas y flectores. Los parámetros utilizados para definir este modelo son los que se detallan a continuación:

Símbolo	Descripción	Unidades
ω	Peso por unidad de superficie	Kn/m/m
EA	Rigidez a tracción por unidad de longitud en sentido perpendicular al plano.	Kn/m
EI	Rigidez a flexión por unidad de longitud en sentido perpendicular al plano.	Kn·m ² /m
ν	Coefficiente de Poisson	-

Tabla 1.- Parámetros utilizados para definir elemento tipo "beam"

En las dovelas se considera un elemento continuo en el modelo por lo que se realizará una disminución de la inercia considerada sobre la teórica establecida por Muir-Wood, la cual depende del número de juntas existentes:

$$I = \left(\alpha^3 + \left(\frac{4}{n} \right)^2 \right) \cdot \frac{e^3}{12}$$

α : espesor equivalente de la junta entre dovelas de un anillo.

Se ha adoptado un valor de 0,66.

n : número de juntas. Se han considerado 7 juntas.

e : espesor de la dovela (m). Se ha adoptado un espesor de 0,32 m.

Para el módulo de deformación se ha usado el artículo 39.6. de la norma EHE.

$$E_{0j} = 10.000 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

$$f_{cm,j} = f_{ck} + 8$$

Los parámetros considerados en la dovela son los que se indican a continuación:

Elemento	Canto (m)	Ancho (m)	E (Mpa)	E (Kpa)	I m4
Dovela	0.32	1.00	27264.04	27264041.80	0.00
Area m ²	EI (kNm ² /m)	EA (KN/m)	γ KN/m ³	w kN/m/m	
0.32	74449.01	8724493.38	25.00	8.00	

Tabla 2.- Parámetros utilizados para la simulación de la dovela.

Condiciones de contorno:

- Contornos laterales: Coacción del movimiento horizontal.
- Contorno inferior: Coacción del movimiento vertical.
- Contorno superior: Desplazamientos totales libres en la superficie del terreno.

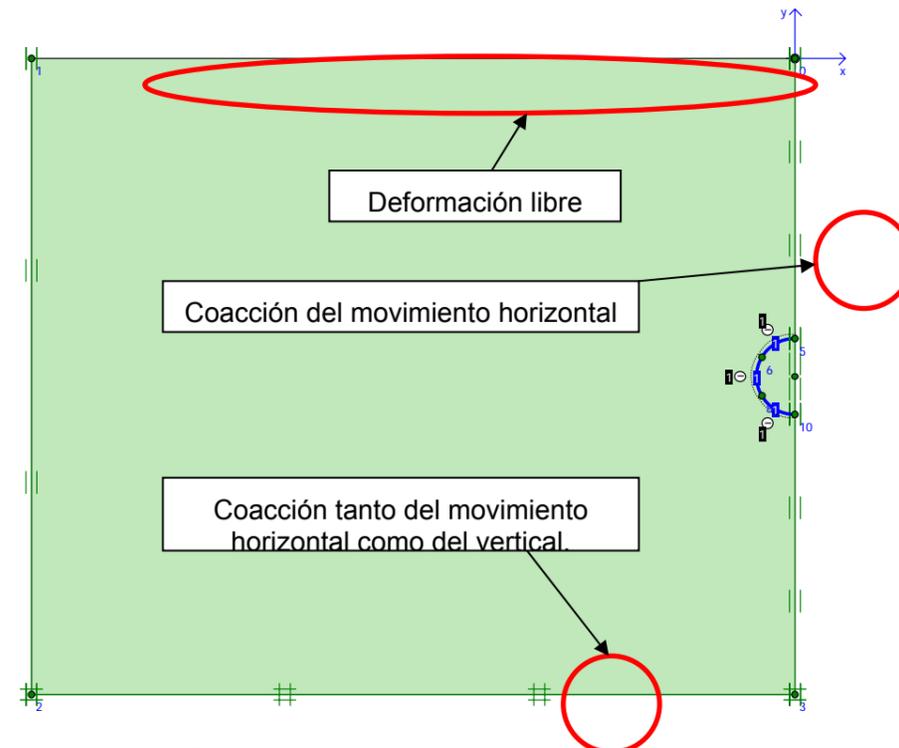


Figura 2.- Condiciones de contorno en modelos en dos dimensiones.

Condiciones iniciales:

Se ha considerado la lámina libre situada en la cota correspondiente a la indicada en los perfiles geológicos indicados en apartados anteriores.

Por su parte, las tensiones verticales en cada punto se han calculado a partir de los pesos específicos de los materiales en cada caso. Las tensiones horizontales se han obtenido en todos los casos multiplicando las tensiones verticales por el coeficiente de empuje en reposo correspondiente a cada situación de análisis.

En la situación inicial (cálculo de tensiones iniciales) el elemento que modeliza el anillo de dovelas está desactivado por tratarse de un elemento, que en esa fase, no existe en el terreno.

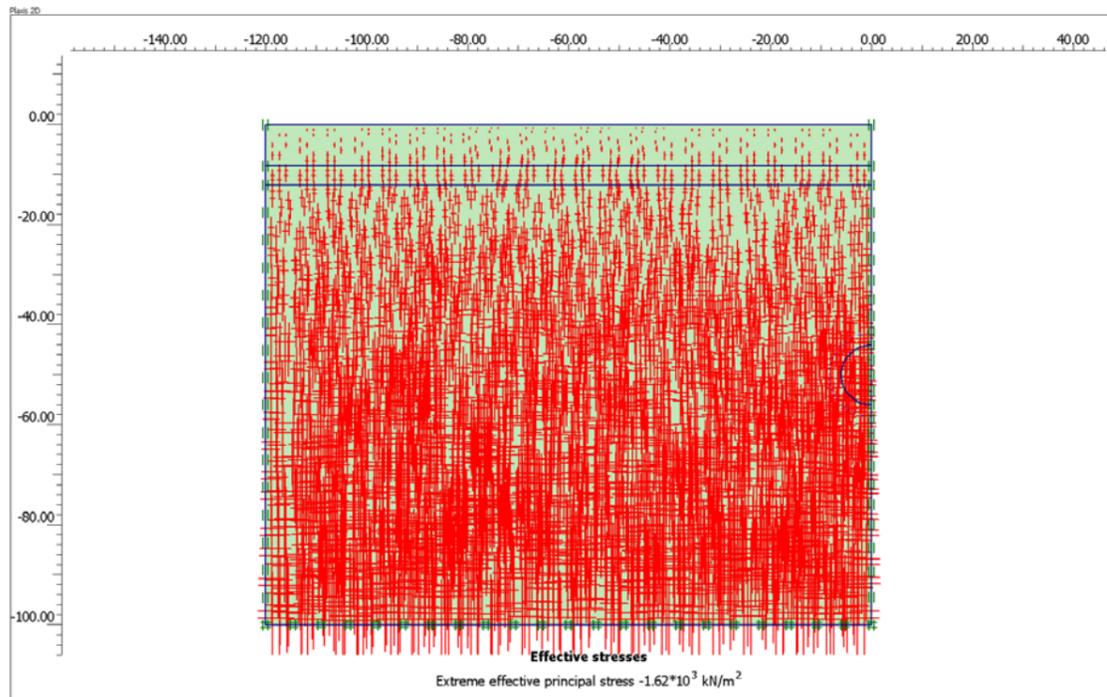


Figura 3.- Ejemplo direcciones principales del estado tensional inicial. 2 Dimensiones.

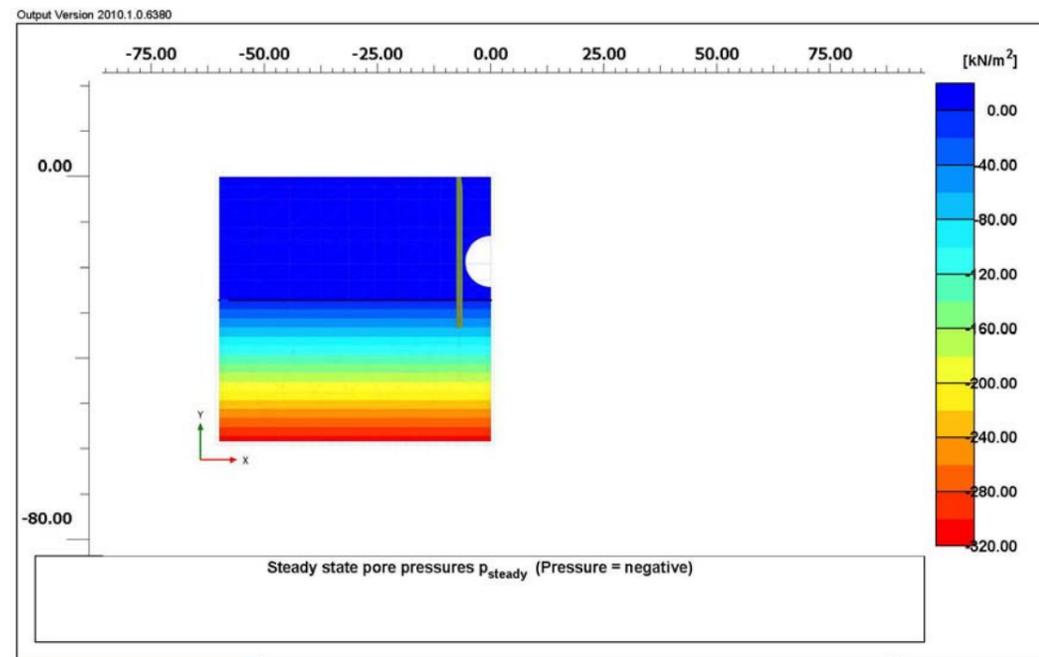


Figura 4.- Ejemplo de Presiones intersticiales iniciales. 2 Dimensiones.

Para cada una de las secciones analizadas, las fases del análisis corresponden a un total de tres fases:

- **Fase 0.** Cálculo del estado tensional inicial según lo indicado en el apartado condiciones iniciales. En esta fase se incluye la sobrecarga debida a construcciones cercanas, cuyo valor vendrá condicionada por la tipología de la edificación. Como criterio general se ha adopta una sobrecarga de 1 t/m² por planta aplicada a en una longitud igual a la dimensión del edificio.

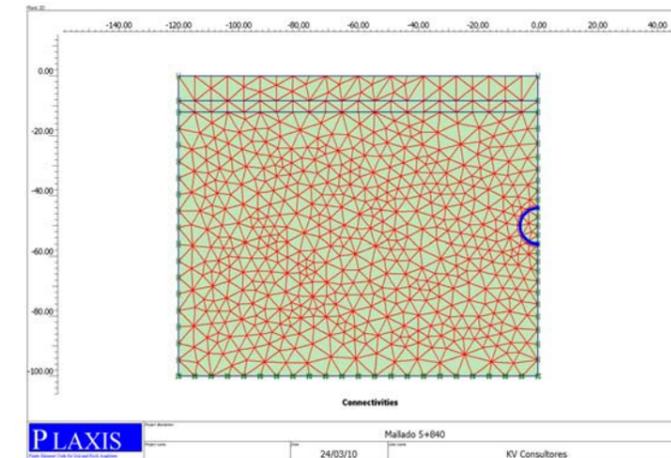


Figura 5.- Ejemplo de Características del mallado del modelo en dos dimensiones.

- **Fase 1.** Excavación del túnel. En esta fase, la excavación se simula desactivando los elementos tipo "soil" y asignando un cierto nivel de relajación. Este escenario de relajación representa los desplazamientos uno hacia el interior del túnel debido a la excavación producida por la tuneladora. De hecho, en estas condiciones (2D y deformación plana) se puede mantener el análisis bidimensional si se supone la existencia de una presión p_i ficticia que su aplicación conduce al mismo desplazamiento radial u_i que en el caso tridimensional. En este caso, la variación continua desde $p_i = p_0$ (correspondiente a la tensión inicial p_0 de la Fase 0 del análisis) hasta $p_i = 0$ reproduciría el complejo proceso de deformación de una sección sin alterar por la construcción del túnel ($u_i = 0$) hasta en la sección sin revestimiento y alejada del frente de la excavación.

En general, $p_i = 0$ corresponde a una sección autoestable donde no habría presencia de agua, ya que el criterio de las curvas características es en tensiones totales. Por este motivo, adoptando modelos constitutivos que no admiten tracciones y considerando la presencia del nivel freático, habrá siempre que compensar el empuje de agua y, por tanto, la presión que deberá de equilibrar el sostenimiento será como mínimo la del agua $p_{i, \text{último}} = p_w$ (hipótesis hidrostática).

La relación entre p_i y u_i constituye la denominada curva característica del túnel (CC) que sólo depende de las características y condiciones en que se encuentra el terreno. En Plaxis es posible utilizar la opción de construir por etapas con un nivel último reducido de

Fases de cálculo:

ΣM_{stage} en lugar de introducir un valor concreto de relajación (β). ΣM_{stage} es un parámetro que va de 0 a 1 que controla el equilibrio de fuerzas en cada fase de cálculo y actúa de la siguiente manera:

$$f_{aplicada} = f_0 + \Sigma M_{stage} \cdot (f_{definida} - f_0)$$

$f_{aplicada}$: Fuerza aplicada en la fase de cálculo.

f_0 : Fuerza al comienzo de la fase de cálculo.

$f_{definida}$: Fuerza definida en la fase de cálculo.

De esta manera, cuando se desactivan los dominios afectados por la excavación del túnel se produce una presión no equilibrada inicial que es comparable a la inicial (p_k). Al comienzo del cálculo la fase correspondiente excavación (cuando ΣM_{stage} es 0) esta presión se aplica totalmente a la malla activa y disminuye en cada iteración hasta 0 con el incremento simultáneo del parámetro ΣM_{stage} hasta la unidad. De ahí nace la posibilidad de comparar ΣM_{stage} con $1-\beta$ y realizar las modelizaciones con diferentes niveles de relajación del terreno.

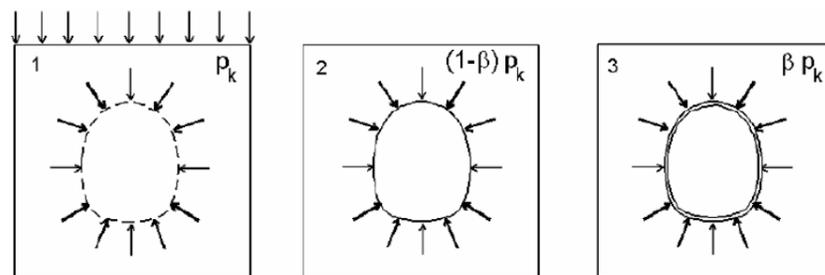


Figura 6.- Representación esquemática del "beta-method" para el análisis de túneles en el programa Plaxis v9.02.

En este punto hay que indicar que la presión remanente no equilibrada al final de esta fase es aplicada inmediatamente después de la colocación del sostenimiento, donde el parámetro ΣM_{stage} es, por defecto y necesariamente, igual a la unidad.

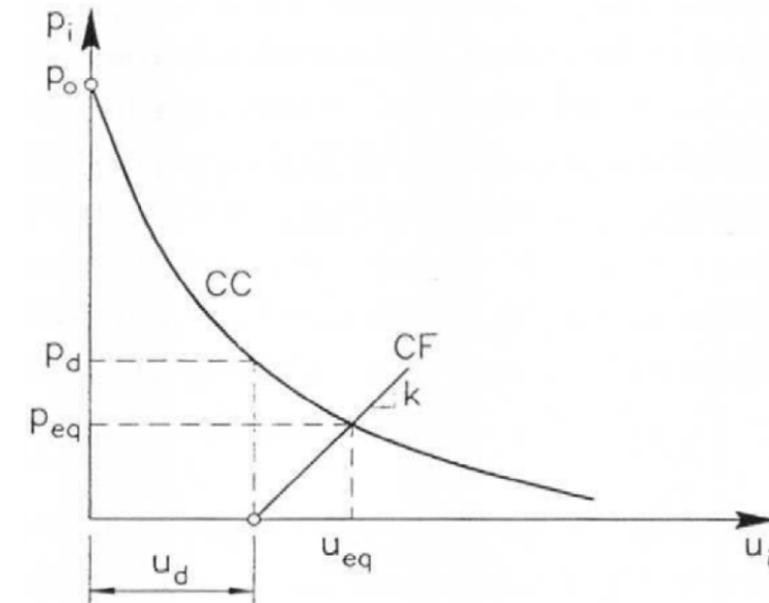
-Fase 2. Colocación del sostenimiento formado por el anillo de dovelas y se deja proseguir el cálculo hasta el equilibrio ($\Sigma M_{stage} = 1$). La colocación de este sostenimiento entra en carga al menos por dos motivos:

- El progresivo alejamiento del frente de excavación que supone la disminución virtual de la carga y por tanto un incremento de la deformación radial.
- Las deformaciones diferidas del terreno al transcurrir el tiempo.

