

APÉNDICE N° 7:

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL DESLIZAMIENTO DEL INGLÉS Y SOLUCIÓN
ESTABILIZADORA

Confederación Hidrográfica del Ebro

RECRECIMIENTO DE LA PRESA DE YESA

***EXCAVACIONES DE LA MARGEN DERECHA
Y DRENAJE DE LA LADERA***

Enero 2008



INGENIERÍA DEL SUELO, S.A.

**EXCAVACIONES DE LA MARGEN DERECHA
Y DRENAJE DE LA LADERA**

ÍNDICE

	<u>Págs.</u>
1. INTRODUCCIÓN	1
2. GEOMETRÍA DE LAS EXCAVACIONES	3
3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	6
4. DRENAJE DE ESTABILIZACIÓN	9

Apéndice: Cálculos de estabilidad

1. INTRODUCCIÓN

Cuando se comenzaron a realizar las excavaciones de la margen derecha para la construcción del plinto según las indicaciones de Proyecto se produjeron algunas inestabilidades que se resolvieron con algunas medidas de contención. A pesar de las mismas, en algún caso, se produjo alguna rotura adicional y, por tanto, fue necesario ampliar el trabajo de análisis de la estabilidad.

Como fruto de ese trabajo, Ingeniería del Suelo editó el informe “Apoyo del plinto en la margen derecha” (diciembre de 2006) en el que se analizaba la estabilidad de la excavación y se definía el sostenimiento necesario en la ladera para poder proseguir la excavación sin incidencias. Además de esta propuesta de refuerzo mediante anclajes y bulones, para asegurar la seguridad de las excavaciones se proponía la necesidad de construir un sistema de drenaje que limitará la máxima elevación del nivel freático de la ladera durante las operaciones de desembalse. Sin embargo, en aquel estudio sólo se presentaban unos croquis con la posible actuación complementaria.

El objeto de este nuevo informe es definir con mayor detalle los elementos y la geometría que componen el sistema de drenaje de la ladera. Además, se incluyen algunos comentarios que modifican algunos detalles de la solución planteada en el informe “Apoyo del plinto en la margen derecha”. La solución de refuerzo y drenaje propuesta ha sido justificada mediante una serie de cálculos de estabilidad que pueden consultarse en el Apéndice de esta nota. Por tanto, el presente informe se debería considerar como una adenda que modifica y completa al anterior.

A partir de las recomendaciones incluidas en estos dos informes se deberá elaborar el correspondiente documento de Proyecto que sirva para definir y valorar los trabajos de excavación, contención y drenaje que se deben desarrollar en la margen derecha.

2. GEOMETRÍA DE LAS EXCAVACIONES

En la Figura nº 15 del apartado nº 6 del informe de Ingeniería del Suelo “Apoyo del plinto en la margen derecha” se incluía un plano de excavación donde se indicaba de manera esquemática la propuesta de excavación.

Una de las mejoras que se introducía respecto a lo considerado inicialmente en el Proyecto era descargar la cabeza del nuevo desmonte que se tiene que excavar. Para ello la cabeza del desmonte se aproximaba lo máximo posible a la carretera. A partir de este punto se proponía la excavación empleando un talud 1,5H:1V hasta alcanzar la cota 520 (coronación de la presa recrecida) donde se tenía previsto dejar una berma de al menos 10 m de ancho. La excavación sería protegida de manera sistemática mediante gunita y bulones. Por debajo de esta cota 520 existe actualmente un talud de pendiente más importante que ha sido reforzado mediante bulones y anclajes. Al no observarse síntomas de inestabilidad se propone dejarlo como está.

A partir de lo indicado en dicha figura los técnicos de Euroestudios (empresa que forma parte de la Asistencia Técnica) han elaborado una propuesta de plano de excavación hasta la cota 520 m. Dicho plano ha sido dibujado con los criterios que se enuncian a continuación:

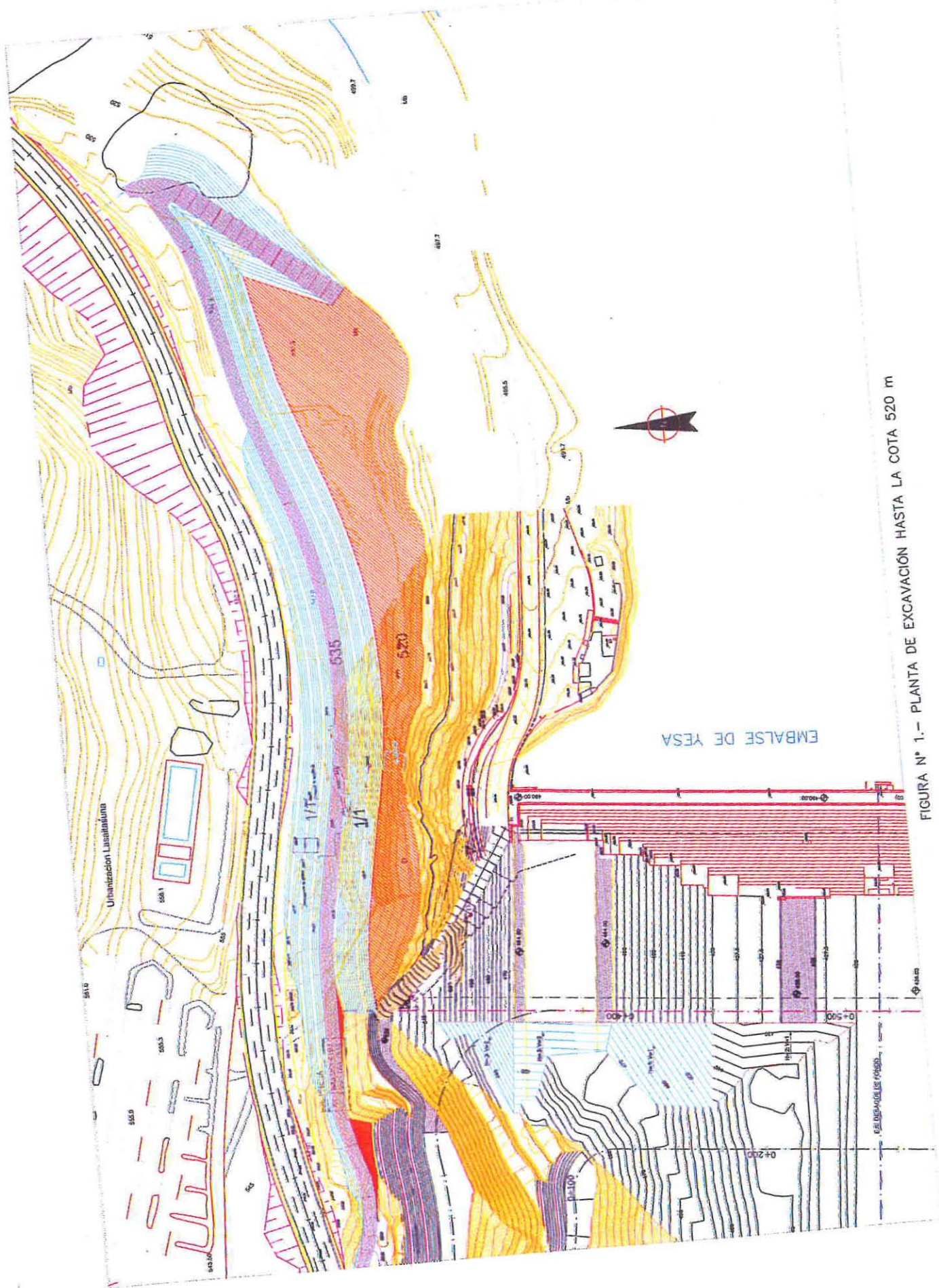
- Distancia del borde de la calzada a la coronación del desmonte del orden de 6 m
- Talud de excavación 1H:1V
- Berma intermedia a la cota 535 m
- Talud de excavación 1H:1V
- Berma a la cota 520 m