Entonces, teniendo en cuenta que el anillo de dovelas se instala una vez el material se ha relajado y deformado una magnitud u_d la respuesta del sostenimiento se puede escribir de la siguiente manera:

$$p_i = k \cdot (u_i - u_d)$$

La relación anterior es la que permite obtener la denominada curva de confinamiento (CF) del sostenimiento, que depende fundamentalmente de la rigidez del anillo de dovelas que actúa como sostenimiento (k). En la siguiente figura se pueden ver de forma teórica la relación entre la curva característica y de confinamiento del problema de una excavación.



El desplazamiento u_d de la figura anterior corresponde al desplazamiento obtenido después del cálculo de la Fase 1 (previa a la colocación del sostenimiento) mientras que el desplazamiento u_{eq} corresponde al desplazamiento conjunto del terreno y sostenimiento una vez colocado el último después del cálculo de la Fase 2.

A continuación se muestra gráficamente según las salidas de Plaxis las fases de cálculo descritas anteriormente:

-Fase 0: Cálculo del estado tensional inicial según lo indicado en el apartado anterior.

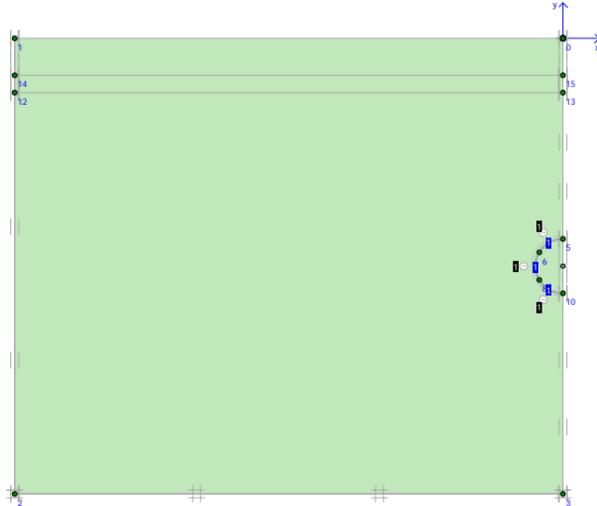


Figura 7.- Estado de modelo en fase 0 de modelización en dos dimensiones

-Fase 1: Excavación del túnel asignándole la relajación considerada.

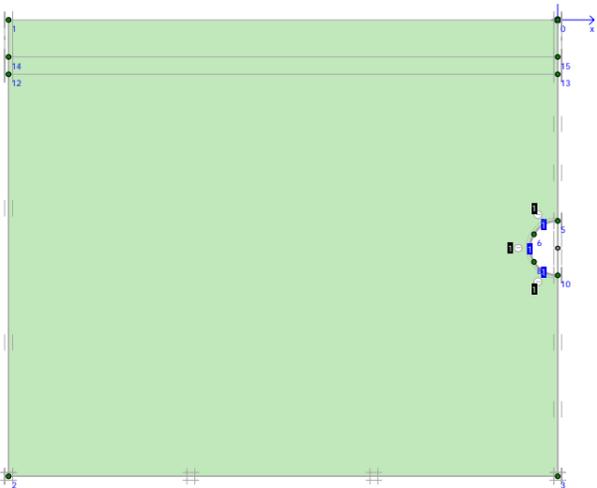


Figura 8.- Estado de modelo en fase 1 de modelización en dos dimensiones. Difiere de la fase 0 en que en esta fase se simula la excavación del túnel (sección del túnel "desactivada")

-Fase 2: Ejecución de dovelas que forman el túnel.

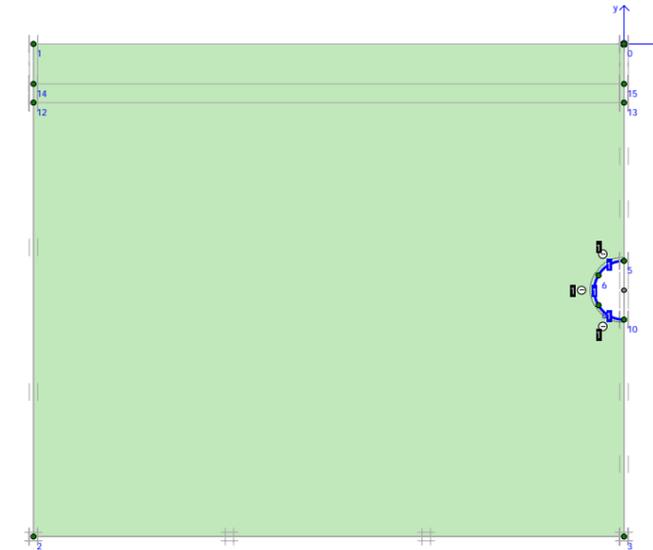


Figura 9.- Estado de modelo en fase 2 de modelización en dos dimensiones. Difiere de la fase 1 en que en esta fase se simula la colocación del revestimiento del túnel (activación de "elemento dovelas")

1.1. Análisis de sensibilidad del estudio numérico 2D

Para realizar un análisis de sensibilidad del asiento respecto a la relajación considerada se hace un cálculo iterativo adoptando las siguientes relajaciones para el caso de los modelos en 2 dimensiones para la simulación de la excavación del túnel con tuneladora.

Como se ha señalado el análisis de sensibilidad tiene como objetivo final determinar cuál es la influencia de la relajación (ΣM_{stage}) en el asiento provocado.

A continuación, se calculan las tensiones para un determinado nivel de relajación mediante el procedimiento β -method del programa Plaxis. Como es natural, si la excavación se produce en el terreno podría ocurrir que el movimiento radial hacia la excavación fuera inferior al gap existente entre el terreno y la cara superior de la chapa del escudo (4,0 cm) antes de que el sostenimiento entrara en carga. En estas circunstancias, la sección se podría considerar autoestable y la carga que absorbería el anillo de dovelas sería la debida únicamente a su peso propio, el empuje de agua (hipótesis sin flujo de agua excavación), la presión de inyección del mortero de relleno del gap y los efectos de fluencia a largo plazo del propio macizo. En este caso, el factor ΣM_{stage} llegaría hasta $\Sigma M_{stage, \text{último}}$ igual a 1,0 y la fase de cálculo estaría en equilibrio de fuerzas, ya que el desequilibrio que provoca la excavación se transforma en deformación admisible y al mismo tiempo asumible para el terreno.

Por el contrario, si el terreno es más deformable, la sección excavada presentará mayores desplazamientos llenando el espacio del gap y, en consecuencia, el terreno empujará el anillo de dovelas provocando la aparición de esfuerzos en las mismas. En ese caso, el factor $\Sigma M_{stage, \text{último}}$ será inferior a 1,0 ya que como orden de magnitud se considera

que la deformación después del cálculo de la Fase 1 es de 4,0 cm. En este caso, la fase de cálculo no estará en equilibrio, que se alcanzará después de colocar el sostenimiento en la fase posterior.

Como se puede ver, el factor $\Sigma M_{stage, \text{último}}$ es una función que depende exclusivamente de las propiedades del terreno y el modelo constitutivo elegido. Atendiendo a que el modelo de Mohr-Coulomb no admite tracciones del terreno, es fácil comprobar que para cualquier elemento tipo "soil" del modelo de Plaxis lo que relaja son tensiones totales, ya que la presión de agua se mantiene constante en todas las fases:

Fase 0. Estado inicial:

$$\sigma_i = \sigma' + p_w$$

Fase 1. Relajación del terreno (ΣM_{stage} desde β hasta $\Sigma M_{stage, \text{último}}$ y $p_w = \text{cte.}$):

$$\Sigma M_{stage} = \beta \Rightarrow (1 - \beta) \cdot \sigma = \alpha \cdot \sigma + p_w$$

$$\Sigma M_{stage, \text{último}} = \beta_{\text{último}} \Rightarrow (1 - \beta_{\text{último}}) \cdot \sigma = \alpha_{\text{último}} \cdot \sigma + p_w = p_w$$

En el modelo de Mohr-Coulomb las tensiones efectivas no pueden ser negativas. Por lo tanto, la relajación y correspondiente deformación del terreno podrán seguir hasta que las tensiones totales alcancen la presión de agua, en tanto que las tensiones efectivas se anulan. Naturalmente, el responsable de la deformación del terreno hacia el interior de la excavación es el incremento de tensiones efectivas que depende de β y de la presión de agua p_w en cada caso.

2. PÉRDIDA DE SUELO ADOPTADA

Una vez obtenida la relación entre relajación y pérdida de suelo, se ha elegido la pérdida de suelo en función de los resultados obtenidos en los modelos tridimensionales, diferenciando si se realiza una inyección por coraza o no.

3. EFECTOS DE LA SUBSIDENCIA EN LAS EDIFICACIONES.

3.1. Categorías de daños

De acuerdo con las tendencias actuales, basados en los trabajos de Burland (Burland et al, 2001), se pueden considerar básicamente tres categorías de daños: (i) visuales o estéticos, (ii) de funcionalidad, y (iii) de estabilidad. Conforme aumentan las deformaciones del terreno, los daños en las edificaciones aumentan progresivamente de (i) a (iii).

La clasificación de daños habitualmente aceptada en este tipo de trabajos, que se presenta en el Cuadro siguiente, define 6 categorías de daños (de 0 a 5), en la que las categorías 0 a 2 se refieren a daños estéticos, las categorías 3 y 4 se refieren a daños en la funcionalidad y la categoría 5 representa daños que afectan a la estabilidad.

Categoría de daños	Grado de severidad	Descripción del daño típico (facilidad de reparación en negrita)
0	Inapreciables	Grietas capilares de menos de 0.1 mm de anchura
1	Muy ligeros	Grietas finas fácilmente reparables mediante redecoración. Daños normalmente restringidos a los acabados de tabiques interiores. Una inspección detallada pueden resaltar grietas en muros exteriores de mampostería. Anchura típica de grieta de 1 mm
2	Ligeros	Grietas fácilmente rellenables. Redecoración probablemente necesaria. Las grietas recurrentes pueden ser enmascaradas mediante revestimientos adecuados. Las grietas pueden ser visibles desde el exterior, y puede ser necesario un rejuntado para asegurar la resistencia meteorológica. Puertas y ventanas pueden atascarse ligeramente. Anchura típica de grieta de hasta 5 mm
3	Moderados	Las grietas requieren saneo y relleno con mortero. Rejuntado de muros exteriores y posiblemente una pequeña parte con sustitución de mampostería. Puertas y ventanas se atascan. Tuberías de servicio pueden romperse. Resistencia meteorológica del edificio a menudo reducida. Anchura típica de grieta de 5 – 15 mm o varias > 3mm
4	Severos	Extensa reparación incluyendo demolición y restitución de porciones de muros, especialmente sobre puertas y ventanas. Marcos de puertas y ventanas distorsionados, suelo apreciablemente inclinado. Muros apreciablemente inclinados o abombados y algún descuelgue de vigas. Cañerías fuera de servicio. Anchura típica de grieta de 15 – 25 mm, dependiendo del número de grietas.
5	Muy severos	Trabajos de reparación masivos incluyendo reconstrucción parcial o completa. Descuelgue de vigas, muros inclinados que requieren apuntalamiento. Ventanas rotas por la distorsión. Peligro de inestabilidad. Anchura típica de grieta superior a 25 mm, dependiendo del número de grietas.

Nota: la anchura de grieta es un factor para el establecimiento de la categoría de daños y no debería emplearse en sí misma como una medida directa del mismo.

Tabla 3.- Clasificación de daños visibles (Burland)

La división entre las categorías de daños 2 y 3 es particularmente importante, pues los daños de la categoría 2 pueden derivarse de diferentes causas, tanto de la propia estructura (retracciones o efectos térmicos) como asociadas al terreno. La identificación de la causa de los daños en esta categoría es habitualmente muy compleja, y con frecuencia se produce

como una combinación de varias causas. Si los daños exceden la categoría 2 la causa es normalmente más fácil de identificar y con frecuencia está asociada al movimiento del terreno.

3.2. Deformación de tracción límite

De acuerdo con el trabajo de diversos autores (ver Burland et al, 2001), la aparición de grietas en la mampostería está asociada a la deformación de tracción a la que está sometida el edificio.

Burland introdujo el concepto de deformación de tracción límite ϵ_{lim} que puede ser modificado para tener en cuenta distintos materiales y estados límites de servicio. Boscardin y Cording desarrollaron este concepto de diferentes niveles de deformaciones de tracción. Analizaron diecisiete casos de edificaciones con daños inducidos por subsidencia, y mostraron que las categorías de daños propuestas en el Cuadro anterior están relativamente bien relacionados con los niveles de ϵ_{lim} . Estos rangos están tabulados en el Cuadro siguiente, que proporciona la interrelación entre las deformaciones estimadas y la posible gravedad de los daños.

Categoría de los daños	Grado de severidad	Deformación a tracción límite ϵ_{lim} (%)
0	Inapreciables	0 – 0.05
1	Muy ligeros	0.05 – 0.075
2	Ligeros	0.075 – 0.15
3	Moderados	0.15 – 0.30
4 y 5	Severos a muy severos	> 0.30

Tabla 4.- Relación entre categoría de daños y deformación a tracción límite

3.3. Modelo de viga equivalente

La tendencia actual consiste en representar la fachada de un edificio mediante una viga rectangular elástica. En la figura siguiente se presenta la aproximación adoptada por Burland y Wroth en la que representan al edificio mediante una viga rectangular de longitud L y altura H. El problema consiste en calcular las deformaciones de tracción inducidas en la viga para una deflexión dada de la cimentación del edificio y así obtener el ratio Δ/L de arrufo o quebranto para el que se inicia la fisura. La terminología naval denomina arrufo a un buque biapoyado en dos olas en sus extremos y quebranto a un buque montado en el centro sobre una ola con voladizos a sus lados, y esta terminología se ha generalizado en el mundo de las cimentaciones España, esta terminología se debida gracias a Angel Uriel.

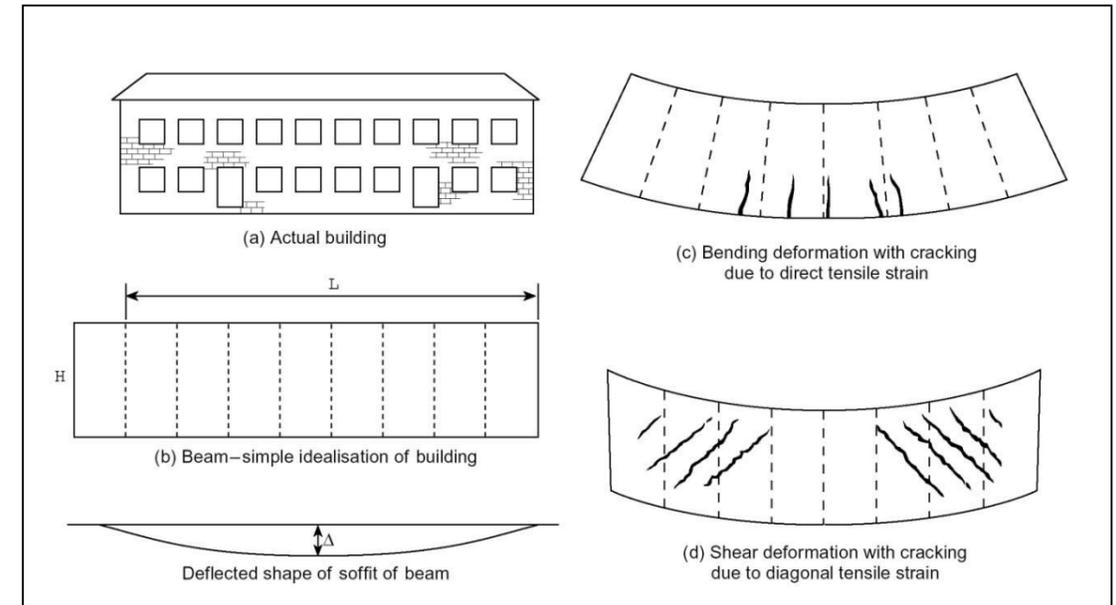


Figura 10.- Modelo de viga equivalente. Modos de deformación a flexión pura y a cortante puro.

Para el análisis se adoptan dos modos posibles de deformación ante dicha deflexión: por flexión pura (parte (c) de la figura) y por cortante puro (parte (d)).

Por flexión pura la máxima deformación a tracción ocurre en la fibra externa inferior, por donde se inicia la fisuración. Por cortante puro, la máxima deformación a tracción está inclinada 45°, iniciando una fisuración diagonal. En general ambos modos de deformación ocurrirán simultáneamente y es necesario calcular ambas tracciones, por flexión pura y por cortante puro, para asegurar cuál es el modo limitante.