Por debajo de esta cota se mantendrían los mismos criterios de excavación que vienen recogidos en el informe “Apoyo del plinto en la margen derecha”.

Esta nueva geometría propuesta por la Asistencia Técnica retira mayor volumen de tierras de la zona superior de la ladera lo que mejorará la estabilidad global de la excavación.

En la Figura nº 1 se reproduce el plano de excavación tentativo propuesto.

Como se puede observar la excavación dibujada se ha prolongado hacia la zona de aguas arriba de la presa. De esta manera, se procede a descargar peso de la zona superior del deslizamiento que se produjo en el año 1.961. Evidentemente, esta actuación mejorará el comportamiento de esa zona de la ladera cuando sea alcanzada por el nuevo nivel de embalse.



3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Los elementos de contención a realizar en la zona superior de desmonte serán similares a los indicados con anterioridad en el informe de Ingeniería del Suelo “Apoyo del plinto en la margen derecha”.

A continuación se describe el sostenimiento que se debe realizar en la excavación de la cabeza del desmonte (hasta la cota 520 m) propuesta en el apartado anterior:

Talud de excavación

El tratamiento consistiría en una protección superficial con gunita armada y bulones. La ejecución del refuerzo se deberá realizar en bancos de 3 metros de altura. Hasta que no se hayan tesado los bulones de un determinado nivel no debe continuarse con la excavación.

Las características de los distintos elementos del refuerzo son las que se indican a continuación:

1. Gunita u hormigón proyectado.

La resistencia a compresión simple característica sería de 25 MPa.

El espesor mínimo será de 10 cm debiendo recubrir en un mínimo de 2 cm a la armadura. Si se colocará hormigón proyectado con fibras de acero no será de aplicación el último de los criterios.

2. Armadura necesaria.

Malla de acero ϕ 8 mm con una separación de 10 x 10 cm que se intentará ajustar lo máximo posible al talud de excavación.

Si se empleara gunita con fibras de acero se debería emplear una dosificación de 40 kg/m³.

3. Bulones.

Los bulones estarán constituidos por barras de acero ϕ 32 colocados según una malla de 3 x 3 m. La longitud de los bulones será de 6 m de longitud entre la cabeza del desmonte y la cota 535 m y de 12 m entre las bermas de las cotas 535 m y 520 m.

La inyección se realizará en toda la longitud del mismo. Es decir, en cada bancada se ejecutará una fila de bulones con una separación de 3 m entre ellos.

Bermas cota 535 m y 520 m

Para evacuar el posible agua de lluvia las bermas se excavarán con pendiente hacia el interior colocando una cuneta en el pie del desmonte.

Es conveniente impermeabilizar la superficie de las bermas para impedir la infiltración de agua superficial. Para ello se deberá regularizar la plataforma con gravilla y colocar a continuación una capa de hormigón de 10 cm con armadura ϕ 8 en malla de 10 x 10 cm.

En la zona exterior de la berma se deberá colocar un muro de protección coronado con una barandilla. La definición de dicho muro es la misma que la que se indica en la Figura nº 17 del informe “Apoyo del plinto en la margen derecha”.

El sostenimiento mediante muros anclados y gunita y bulones que se propone realizar por debajo de la cota 520 m también sería el mismo que se indicaba en el “Apoyo del plinto en la margen derecha”.

4. DRENAJE DE ESTABILIZACIÓN

Como ya se ha comentado con anterioridad, en el informe de Ingeniería del Suelo “Apoyo del plinto en la margen derecha” se estudiaba no sólo la estabilidad local del plinto sino también la estabilidad global de la ladera. En el análisis realizado se observaba que la estabilidad de la ladera podía ser estricta en las situaciones de desembalse rápido desde la nueva cota de Máximo Nivel de Embalse (510,5 m).

En esta hipótesis de desembalse rápido se considera que, salvo que se disponga de un sistema de drenaje específico, el nivel freático en la ladera se mantendría constante a la dicha cota (510,5 m) pero que el embalse podría estar a una cota menor. En esa situación se producen unas fuerzas debidas al empuje del agua que disminuye de manera significativa la estabilidad de la ladera. En este caso, al haberse reforzado el terreno mediante gunita y muros el drenaje natural puede ser más dificultoso a pesar de la ejecución de mechinales, drenes...

Esta situación desfavorable de altas presiones intersticiales en la ladera puede ser compensada bien mediante un sistema de contención adecuado bien mediante un sistema de drenaje que facilite la disipación rápida de las presiones intersticiales que se hayan podido generar en el terreno natural durante la elevación del nivel de embalse.

En este caso se considera más oportuno intentar controlar el nivel freático en la ladera mediante la realización de un sistema de drenaje ya que la estabilización mediante elementos de contención puede dar lugar refuerzos de gran magnitud.

Algunas soluciones de drenaje similares a la que se propone en este informe han sido ejecutadas con buen funcionamiento en algunas laderas que presentaban problemas de inestabilidad.

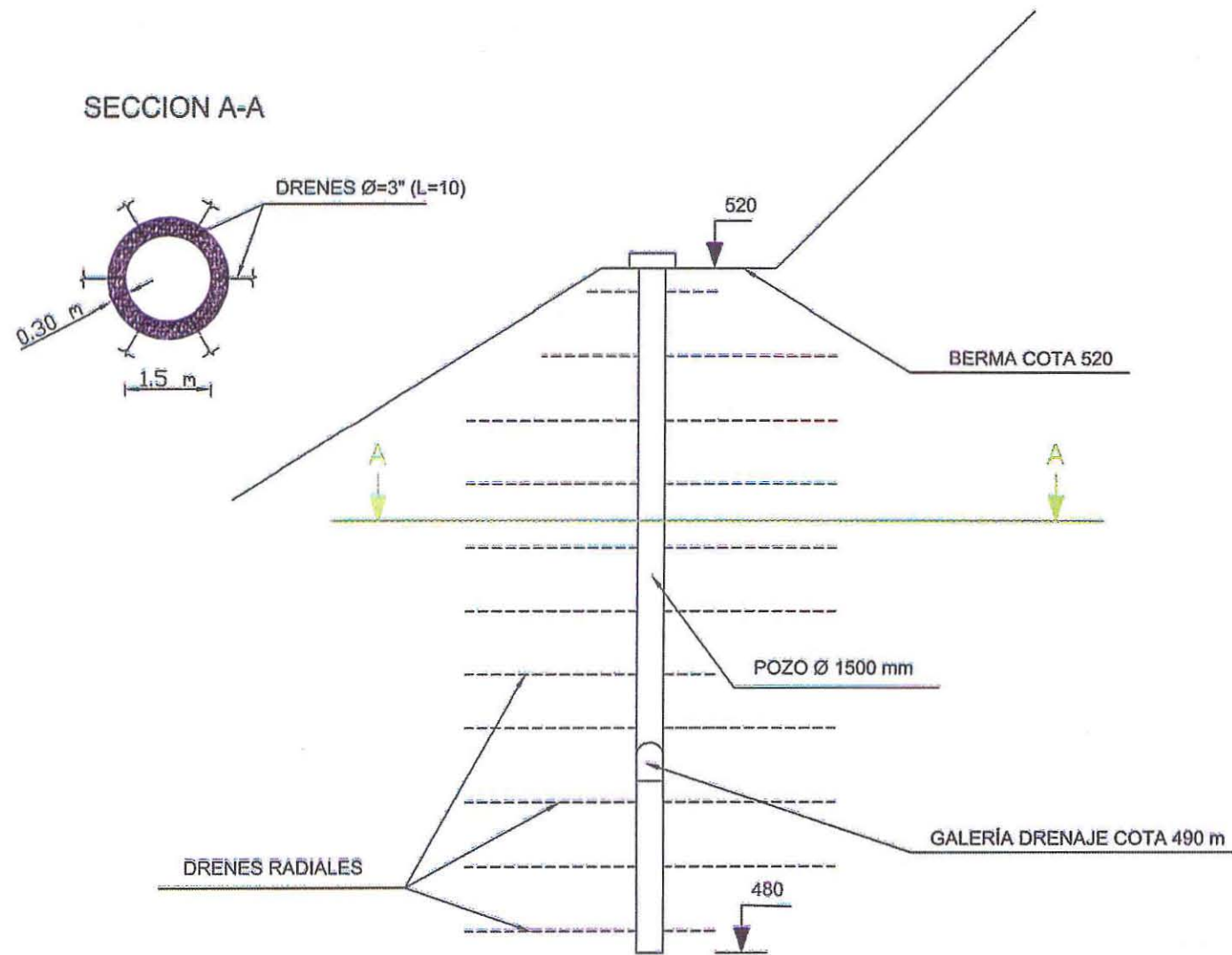
El sistema de drenaje consistiría en una serie de pozos verticales y con drenes perforados desde el contorno de sus fustes. Los pozos estarían comunicados entre sí por una galería que une sus bases. También desde esa galería se realizarían drenes.

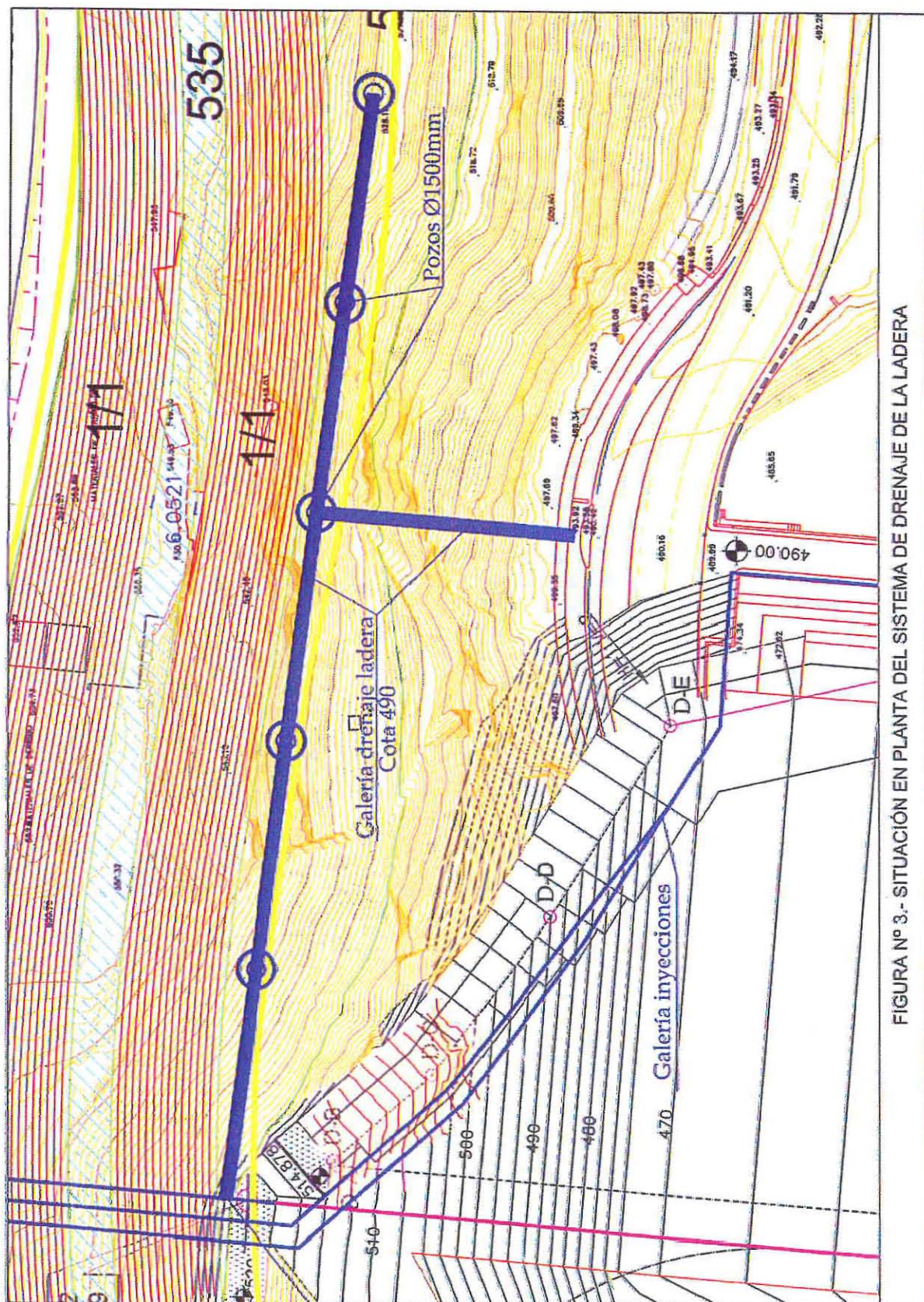
El diámetro de dichos pozos sería de 1500 mm, teniendo cada uno de ellos una longitud de unos 40 m (desde la cota 520 m a la 480 m).