Empleando la siguiente expresión de Timoshenko para la deflexión o flecha de una viga bajo una carga centrada,

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} \left(1 + \frac{18EI}{L^2HG} \right)$$

Ecuación 1

siendo Δ la deflexión de la viga
P valor de la carga puntual
L, H vano y canto de la viga (longitud y altura del edificio)
E, G módulo de Young y módulo de corte del material
I momento de inercia de la viga

Burland y Wroth describieron esta ecuación en términos del ratio de deflexión, Δ/L , y las máxima deformación a tracción en la fibra externa, ϵ_{bmax} y asumiendo un coeficiente de Poisson de $\nu=0.3$. La ecuación resultante para la fibra neutra situada en la base de la viga es la siguiente:

$$\frac{\Delta}{L} = \left(0,083 \frac{L}{H} + 1,3 \frac{H}{L} \right) \varepsilon_{b \max}$$

Ecuación 2

Análogamente, la ecuación de Timoshenko puede describirse en términos del ratio de deflexión y la máxima deformación a tracción diagonal, $\varepsilon_{d \max}$, asumiendo las mismas condiciones de la fórmula anterior.

$$\frac{\Delta}{L} = \left(0,064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right) \varepsilon_{d \max}$$

Ecuación 3

Por otro lado, los movimientos en superficie asociados a la excavación de túneles no sólo involucran perfiles de deformación de las edificaciones en arrufo o quebranto, como los presentados en la Figura 10.- Modelo de viga equivalente. Modos de deformación a flexión pura y a cortante puro., sino que también son susceptibles de introducir un nivel significativo de deformaciones horizontales de tracción.

Boscardin y Cording introdujeron la deformación horizontal de tracción ε_h en el análisis anterior mediante superposición, es decir, asumiendo que la viga deflexada está sujeta a una extensión uniforme a lo largo de todo su canto. La deformación de tracción resultante en la fibra extrema es

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_{b \max} + \varepsilon_h$$

Ecuación 4

Para el modo de cortante, la tensión diagonal resultante viene dada por

$$\varepsilon_{dr} = \left(\frac{1-\nu}{2} \right) \varepsilon_h + \sqrt{\varepsilon_h^2 \left(\frac{1+\nu}{2} \right) + \varepsilon_{d \max}^2}$$

Ecuación 5

La máxima deformación de tracción es la mayor de ε_{br} y ε_{dr} , valor que junto a la categoría de daños asociada y a la clasificación de permite establecer los daños potenciales asociados a un nivel de distorsión angular Δ/L , deformación horizontal en tracción, ε_h , para una viga de dimensiones L x H.

Finalmente, adoptando para la máxima deformación de tracción de la viga los ε_{lim} asociados con las diversas categorías de daños presentadas en la Figura 11, se puede desarrollar un diagrama que presenta la relación entre la distorsión angular Δ/L y la deformación horizontal en tracción, ε_h , para un particular valor de L/H. En la Figura se presenta el diagrama para el caso L/H=1.

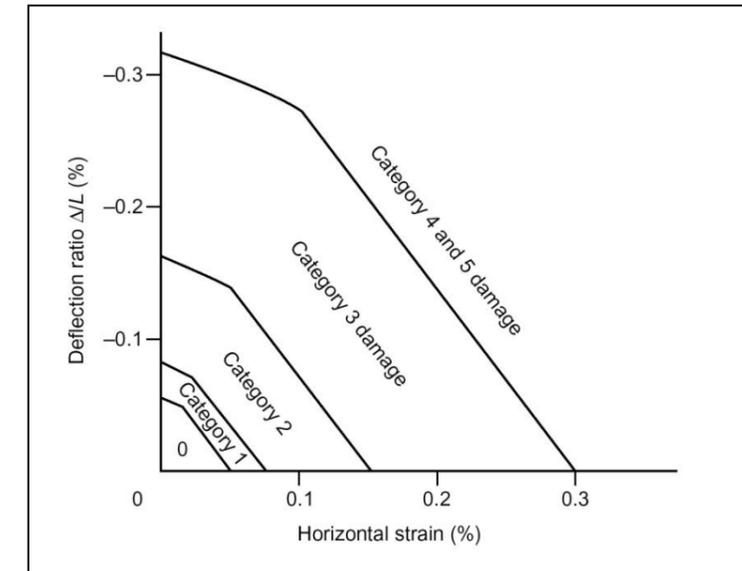


Figura 11.- Relación de la categoría de daños con la distorsión angular y la deformación horizontal para deformaciones en quebranto y L/H=1

4. CÁLCULOS PARTICULARIZADOS PARA ZONAS CONCRETAS DEL TRAZADO

Se han realizado varios cálculos para zonas concretas dentro del trazado en estudio, considerando las columnas de terreno particularizadas en cada uno de los casos.

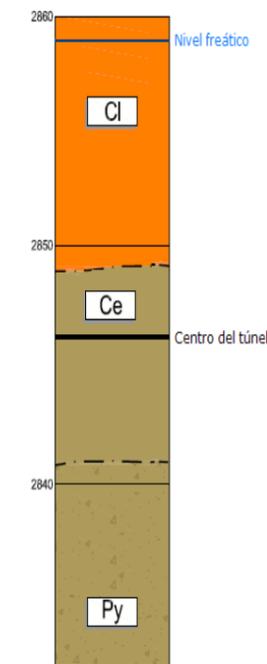
A continuación se incluirá, para cada uno de los cálculos realizados, la columna de cálculo empleada en los mismos, así como un resumen de los resultados principales obtenidos (movimientos horizontales y verticales)..

Los valores de los parámetros del terreno son los establecidos en el anejo de geotecnia..

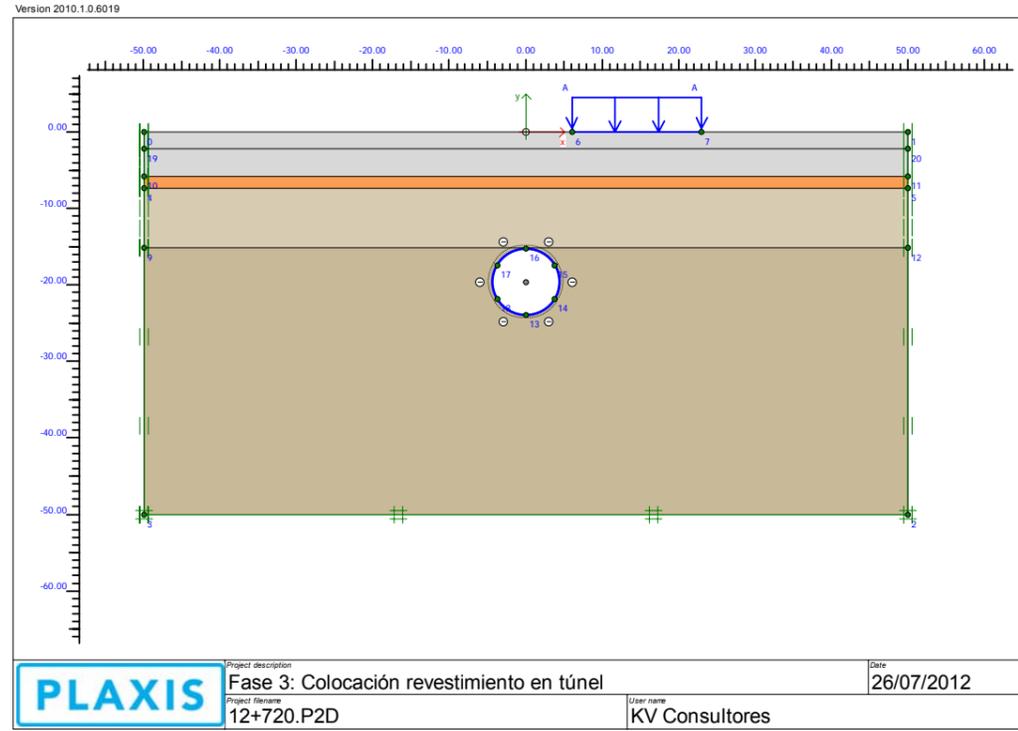
4.1. Cálculo P.K. 12+300-P.K. 12+900

Se ha realizado un cálculo representativo de las excavaciones realizadas entre el P.K. 12+300 y el P.K. 12+900, la columna de cálculo compuesta a partir de la superficie del terreno por un espesor de 11 m de la Unidad Cangahua limo-arcillosa (Cl), seguida de 8 m de Unidad Guamaní vulcano-sedimentaria (Ce) situados sobre los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní (Py).

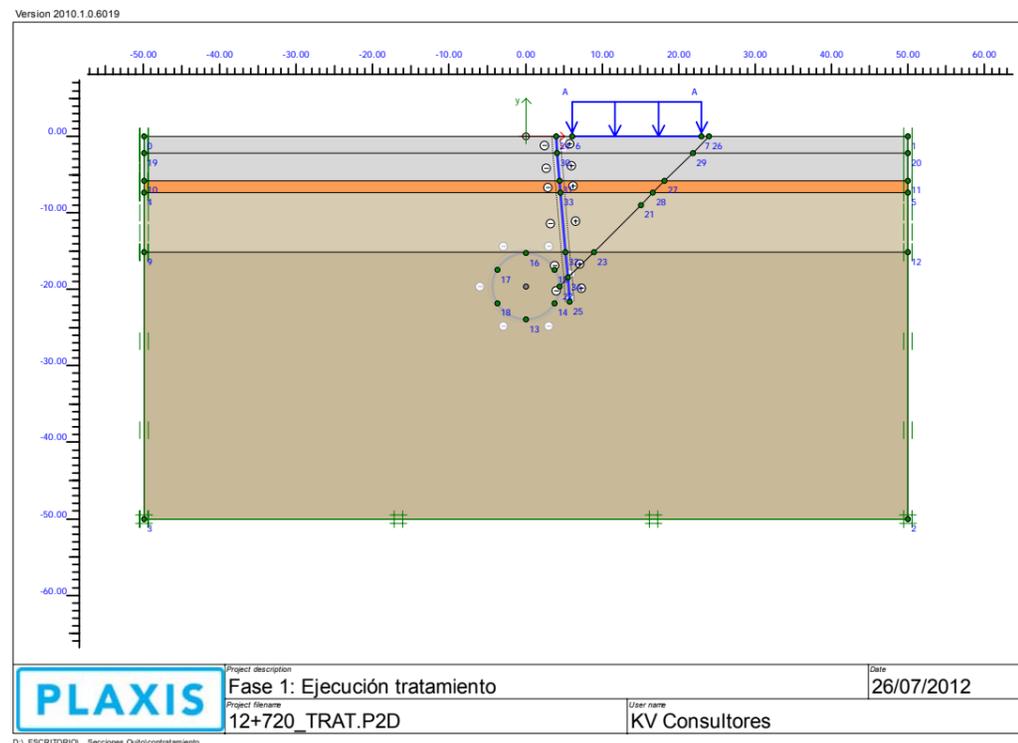
Se ha considerado un nivel freático a la profundidad de 2,0 m, con el centro de la excavación a la profundidad de 16,0 m. La columna litológica representativa de los cálculos sería la mostrada a continuación:



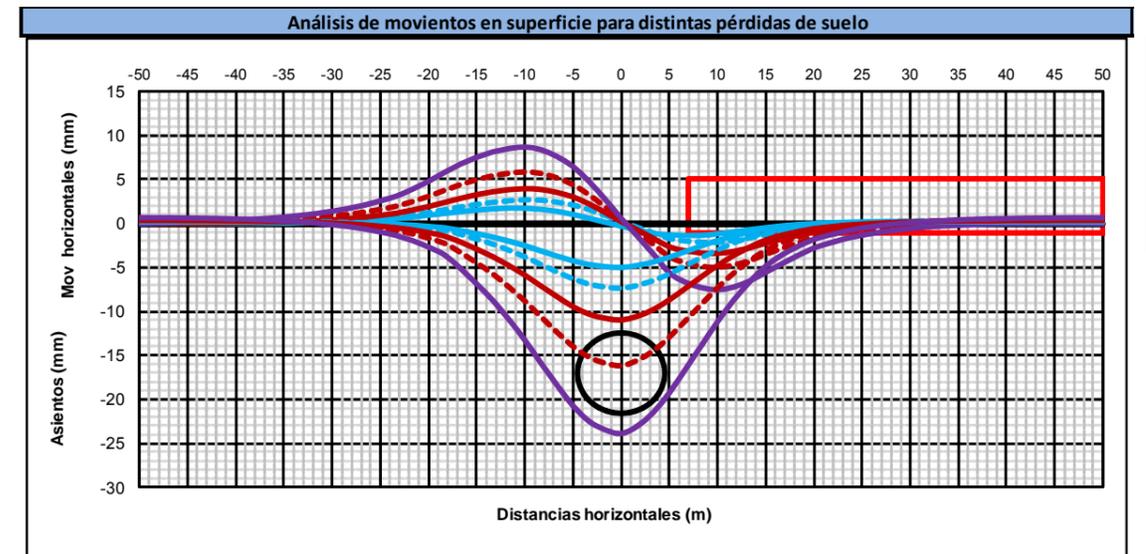
Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 12+300-P.K. 12+900)



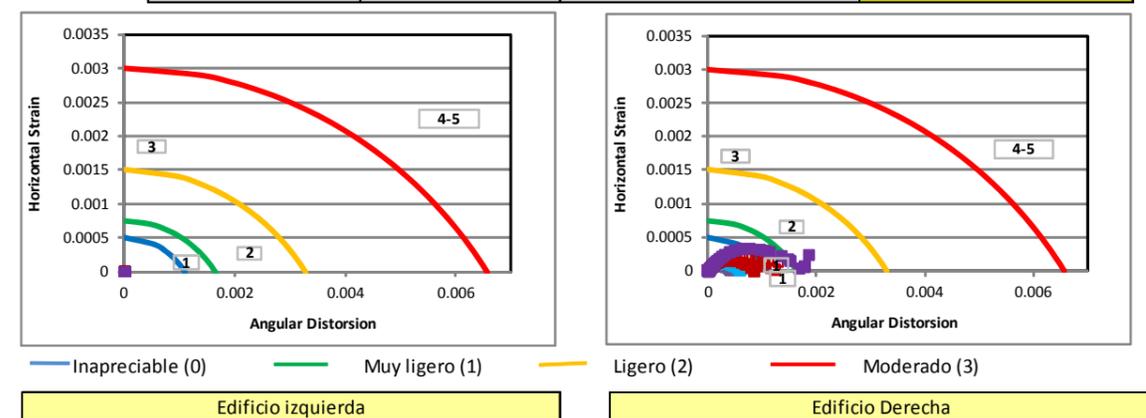
Modelo empleado estimación de asientos sin mejora del terreno. P.K. 12+720



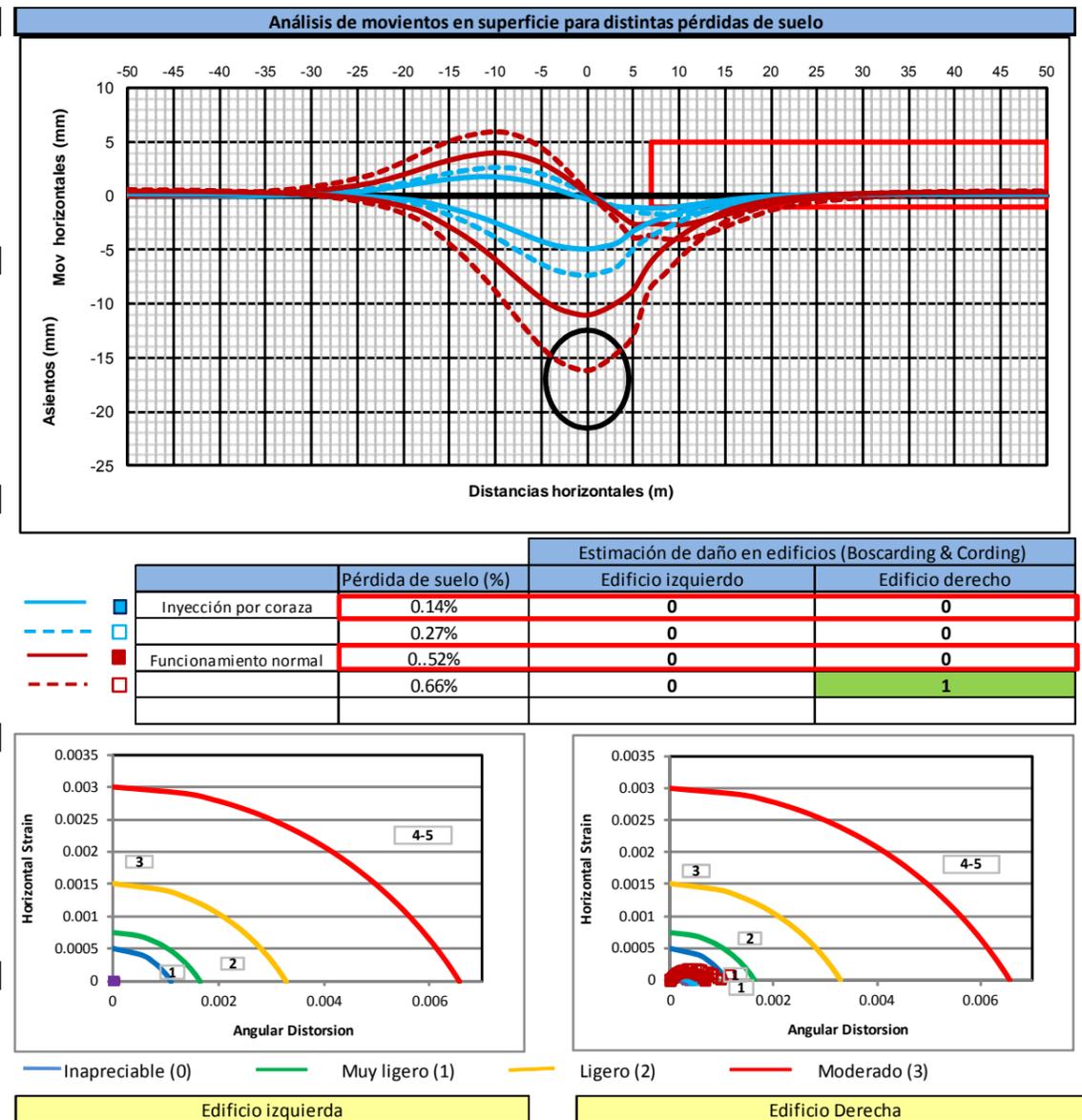
Modelo empleado estimación de asientos con mejora del terreno. P.K. 12+720