Desde cada pozo se perforarán radialmente drenes californianos de 3" de diámetro (con una pendiente del 1% respecto a la horizontal para poder evacuar el agua). Es importante que los drenes estén convenientemente equipados con tubería de PVC ranurada, envueltos con geotextil y retacados con arena. Se propone realizar 6 drenes en una serie de secciones transversales al pozo (es decir, horizontales) separadas entre sí 5 m. La longitud de los drenes sería de unos 10 m. Ver Figura nº 2.

Como se indica en el esquema en planta de la Figura nº 3 se ha previsto la realización de 5 pozos separados unos 30 m entre ejes. Es conveniente que estos pozos estén conectados entre sí. En numerosas ocasiones, esta unión se realiza simplemente mediante drenes. Sin embargo, en este caso se recomienda que se realice una galería de comunicación visitable entre los distintos pozos.

FIGURA N° 2.- ESQUEMA DE LOS POZOS DE DRENAJE





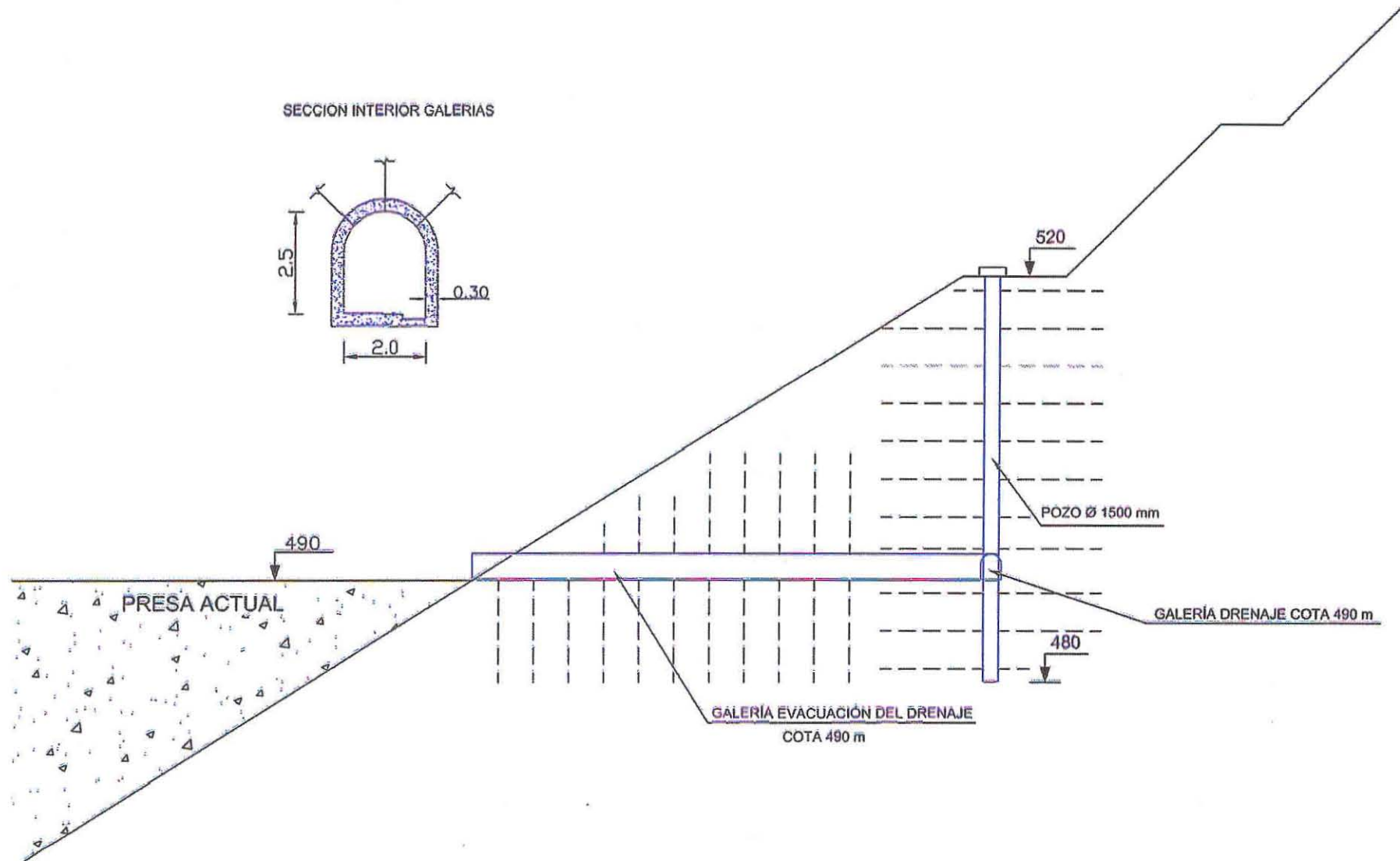
Esta galería discurriría a la cota constante 490 m y su alineación coincidiría con la de la berma que está prevista construir a la cota 520 m (es decir, existirían unos 30 m de recubrimiento sobre clave). La galería debería prolongarse hasta comunicarse con el pozo de acceso al sistema de impermeabilización de las laderas. De esta manera se facilitaría el acceso para posibles actuaciones posteriores o, simplemente, para labores de inspección.

La galería podría tener una sección interior rectangular de 2,0 m de separación entre hastiales en la zona inferior y una altura total en el eje de 2,5 m. De manera orientativa se podría estimar un revestimiento de hormigón en masa de 30 cm.

Además desde la propia galería de comunicación se perforarían una serie de drenes californianos que ayudarían al drenaje de la ladera y, por tanto, al control del nivel freático. Por ejemplo, se podría ejecutar la disposición recogida en la Figura nº 3. La separación entre dos perfiles consecutivos donde se ejecuten drenes será de 5 m.

En la margen derecha continuando el eje de la coronación de la presa actual (cota 490 m) existe una galería de corta longitud. Se propone prolongar esta galería hasta conectarla con la galería de comunicación de los distintos pozos. De esta manera se facilitaría la evacuación del agua drenada por los pozos. En la Figura nº 4 se muestra un esquema de una sección de la solución propuesta por la alineación de la coronación de la presa actual. Esta galería también tendría unas dimensiones interiores de 2 x 2,5 m, ejecutándose también drenes en la misma para ayudar en la labor de drenar la ladera.

FIGURA Nº 4.- GALERIAS DE DRENAJE (SECCION SEGÚN EL EJE DE CRONACIÓN PRESA ANTIGUA)



APÉNDICE
CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

APÉNDICE N° 1
CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

ÍNDICE

	<u>Págs.</u>
1. INTRODUCCIÓN	1
2. MÉTODO DE CÁLCULO	3
3. GEOMETRÍA DEL MODELO	5
4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	14
5. CÁLCULOS REALIZADOS	15
6. PROPUESTA DE REFUERZO	16
7. RESULTADOS OBTENIDOS	18

Adenda.- Gráficos de los cálculos

1. INTRODUCCIÓN

En el informe editado por Ingeniería del Suelo en diciembre de 2006 titulado “Apoyo del plinto en la margen derecha” se realizaba un estudio de la estabilidad global de la ladera en las distintas etapas de construcción de la obra. Se analizaban distintos perfiles comprobando que en todos ellos que se cumplieran los coeficientes de seguridad mínimos que se habían adoptado para cada fase constructiva. (Ver Apéndice nº 4 de dicha nota).

Como se puede consultar en la memoria de este informe se ha modificado ligeramente la geometría de la excavación de la zona superior del desmonte respecto a la propuesta anterior. El objetivo de este Apéndice es comprobar que con esta nueva geometría diseñada los coeficientes de seguridad que resultan también son admisibles.

En este informe sólo se ha estudiado la seguridad del perfil de mayor altura de excavación hasta alcanzar el plinto (este perfil está próximo a la coronación de la presa actual) y, por tanto, el que conduce a unos coeficientes de seguridad más estrictos (denominado perfil nº 7 en el informe anterior “Apoyo del plinto en la margen derecha”).

En este nuevo estudio se analiza la estabilidad global de la ladera en las etapas más desfavorables que existen a lo largo del tiempo: excavación de la cimentación de la presa, presa construida y vacía y situación con desembalse rápido. Además, el análisis ha sido completado con el estudio de la seguridad local de la zona superior del desmonte (hasta la cota 520 m). Todo este trabajo se ha realizado mediante un programa de equilibrio límite empleado habitualmente para este tipo de problema.

En este Apéndice se resumen los cálculos que permiten estimar el refuerzo necesario para obtener una seguridad adecuada para la obra. En una Adenda se incluyen las figuras con los resultados de los distintos cálculos.

2. MÉTODO DE CÁLCULO

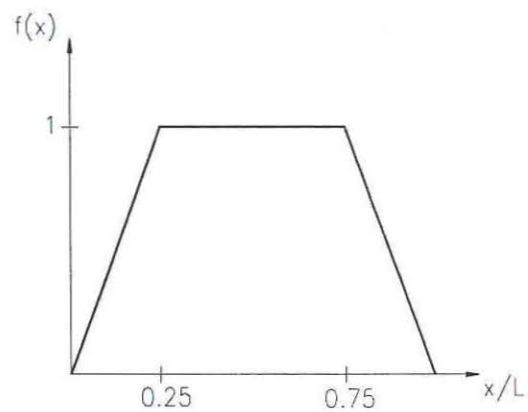
Los cálculos de estabilidad se han realizado mediante un programa comercial (SLOPE/W) basado en la teoría de equilibrio límite.

El procedimiento de análisis empleado ha sido el método Morgenstern-Price, en el que se admiten que las potenciales superficies de deslizamiento presenten cualquier forma (circulares, poligonales...). Mediante este método se divide el bloque deslizante en fajas verticales, cada una de las cuales debe cumplir las condiciones de equilibrio estático en todas las fajas. Es decir, se cumple el equilibrio tanto de fuerzas como de momentos. Para poder establecer el equilibrio completo es necesario conocer un dato adicional: la relación entre la fuerza tangencial, T , y la normal total E , sobre el lado vertical de cada rebanada. Esta relación se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$T = x \cdot f(x) \cdot E$$

siendo x la abcisa.

Para poder aplicar esta ecuación es necesario conocer la función $f(x)$. Habitualmente si se aplican funciones razonables los resultados obtenidos son semejantes. Así sucede si se utiliza cualquiera de las definidas en el programa de cálculo. En este caso concreto, se define que la forma de la función $f(x)$ es trapezoidal tal como se indica en el siguiente esquema.



siendo L la longitud de la superficie.

La magnitud T se obtiene como resultado del cálculo así como el empuje sobre el lado vertical de cada faja.

Las superficies de rotura tanteadas han sido de tipo circular para lo que se ha definido una malla con la posición de los centros de las mismas y otra con la situación de las posibles tangentes a dichos círculos de rotura.

3. GEOMETRÍA DEL MODELO

Para proseguir la excavación para alcanzar la cimentación de la presa se ha creído conveniente comenzar de nuevo la excavación quitando peso de la parte alta de la ladera y luego tender ligeramente el talud de excavación de la zona inferior con el fin de reducir las labores de refuerzo.

Para realizar el “descabezado” del talud se ha partido de la cota 550 m lo que permitiría asegurar un resguardo mínimo de unos 6 m respecto a la carretera N-240, actualmente en servicio. El talud de excavación propuesto en el Proyecto Modificado sería el 1H:1V hasta alcanzar la cota 535 m, donde se dejaría una berma de 6 m de ancho. Posteriormente, se proseguiría la excavación hasta la cota 520 m, donde se dejaría otra berma coincidiendo con la cota de coronación de la presa recrecida.

En la zona que queda por excavar por debajo del plinto se ha mantenido, aproximadamente, los criterios incluidos en el informe “Apoyo del plinto en la margen derecha”. En dicho informe se proponía reducir algo la excavación bajo el eje de la presa respecto a lo indicado en el Proyecto de Construcción. En la definición de la excavación se mantenían fijas las cotas de excavación en la zona del plinto y de la presa antigua.

La planta de la excavación propuesta se puede consultar en la Figura nº 1 de la memoria de este informe.