	Pérdida de suelo (%)	Estimación de daño en edificios (Boscarding & Cording)	
		Edificio izquierdo	Edificio derecho
Inyección por coraza	0.15%	0	0
	0.23%	0	0
	0.36%	0	0
Funcionamiento normal	0.55%	0	1
	0.82%	0	2



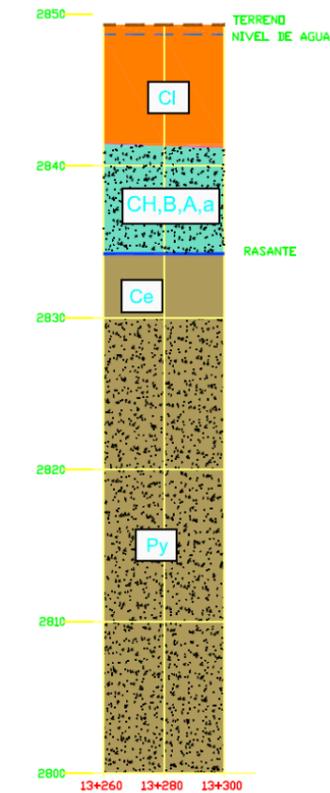
Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.



Resultado obtenidos. Modelización con tratamiento.

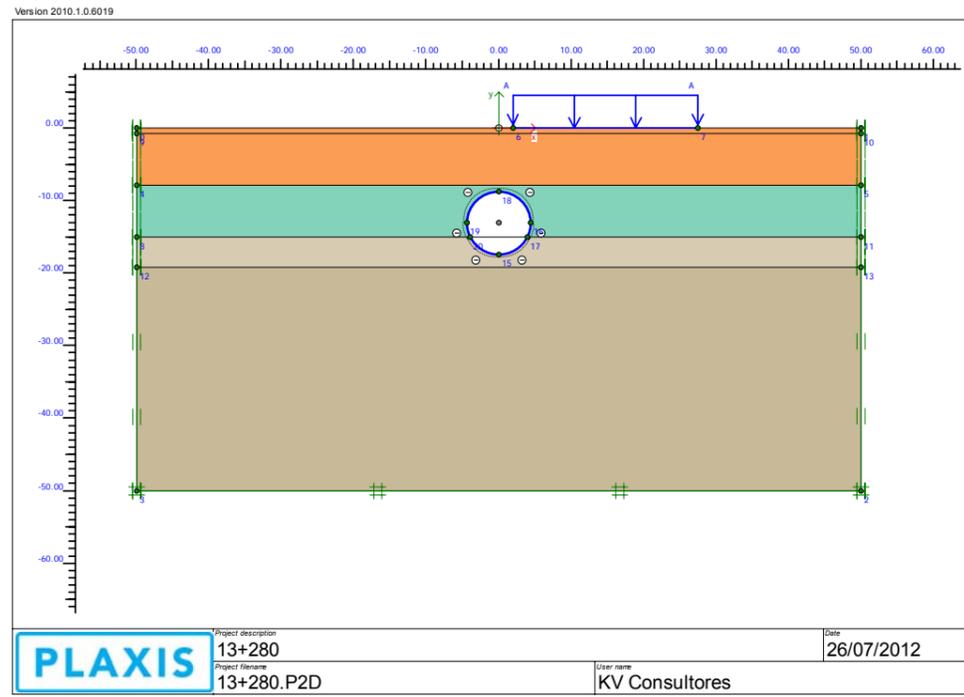
4.2. Cálculo P.K. 13+280

Se ha realizado un cálculo en el P.K. 13+280. En este punto del trazado, el centro de la excavación se encontraría a una profundidad de 13,0 m bajo la superficie del terreno. La columna litológica representativa de los cálculos sería la mostrada en la Figura:

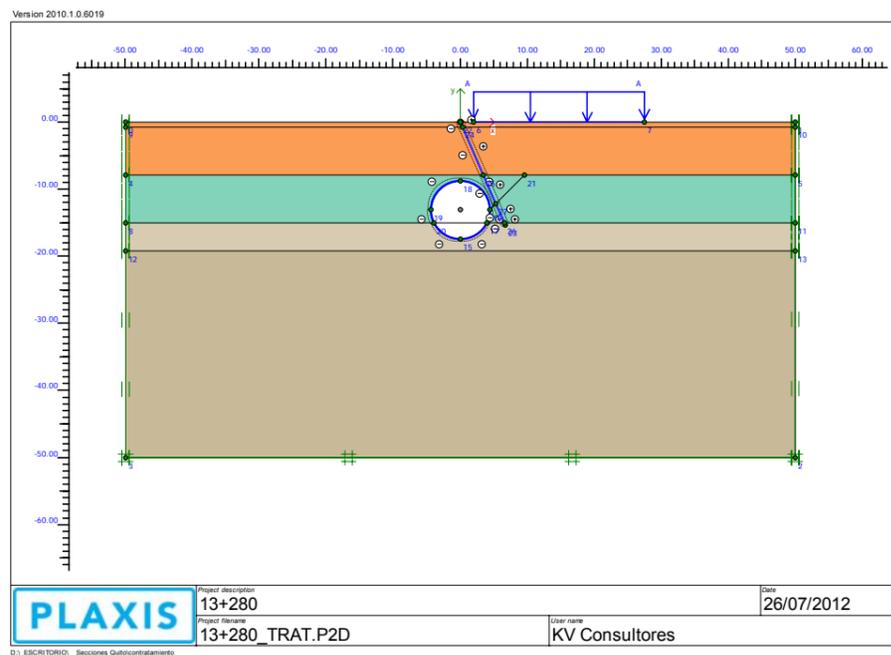


Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 13+280)

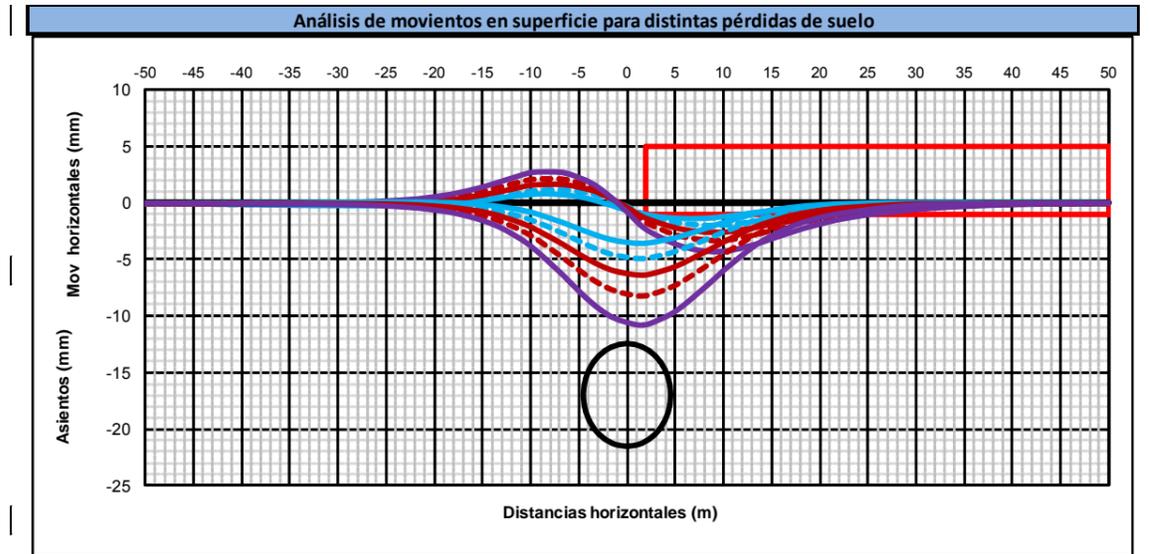
Tal y como se puede comprobar, el nivel freático se encontraría prácticamente a nivel superficial, realizándose la excavación en esa zona en terrenos correspondientes a las Unidades El Pintado (CH, B, A, a) y Guamaní (Ce). El techo de la excavación estaría formado por la Unidad Cangahua limo-arcillosa (CI), mientras que bajo la misma se encontrarían los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní.



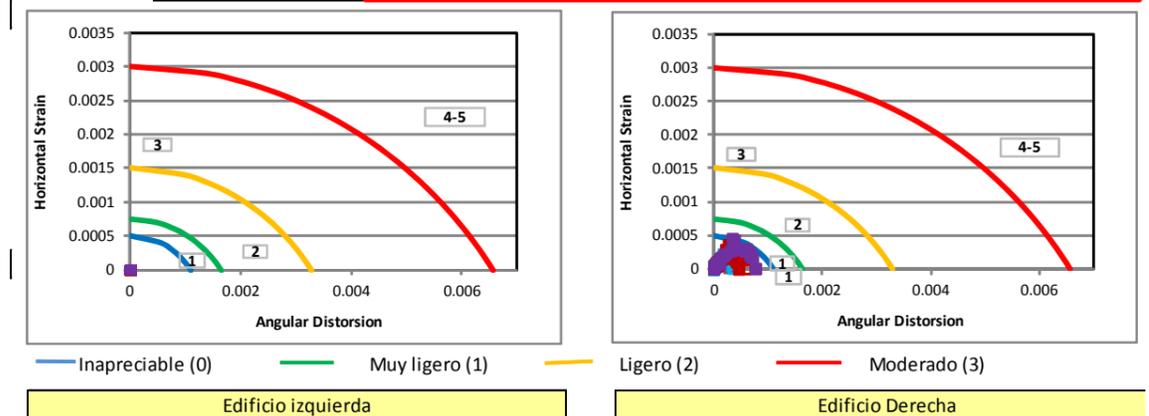
Modelo empleado estimación de asientos sin mejora del terreno. P.K. 13+280



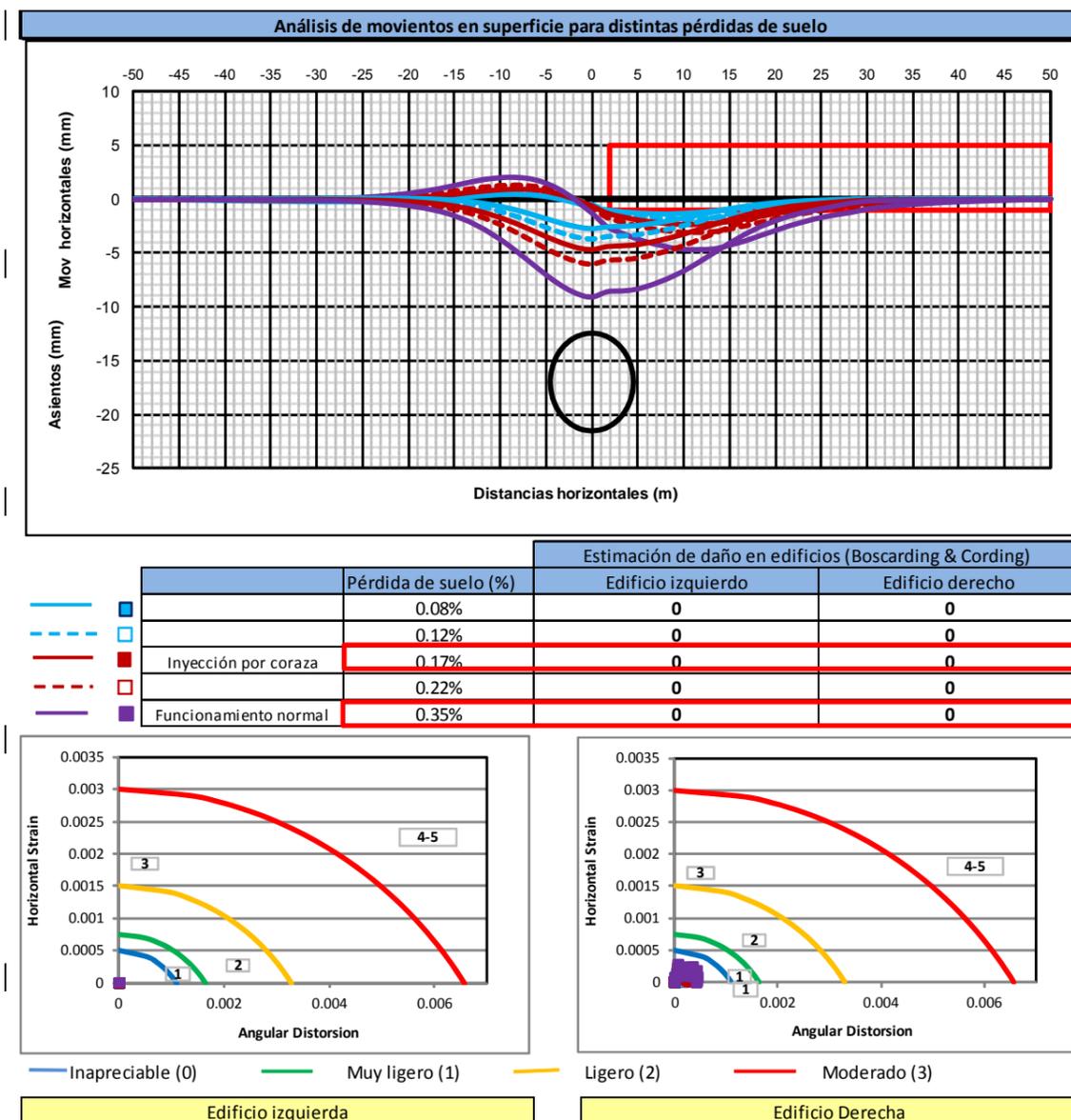
Modelo empleado estimación de asientos con mejora del terreno. P.K. 13+280



		Estimación de daño en edificios (Boscarding & Cording)	
		Edificio izquierdo	Edificio derecho
— (solid blue)	Inyección por coraza	0	0
- - - (dashed blue)		0	0
— (solid red)		0	0
- - - (dashed red)		0	0
— (solid purple)	Funcionamiento normal	0	1



Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.



Resultado obtenidos. Modelización con tratamiento.