A continuación, se resume los elementos de contención ya ejecutados durante las labores de excavación ya realizadas:

TABLA I.- ELEMENTOS DE REFUERZO

Elemento	Cota (m)	Separación (m)	Longitud (m)	Bulbo (m)	Inclinación (°)
Bulón ϕ 32	519	3	6	4	27
Bulón ϕ 32	516	3	8	4	27
Bulón ϕ 32	513	2	10	4	27
Bulón ϕ 32	510	2	10	4	27
Anclaje 120 t	507	3	19	9	36
Anclaje 120 t	504	3	21	9	36
Anclaje 120 t	501	3	13	9	36
Anclaje 120 t	498	3	13	9	36
Bulón ϕ 32	495	3	8	4	27

4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En la memoria del informe ya comentado (“Apoyo del plinto en la margen derecha”) se puede consultar la justificación de las propiedades empleadas en los cálculos. Por tanto, no se cree necesario volverlo a reproducir en este documento. Para los cálculos de estabilidad son necesarios los siguientes tres parámetros geotécnicos: peso específico, ángulo de rozamiento interno y cohesión.

Para los cálculos se han supuesto unas propiedades medias equivalentes de los distintos materiales existentes en la ladera. En concreto, los valores que se proponen emplear serían los siguientes:

- Peso específico: $2,2 \text{ t/m}^3$
- Ángulo de rozamiento: 35°
- Cohesión: $C_0 (1 + \frac{D}{D_0})$

$$\text{donde: } C_0 = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$D_0 = 10 \text{ m}$$

$D =$ distancia horizontal entre el pie de la excavación futura y la ladera actual (m). En este caso $D = 29,0 \text{ m}$.

Por tanto, operando resultaría que la cohesión del terreno es de $c = 1,95 \text{ t/m}^2$

5. CÁLCULOS REALIZADOS

Para el perfil objeto de estudio en este Apéndice se han analizado las situaciones más condicionantes durante el proceso constructivo de la presa:

- Fase de construcción: se ha intentado determinar el coeficiente de seguridad mínimo que pudiera existir en cualquier fase de la excavación del cimientto.
- Fase con presa construida: se ha supuesto la hipótesis de que la presa estuviera construida pero el nivel del embalse no hubiera alcanzado la cota del plinto.
- Fase de desembalse rápido: en esta situación se ha supuesto que se produjera un desembalse rápido, es decir, que no se pudiera disipar el exceso de presiones intersticiales generadas por el llenado del embalse.

Para este cálculo se ha considerado como hipótesis adicional que el sistema de drenaje previsto en la presa evita que el nivel del agua en la ladera derecha supere la cota 490 m.

Además, se ha estudiado la estabilidad local de la cabeza del desmonte (hasta la cota 520 m).

6. PROPUESTA DE REFUERZO

El refuerzo ya ejecutado no es suficiente para poder proseguir con suficiente margen de seguridad la excavación que se tiene que realizar para poder cimentar la nueva presa. En este apartado se estudia el sistema de contención adicional que es necesario ejecutar.

Tras diversos tanteos se ha estimado el refuerzo mínimo necesario para alcanzar los coeficientes de seguridad exigidos en el diseño de la obra. A continuación, se resume los elementos de contención que se proponen realizar para asegurar la seguridad de la excavación:

- Para evitar inestabilidades superficiales y localizadas hasta la cota 520 m será necesario llevar a cabo un refuerzo con gunita y bulones. Así, entre las cotas 550 m y 520 m se realizaría un tratamiento sistemático mediante gunita y bulones en malla del orden de 3 m \times 3 m. Los bulones entre la coronación del desmonte y la berma de la cota 535 m serían de 6 m, mientras que entre la cota 535 m y 520 m serían de mayor longitud (12 m).
- Por debajo de la berma de la cota 520 m, los elementos de refuerzo planteados han sido, principalmente, anclajes de 120 t con 9 m de bulbo y longitud total estimada en función de la superficie de rotura resultante en cada caso. Este refuerzo es idéntico al recogido en el informe "Apoyo del plinto en la margen derecha"

Además, en los cálculos se considera el refuerzo de los anclajes previstos para asegurar la estabilidad local de la zona del plinto (dos filas de anclaje de 120 t llevadas a cabo en el mismo (separadas 4 m)).

7. RESULTADOS OBTENIDOS

En la Tabla II se resumen los coeficientes de seguridad obtenidos en los distintos cálculos llevados a cabo para cada una de las fases consideradas.

TABLA II.- COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Fase estudiada	Coeficiente de seguridad
Estabilidad local de la zona superior del desmonte	1,429
Excavación completa de la cimentación	1,365
Presa construida y vacía	1,365
Desembalse rápido	1,225

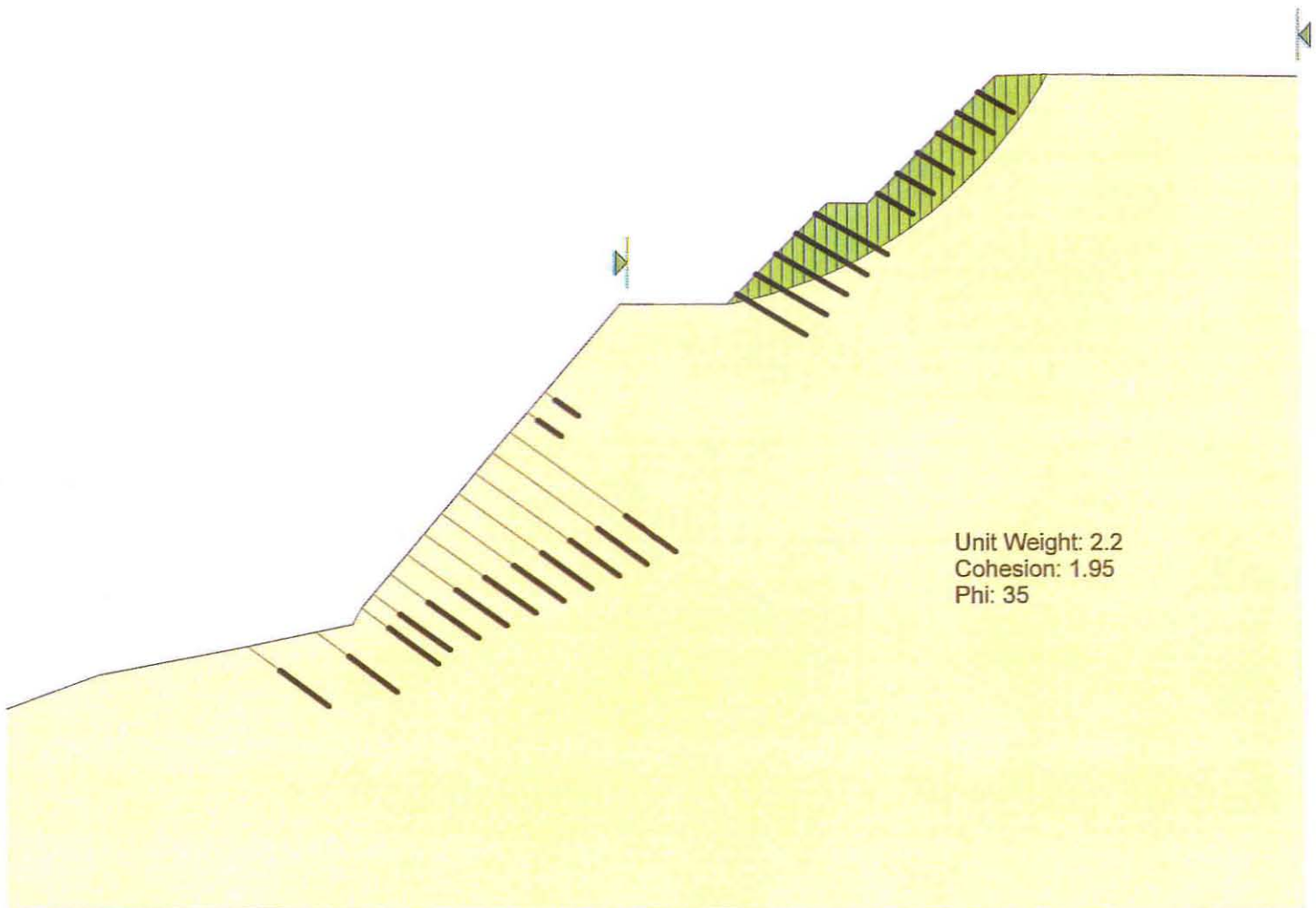
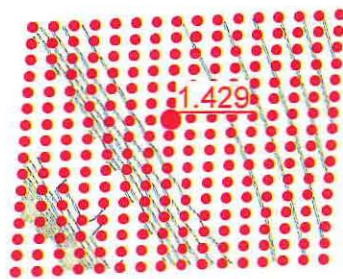
Se puede considerar que con la propuesta de sostenimiento realizada se obtendrían unos coeficientes de seguridad admisibles.