4.3. Cálculo P.K. 14+320

Se ha realizado un cálculo en el P.K. 14+320. En este punto del trazado, el centro de la excavación se encontraría a una profundidad de 13,0 m bajo la superficie del terreno. La columna litológica representativa de los cálculos sería la mostrada en la Figura:

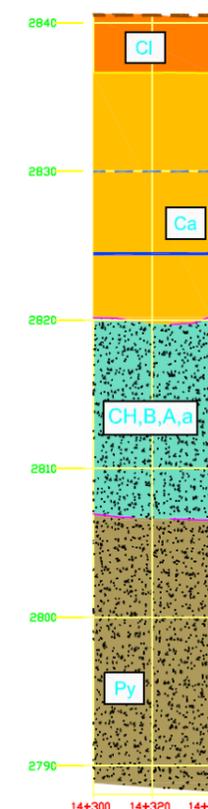
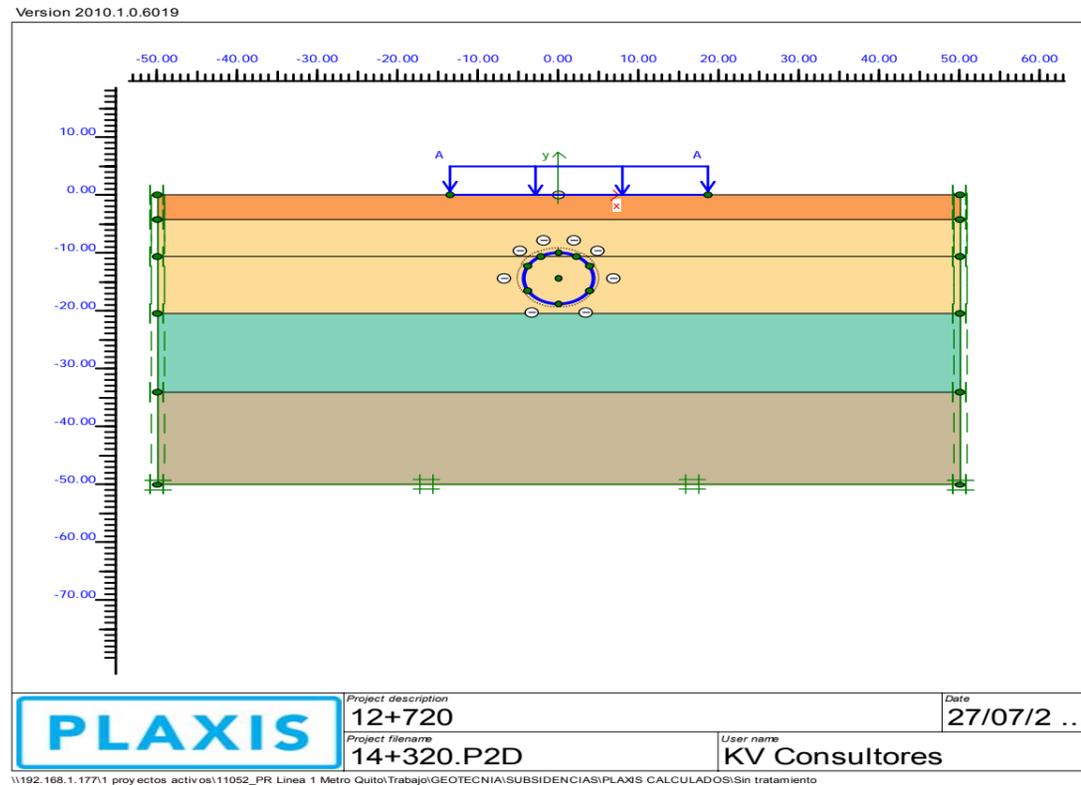
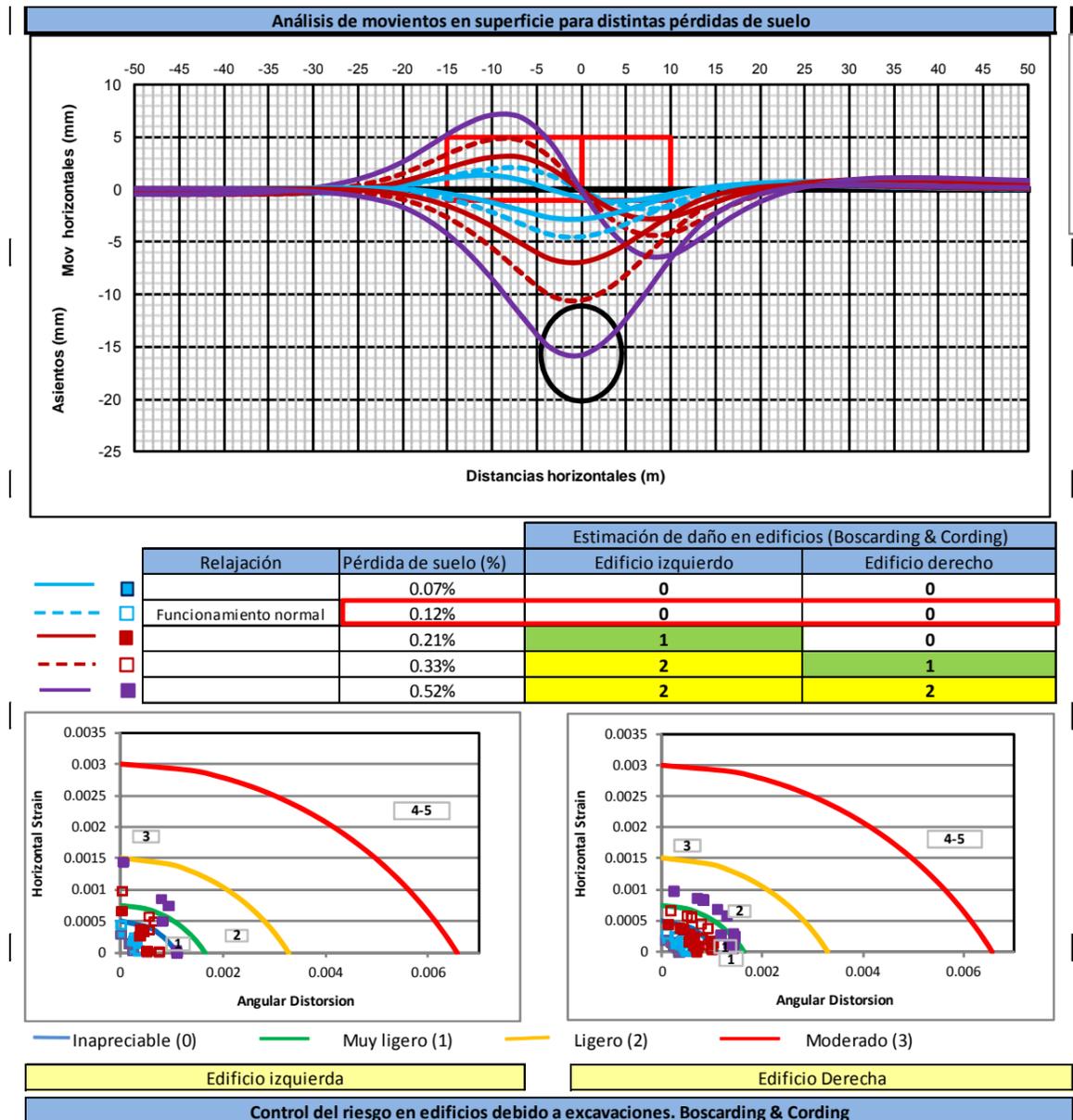


Figura : Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 14+320)

En este punto del trazado, se estima que el nivel freático se encontraría a una profundidad de 10,0 m, realizándose completamente la excavación en terrenos correspondientes a la Unidad Cangahua areno-limosa (Ca). En un espesor de 3,0 m bajo la superficie del terreno se encontraría la Unidad Cangahua limo-arcillosa (Cl), mientras que a partir de 20,0 m de profundidad aparecerían las Unidades El Pintado (CH, B, A, a) y los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní (Py).



Modelo empleado estimación de asientos sin mejora del terreno. P.K. 14+320



Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.

4.4. Cálculo P.K. 18+220

Se ha considerado un cálculo representativo para el P.K. 14+320, con centro de la excavación a una profundidad de 15,0 m y el nivel freático a una profundidad de 10,0 m. La excavación se realizaría prácticamente por completo en la Unidad Cangahua no alterada (Ctb) situada a partir de los 12,0 m de profundidad. Sobre esta Unidad se encontrarían, a partir de la cota de superficie del terreno, un espesor de 6,0 m de la Unidad Cangahua limo-arenosa y, bajo ésta, otro espesor de 6,0 m de la Unidad Cangahua areno-limosa, tal y como se puede observar en la columna litológica representativa de los cálculos, mostrada en la Figura:

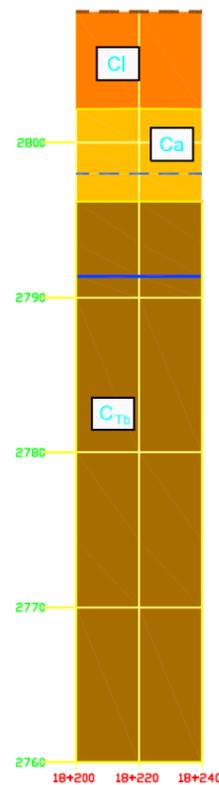
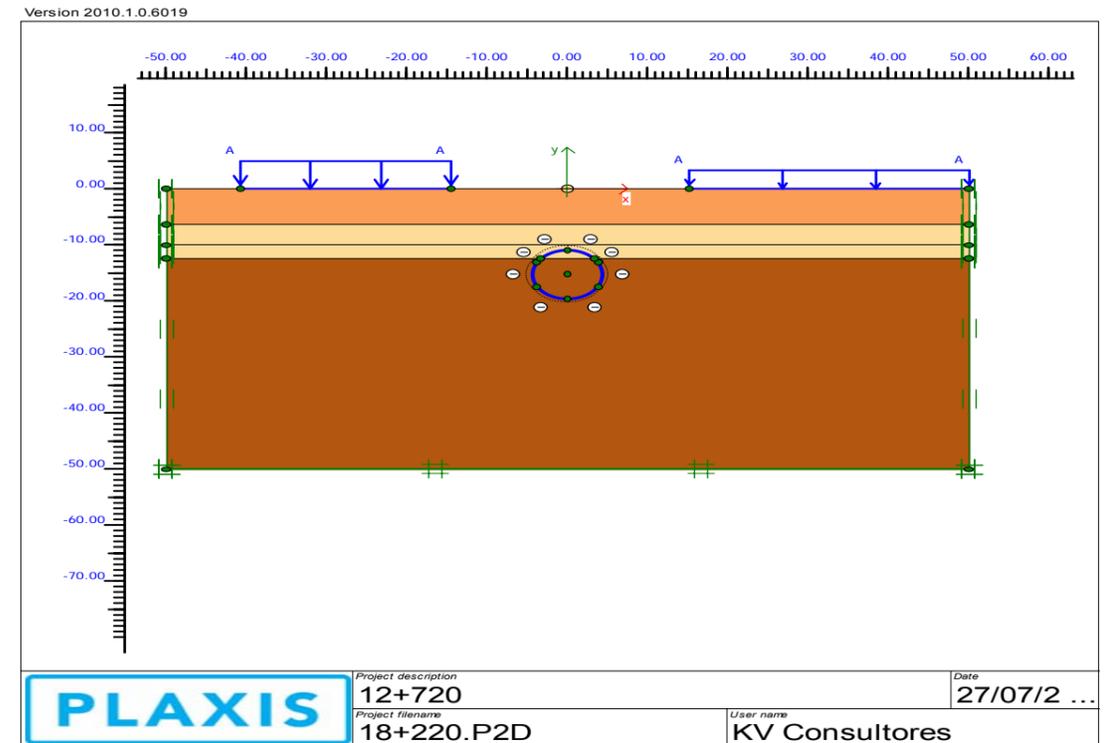
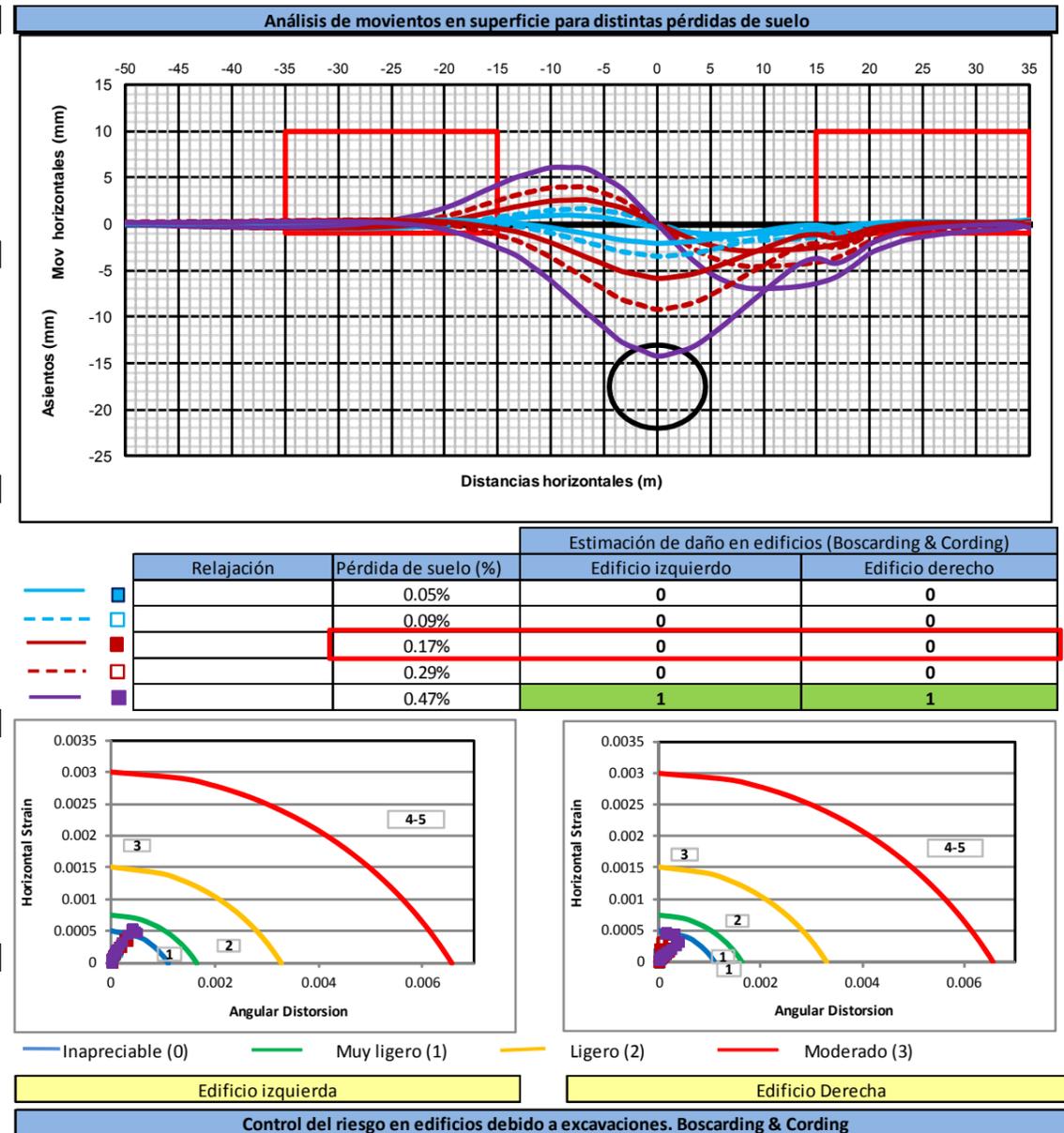


Figura: Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 18+220)



Modelo empleado estimación de asientos sin mejora del terreno. P.K. 18+220



Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.

4.5. Cálculo P.K. 18+460

La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 18+460 se realizaría por completo en rellenos antrópicos (R), con espesores estimados superiores a los 30 m, tal y como se puede observar en la columna litológica representativa de los cálculos, mostrada en la Figura:

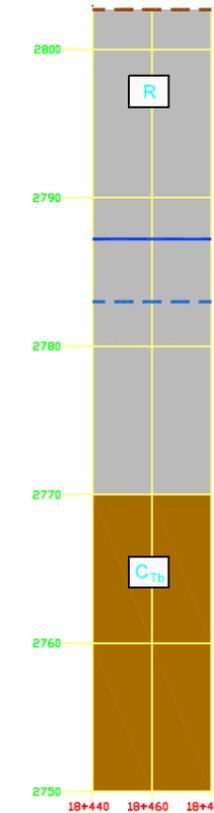
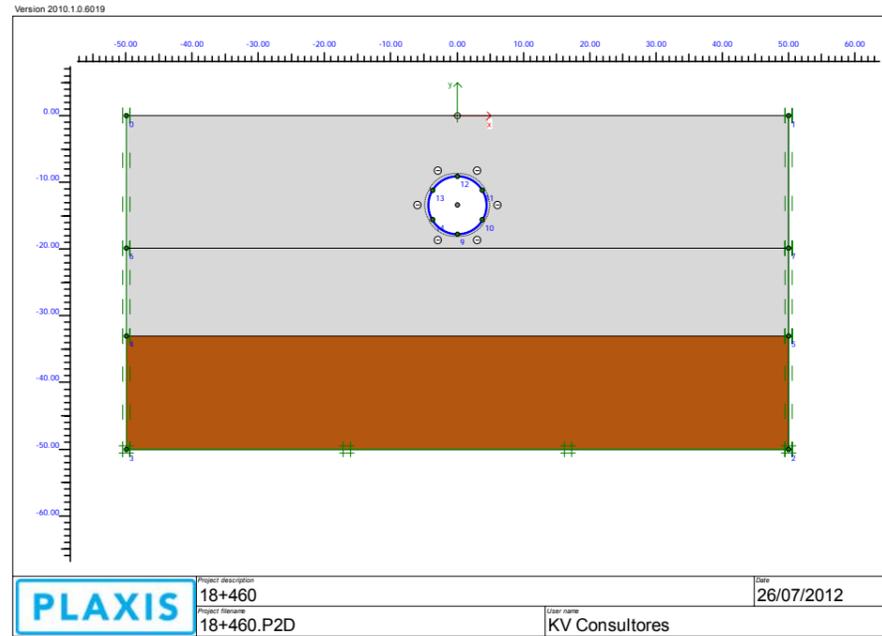
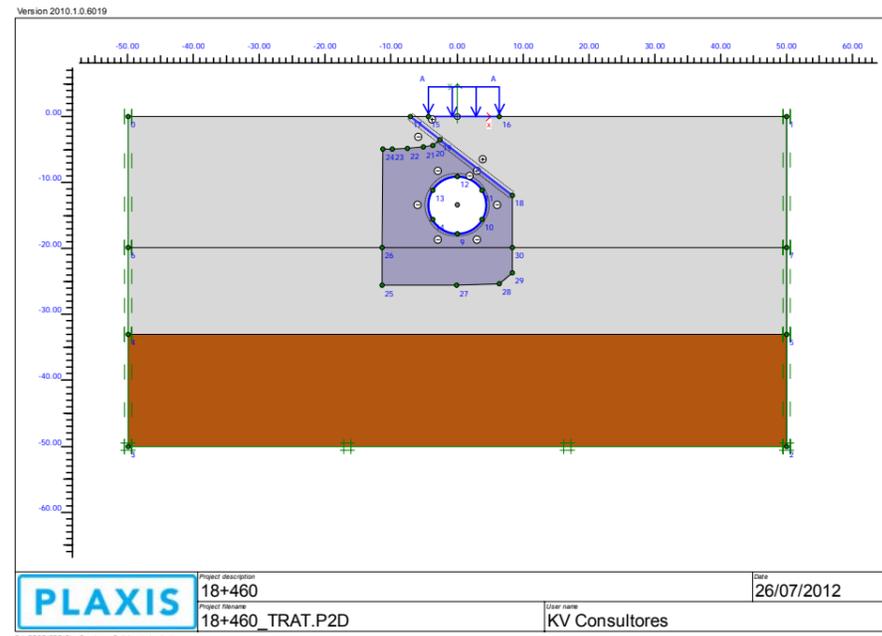


Figura : Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 18+460)

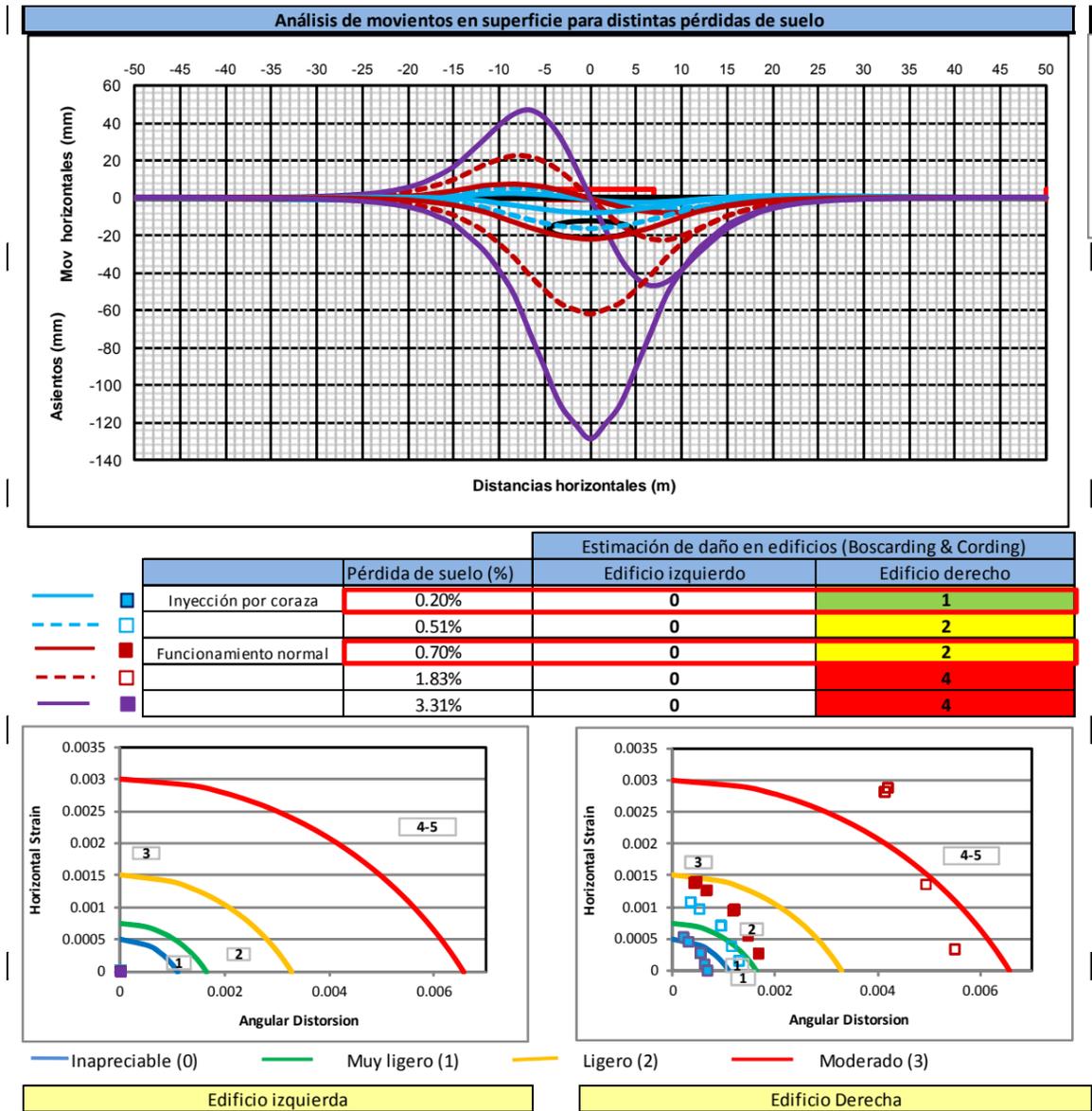
El nivel freático se encontraría a una profundidad estimada de 19,0 m respecto a la cota de superficie. Debido a las propiedades geotécnicas de los rellenos, fundamentalmente debido a su bajo módulo de deformación, se trataría del caso de cálculo más desfavorable en lo referente a los resultados obtenidos a cuanto a asientos en superficie.



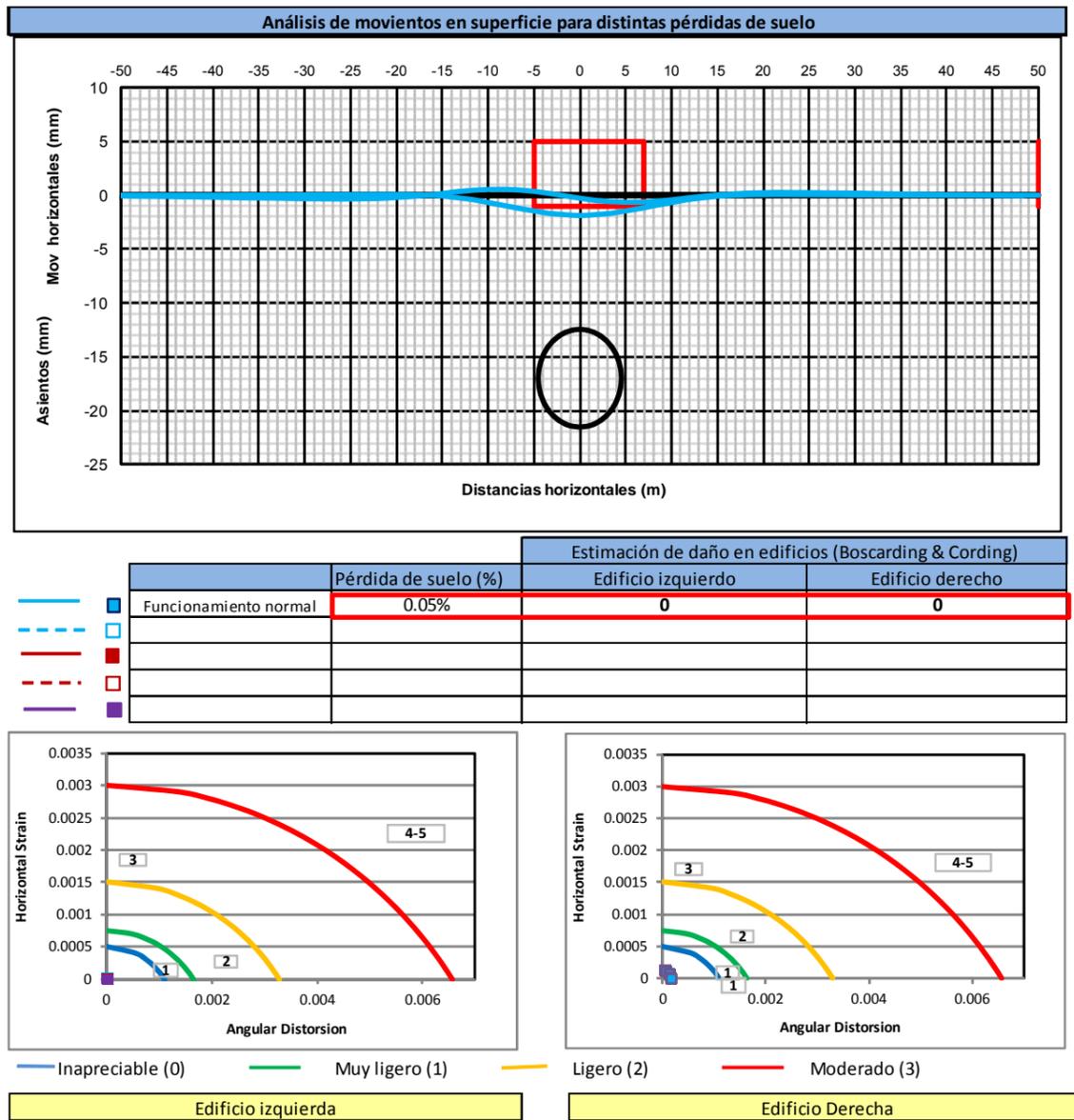
Modelo empleado estimación de asientos sin mejora del terreno. P.K. 18+460



Modelo empleado estimación de asientos con mejora del terreno. P.K. 18+460



Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.

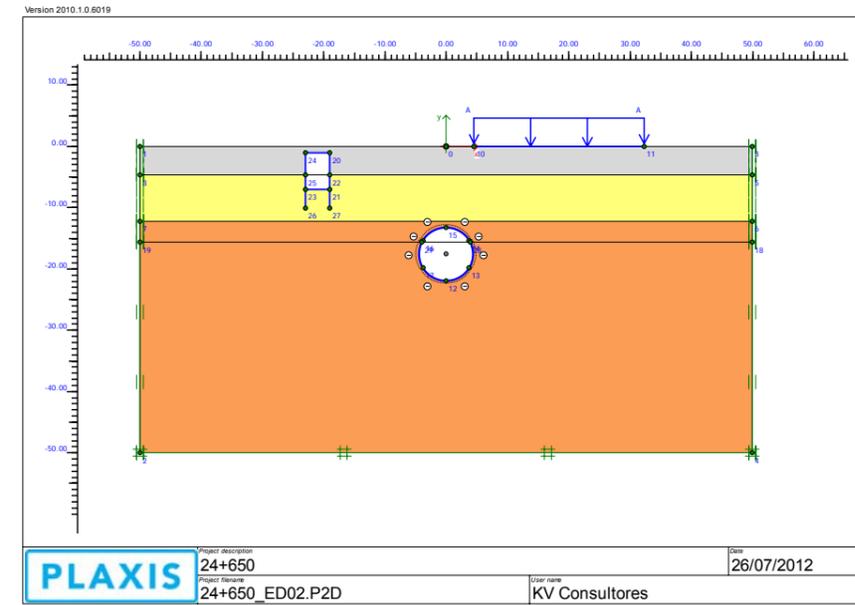


Resultado obtenidos. Modelización con tratamiento.

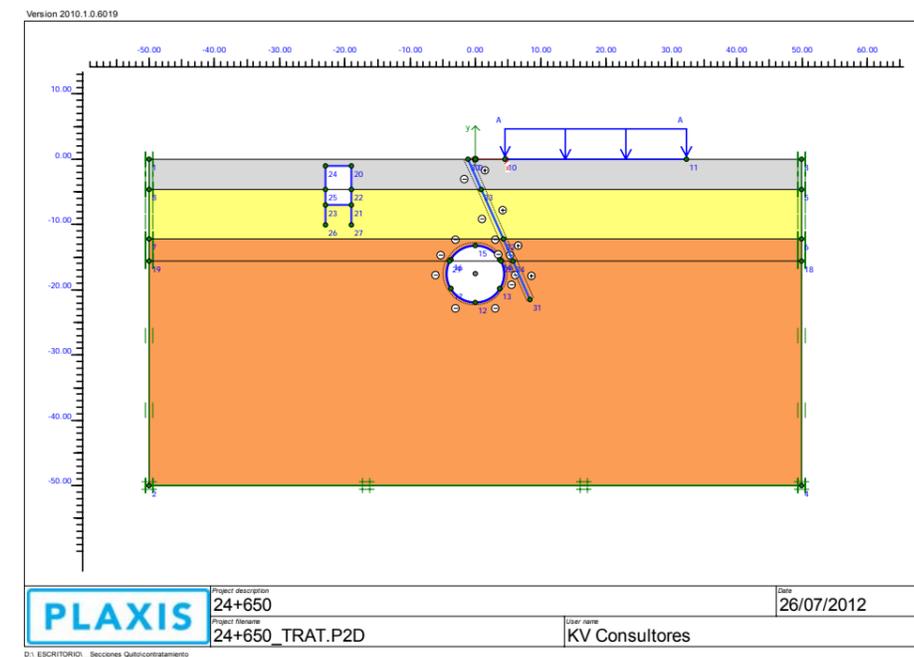
Debido a la existencia de terreno tratado con Jet grouting, una vez ejecutado el jet el aumento de la relajación el los cálculos no aumenta la pérdida de suelo producida.