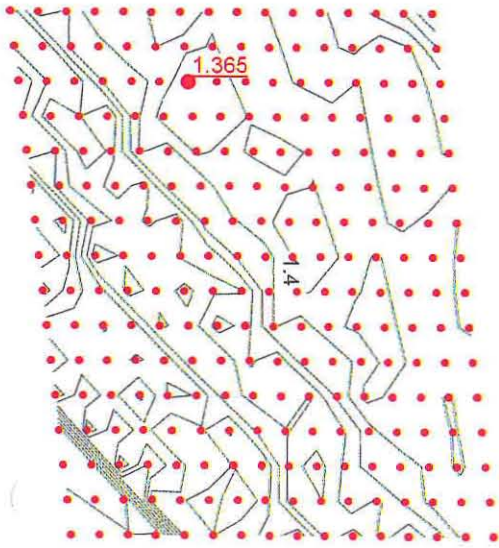
En la Adenda de este Apéndice se pueden consultar los gráficos con las superficies de rotura correspondientes a cada situación analizada.

ADENDA

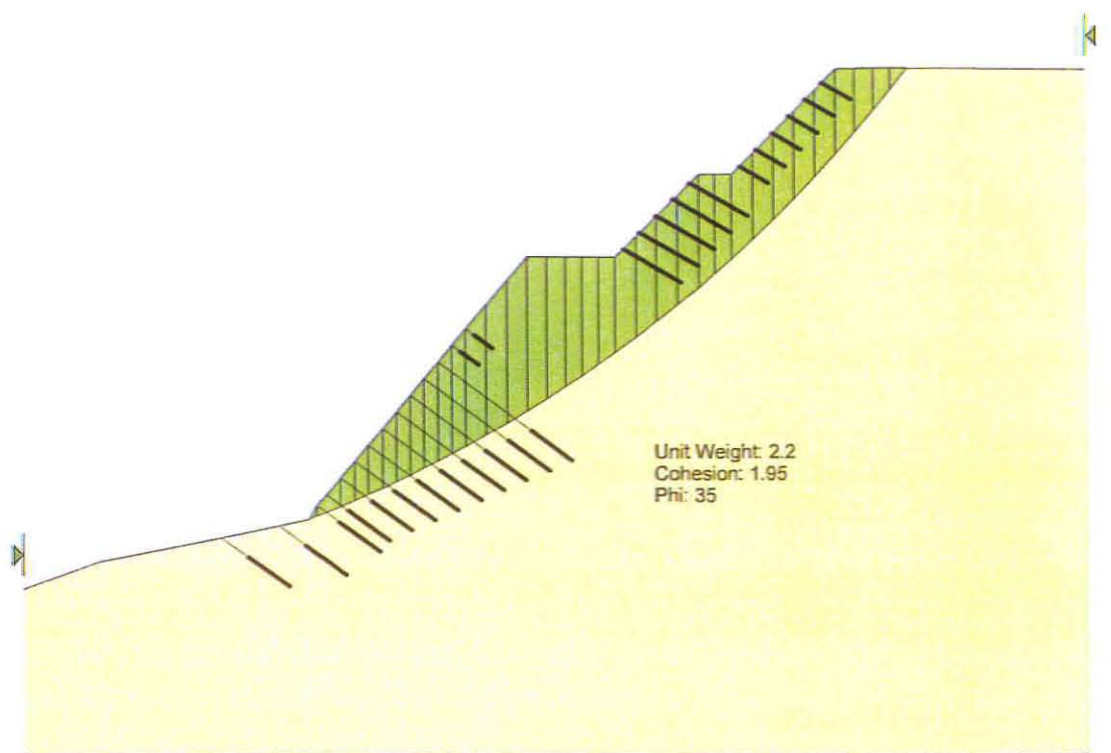
GRÁFICOS DE LOS CÁLCULOS