4.6. Cálculo P.K. 24+650

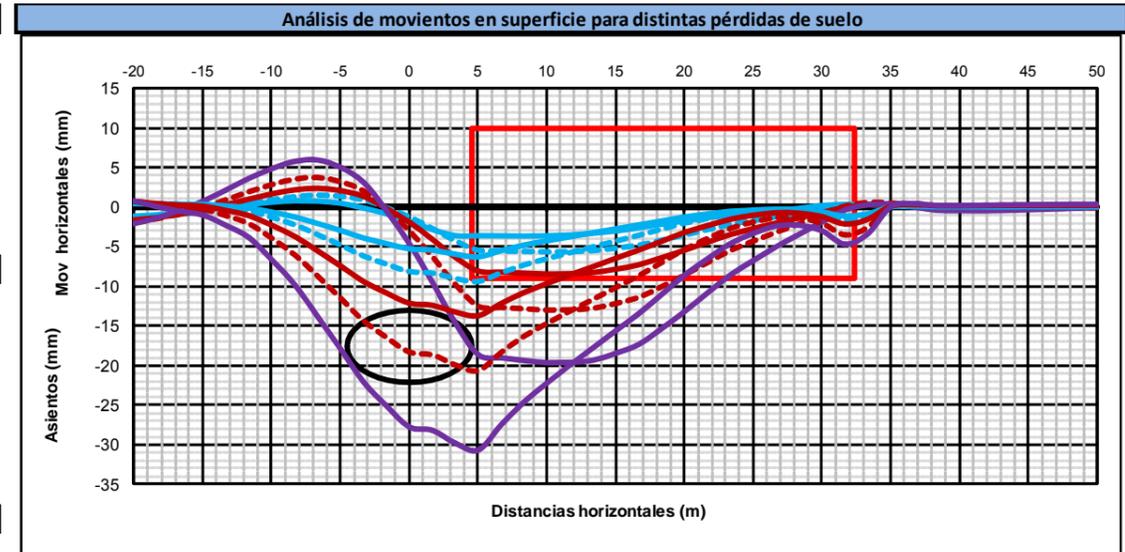
La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 24+650, tal y como se puede observar en la columna litológica representativa mostrada en la Figura:



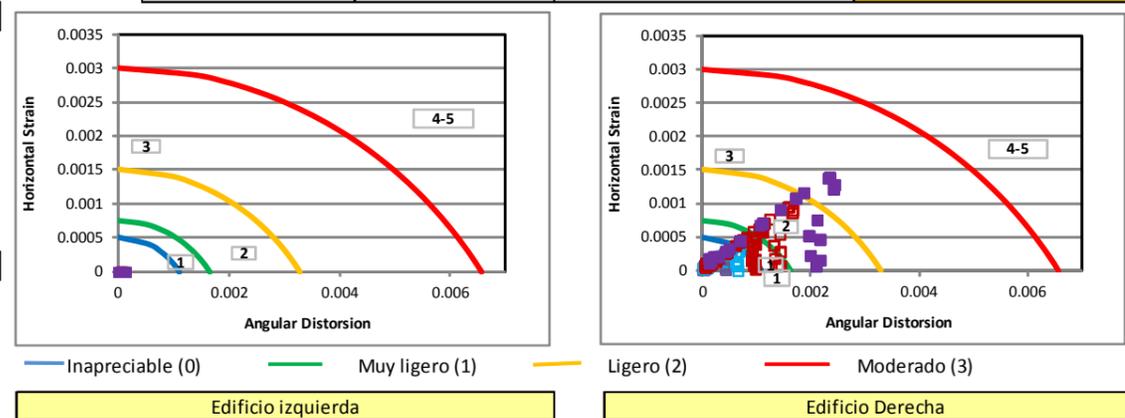
Modelo empleado estimación de asientos sin mejora del terreno. P.K. 24+650



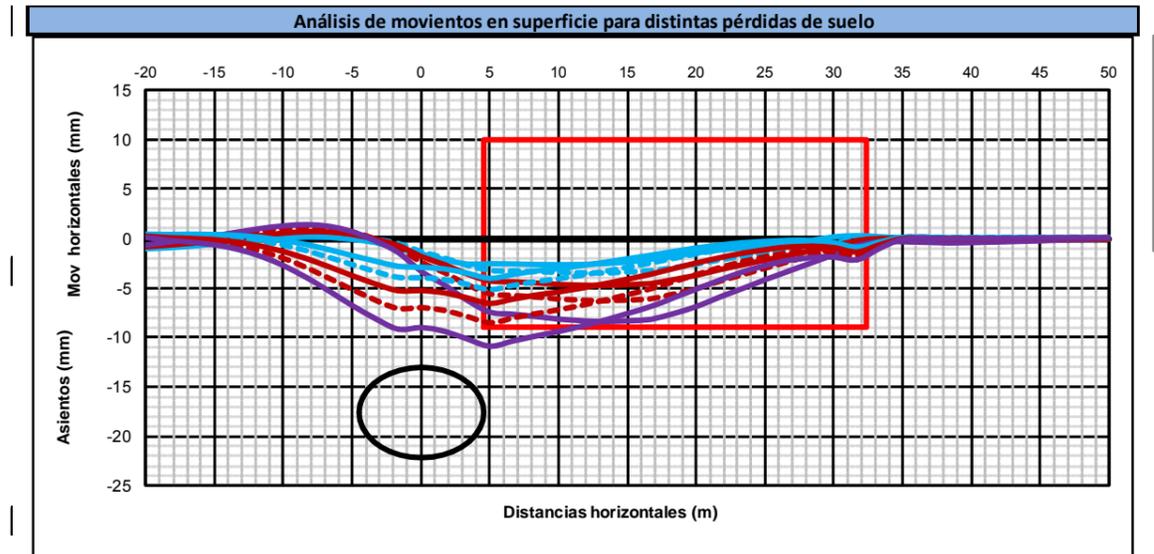
Modelo empleado estimación de asientos con mejora del terreno. P.K. 24+650



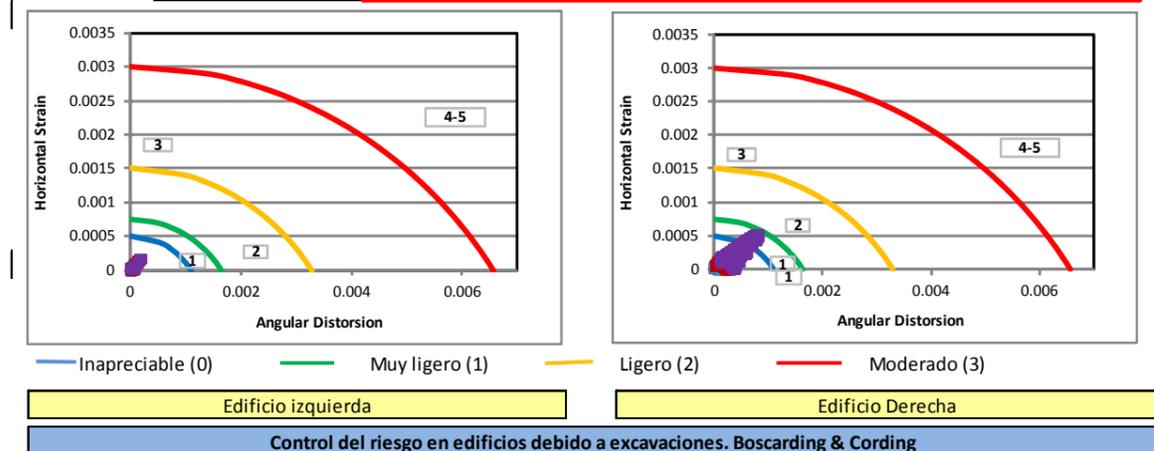
Estimación de daño en edificios (Boscarding & Cording)			
Relajación	Pérdida de suelo (%)	Edificio izquierdo	Edificio derecho
Inyección por coraza	0.18%	0	0
	0.29%	1	1
Funcionamiento normal	0.45%	2	2
	0.69%	2	2
	1.07%	3	3



Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.



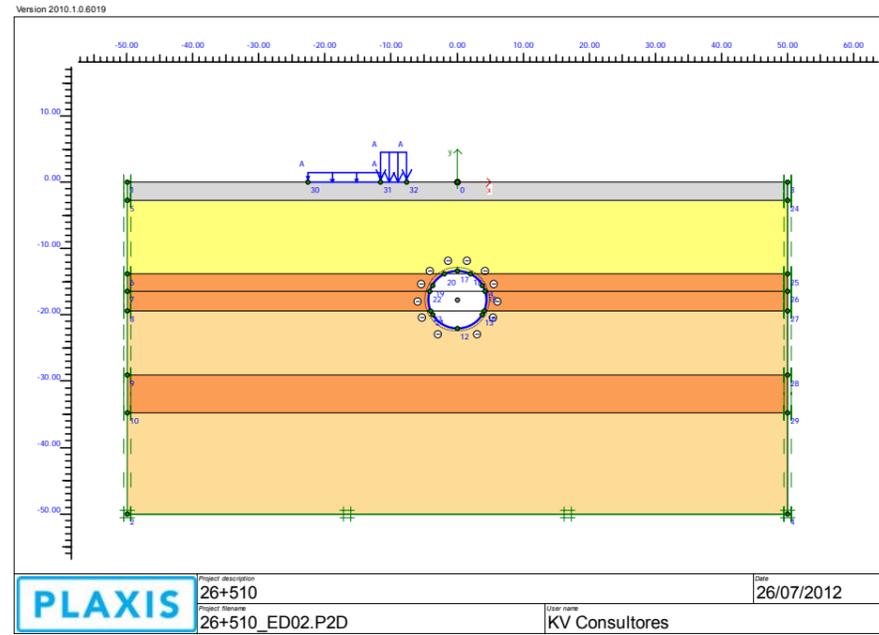
Estimación de daño en edificios (Boscarding & Cording)			
Relajación	Pérdida de suelo (%)	Edificio izquierdo	Edificio derecho
Inyección por coraza	0.12%	0	0
	0.17%	0	0
	0.24%	0	0
	0.33%	1	1
Funcionamiento normal	0.45%	1	1



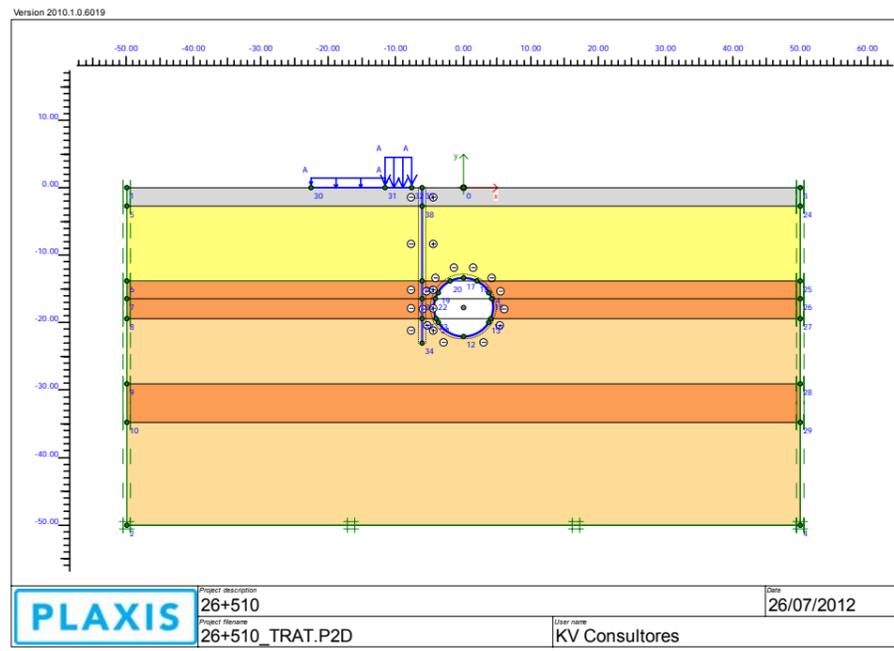
Resultado obtenidos. Modelización con tratamiento.

4.7. Cálculo P.K. 26+510

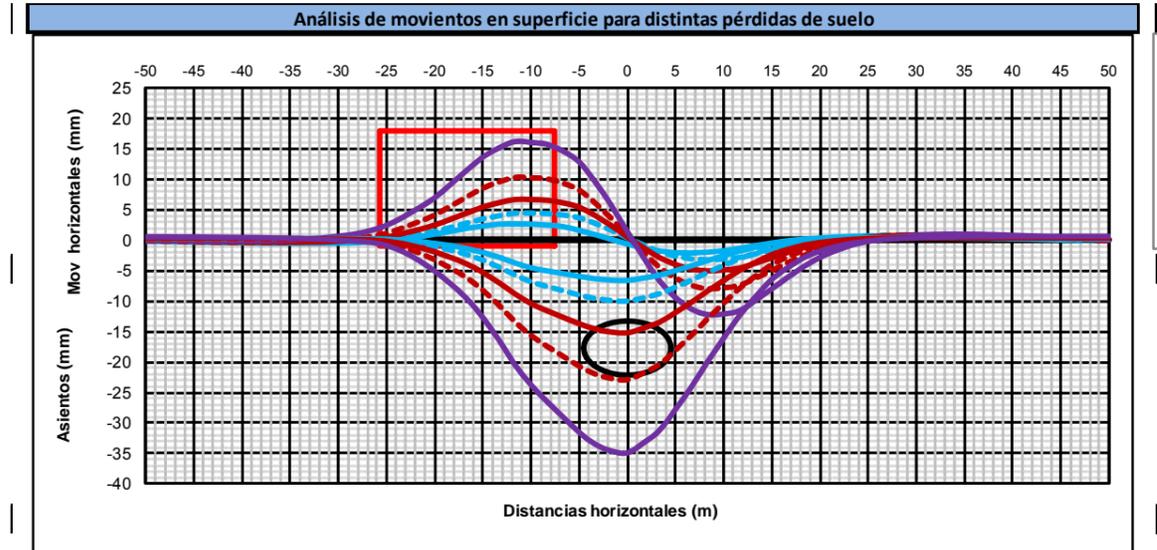
La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 26+510 se realizaría en terrenos correspondientes a la Unidad La Carolina (FI-Ca), tal y como se puede observar en la Figura:



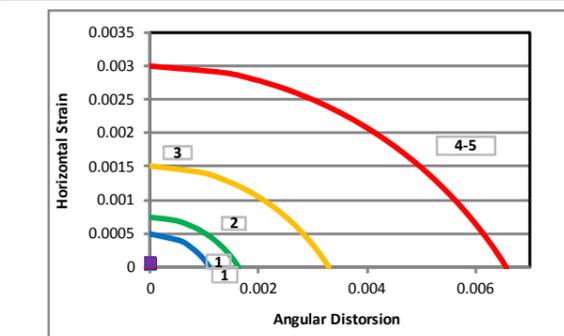
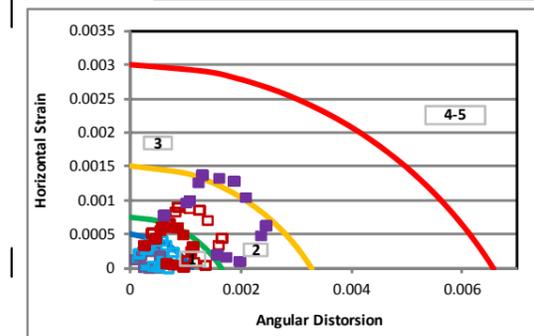
Modelo empleado estimación de asientos sin mejora del terreno. P.K. 26+510



Modelo empleado estimación de asientos con mejora del terreno. P.K. 26+510

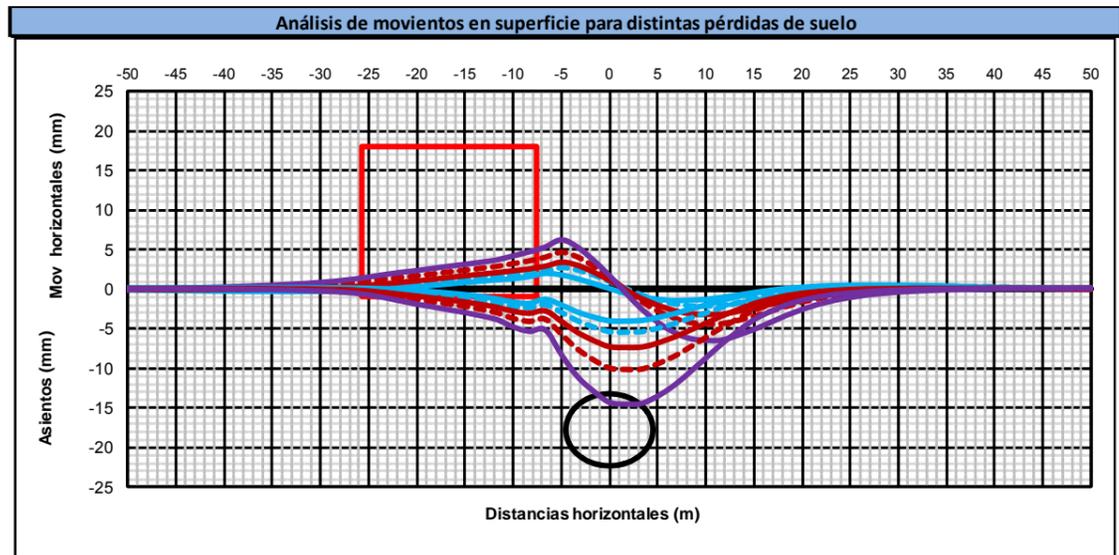


Relajación	Pérdida de suelo (%)	Estimación de daño en edificios (Boscarding & Cording)	
		Edificio izquierdo	Edificio derecho
Inyección por coraza	0.21%	0	0
	0.33%	1	0
Funcionamiento normal	0.53%	2	0
	0.81%	2	0
	1.25%	3	0

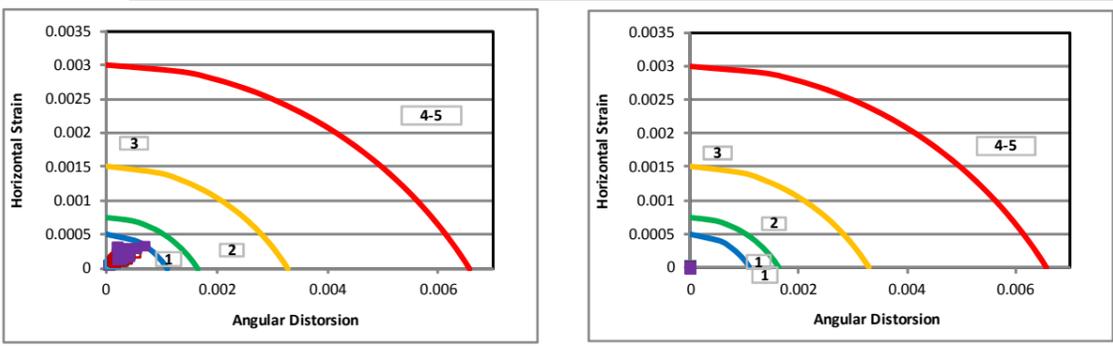


Edificio izquierda	Edificio Derecha
Inapreciable (0)	Inapreciable (0)
Muy ligero (1)	Muy ligero (1)
Ligero (2)	Ligero (2)
Moderado (3)	Moderado (3)

Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.



Relajación	Pérdida de suelo (%)	Estimación de daño en edificios (Boscarding & Cording)	
		Edificio izquierdo	Edificio derecho
—	0.11%	0	0
- - -	0.16%	0	0
—	Inyección por coraza 0.23%	0	0
- - -	0.33%	0	0
—	Funcionamiento normal 0.47%	1	0



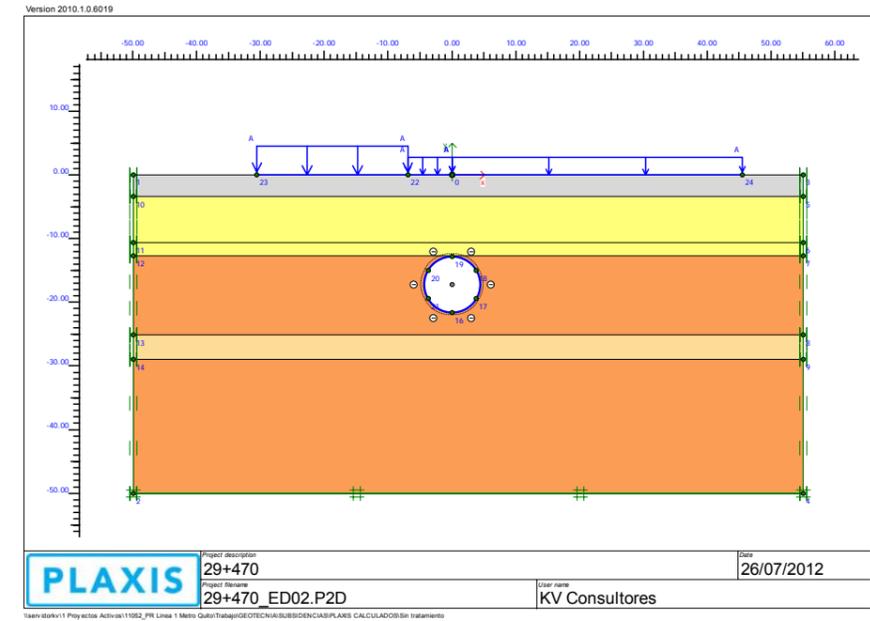
— Inapreciable (0) — Muy ligero (1) — Ligero (2) — Moderado (3)

Edificio izquierda Edificio Derecha

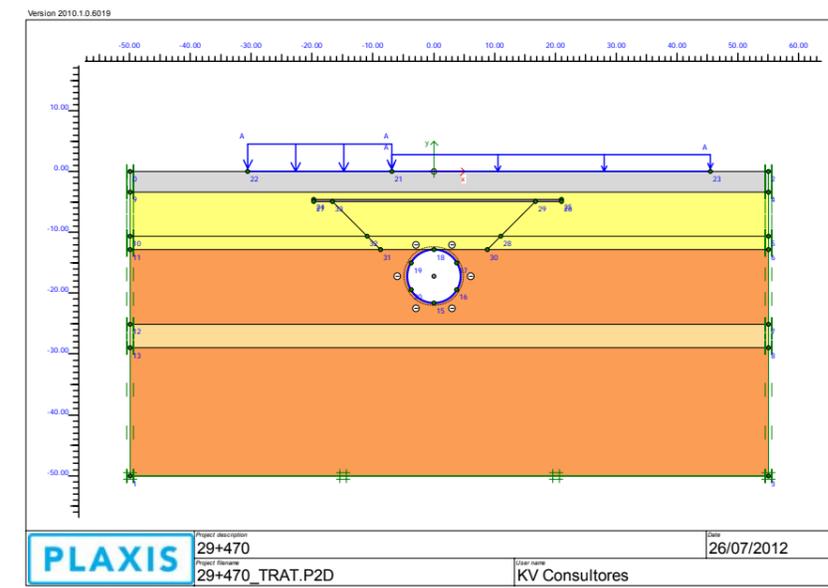
Resultado obtenidos. Modelización con tratamiento.

4.8. Cálculo P.K. 29+470

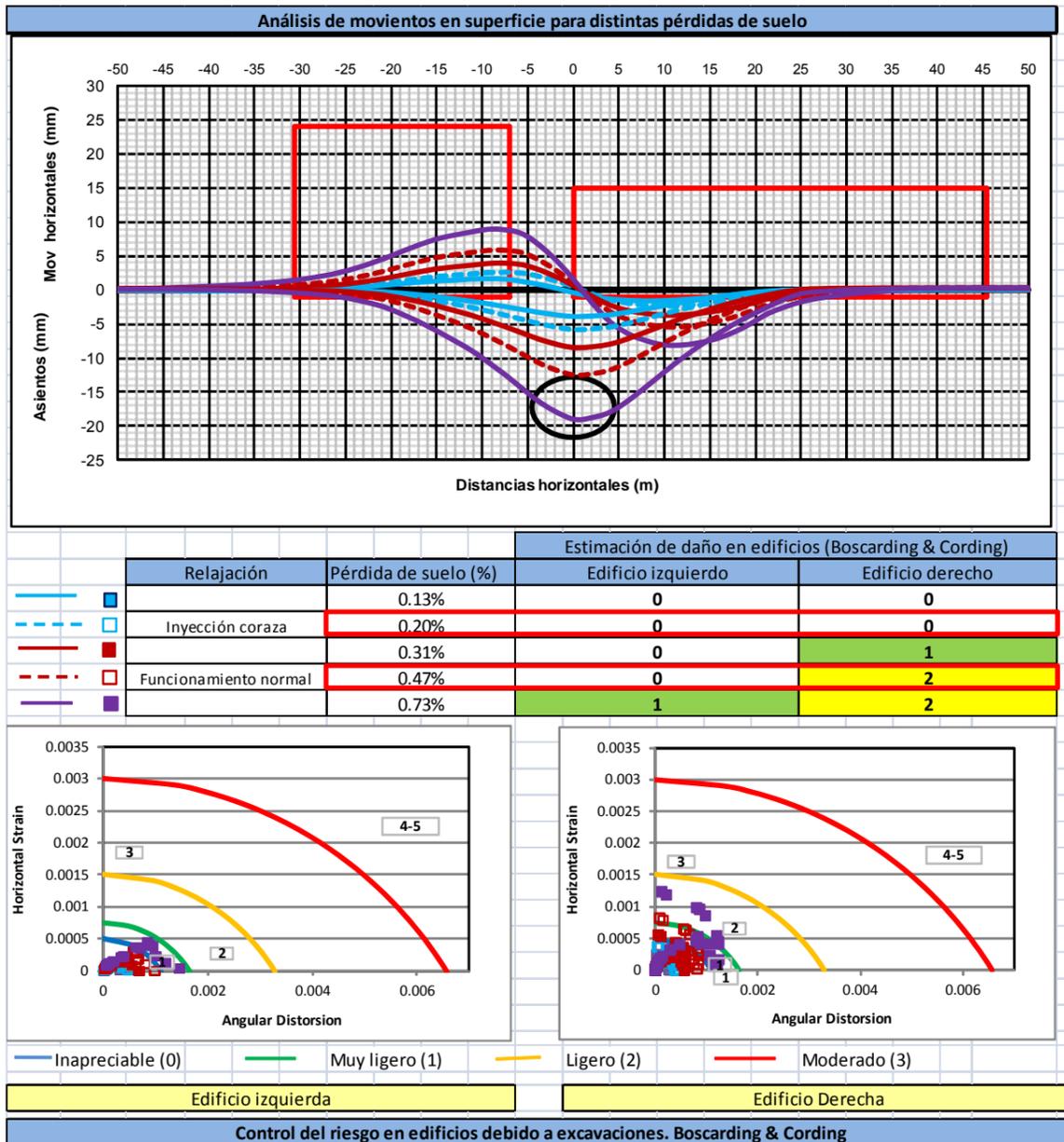
La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 29+470 se realizaría en terrenos correspondientes a las unidades La Carolina (FI-Ca) y Cangahua limo-arcillosa (CI), tal y como se puede observar en la columna litológica representativa mostrada en la Figura:



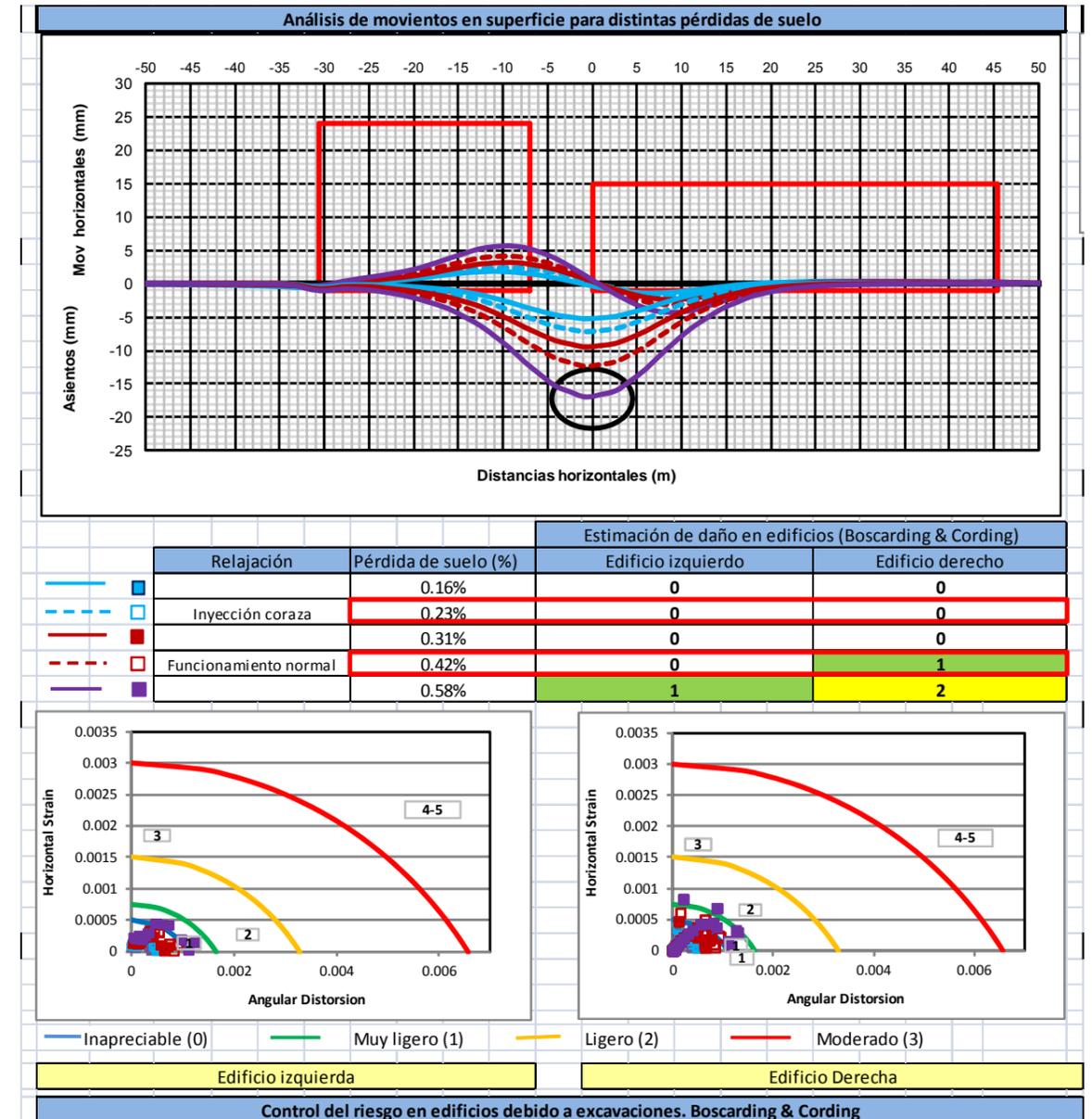
Modelo empleado estimación de asentamientos sin mejora del terreno. P.K. 29+470



Modelo empleado estimación de asentamientos con mejora del terreno. P.K. 29+470



Resultado obtenidos. Modelización sin tratamiento.



Resultado obtenidos. Modelización con tratamiento.

ANEJO Nº 29

ARQUEOLOGÍA Y PATRIMONIO

ANEJO Nº 29

ARQUEOLOGÍA Y PATRIMONIO

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	LOCALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN COMPLETA	1

ANEJO Nº 29

ARQUEOLOGÍA Y PATRIMONIO

1. INTRODUCCIÓN

Los estudios sobre Arqueología y Patrimonio, necesarios para el desarrollo de los proyectos de la Primera Línea de Metro de Quito, han sido realizados por la UNMQ a través de la asistencia técnica de la empresa consultora EVREN y GESAMCONSULT.

Toda esta información ha sido proporcionada por la Unidad de Negocios Metro de Quito (UNMQ) para el desarrollo del presente Proyecto de Diseño Definitivo de Obra Civil. Sirviendo de base a los estudios de diseño realizados.

A continuación se detallan los estudios realizados, así como una breve descripción de los mismos:

PRIMER PRODUCTO DE INGENIERÍA Y PATRIMONIO

Este documento recoge los trabajos concernientes al “*Estudio Arqueológico, Paleontológico y Patrimonial del Área de Influencia de la Primera Línea del Metro de Quito*”, realizado con fecha Febrero de 2012.

En él se recogen los trabajos de inventariado de las zonas e inmuebles ubicados en el área de estudio, los elementos patrimoniales, descripción de la metodología empleada y un primer análisis de la posible afección a dichos elementos por la construcción de la Primera línea de Metro de Quito.

El objetivo general es diagnosticar los riesgos potenciales a los que el Patrimonio de Quito pueda verse sujeto, en el área de influencia de la Primera Línea del Metro de Quito durante las etapas de su construcción y servicio.

También es objetivo del documento sugerir los sistemas apropiados de prevención tomando en cuenta el estado actual del Patrimonio edificado, y de ser necesario, dar las bases para elaborar planes de mitigación que permitan la protección del mismo en el Núcleo Central del Centro Histórico de Quito.

Además de conocer, interpretar y evaluar el nivel de impacto potencial tanto en la ejecución de las obras del proyecto y cuanto en la operación del Metro de Quito. Y generar la información y análisis que sirva de soporte técnico para la elaboración de los diseños definitivos de ingeniería y protección del patrimonio edificado.

El estudio parte de un planteamiento conceptual y metodológico con que se pretende levantar la información y efectuar el diagnóstico estructural de las edificaciones patrimoniales seleccionadas y aprobadas por la UNMQ, dependiendo de su importancia y validez para el estudio como consecuencia del proceso de implantación de la PLMQ.

Para el efecto se tendrá que analizar y evaluar la información técnica disponible en la UNMQ, relacionada con la zona de influencia y los propósitos del presente estudio.

Seguidamente, en base al estudio de una edificación prototipo por medio de los métodos más adecuados y eficientes para la adquisición de datos, se aplicará la metodología pertinente para predecir daños potenciales en las edificaciones estudiadas, ante la implantación de la PLMQ.

Una vez terminado el estudio del prototipo se procederá a elaborar el diagnóstico general del estado actual de las edificaciones patrimoniales seleccionadas y aprobadas por la UNMQ, y la evaluación del impacto por la implantación de la PLMQ en el área de influencia indicada en el alcance. Finalmente se propondrá un plan de manejo y mitigación

PRIMER PRODUCTO DE ARQUEOLOGÍA

Este documento recoge los trabajos de arqueología, con el objetivo de identificar e inventariar los elementos arqueológicos que pueden verse afectados por la construcción de la Primera Línea de Metro de Quito y poder, de éste modo, evaluar la afección y establecer las medidas mitigadoras necesarias para no afectar al patrimonio arqueológico de Quito.

2. LOCALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN COMPLETA

Toda la información proporcionada por la UNMQ se encuentra en la edición digital del proyecto, en la siguiente ruta:

IPC 001 MEMORIA Y ANEJOS\PC_A29_ARQUEOLOGIA_PATRIMONIO\MQ-E511-AX-29-TRABAJOS_ARQUEO_PATRIMONIO

Localizándose los siguientes ficheros que contienen los trabajos desarrollados:

- MQ-E511-AX-29-PATRIMONIO
- MQ-E511-AX-29-ARQUEOLOGIA