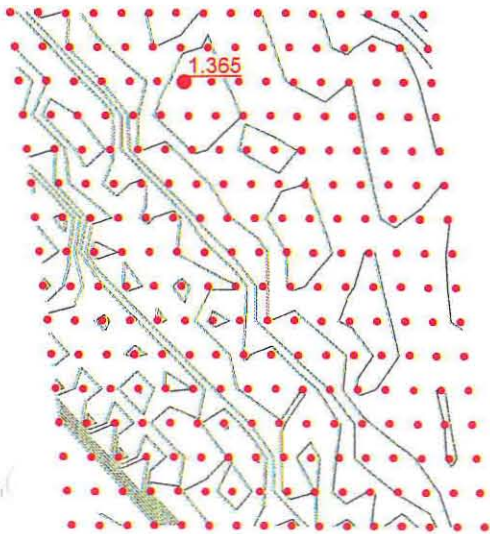
Análisis de la coronación del desmante



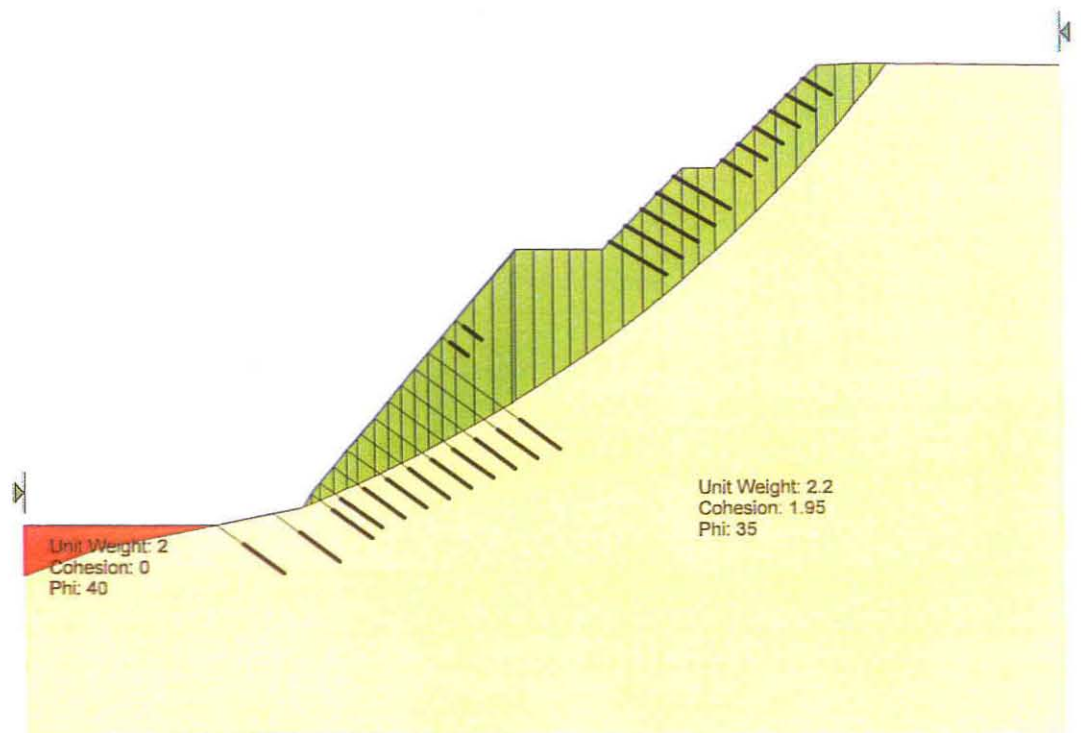


Excavación completa de la cimentación

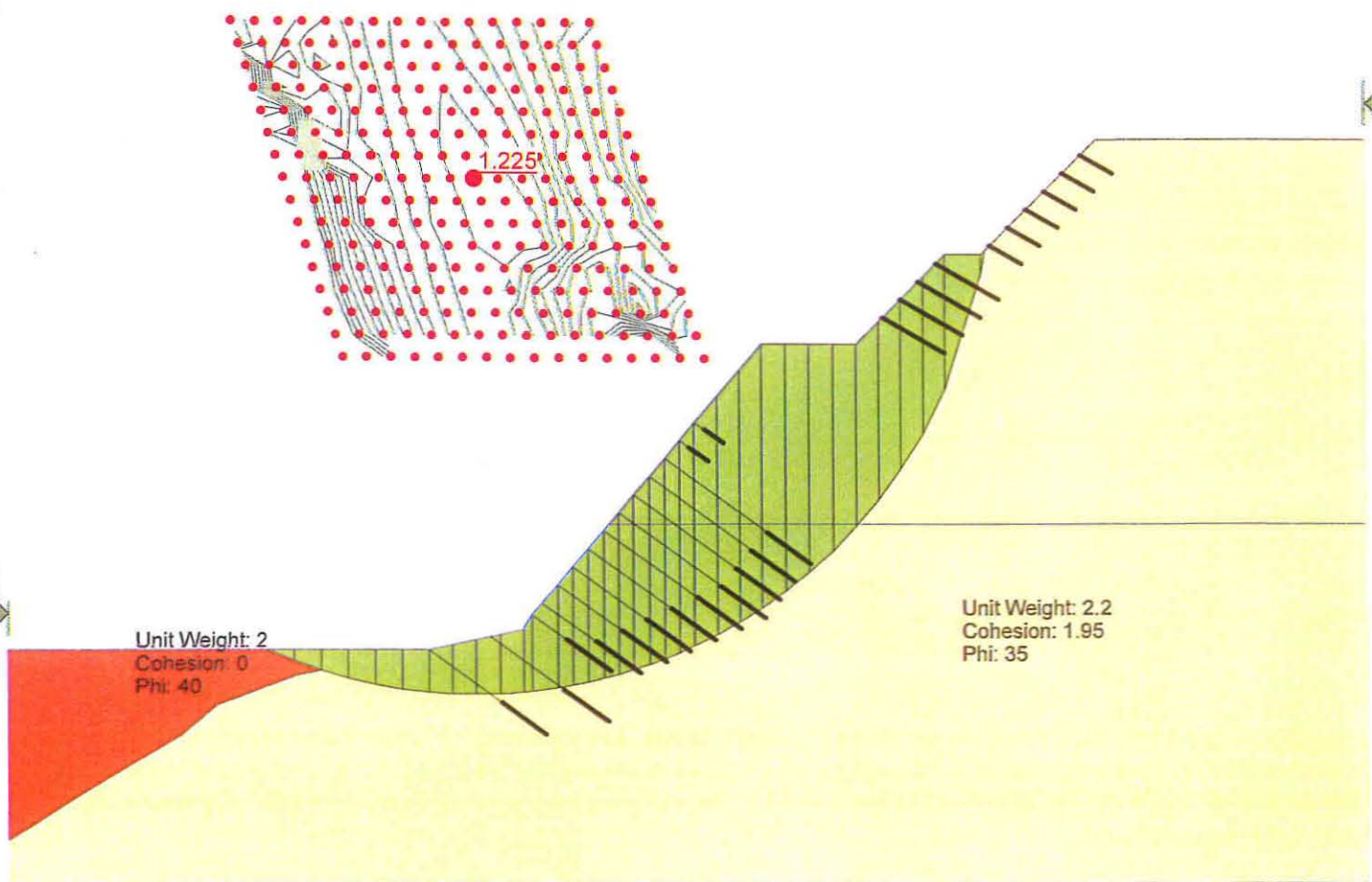




Presa construida y embalse vacío

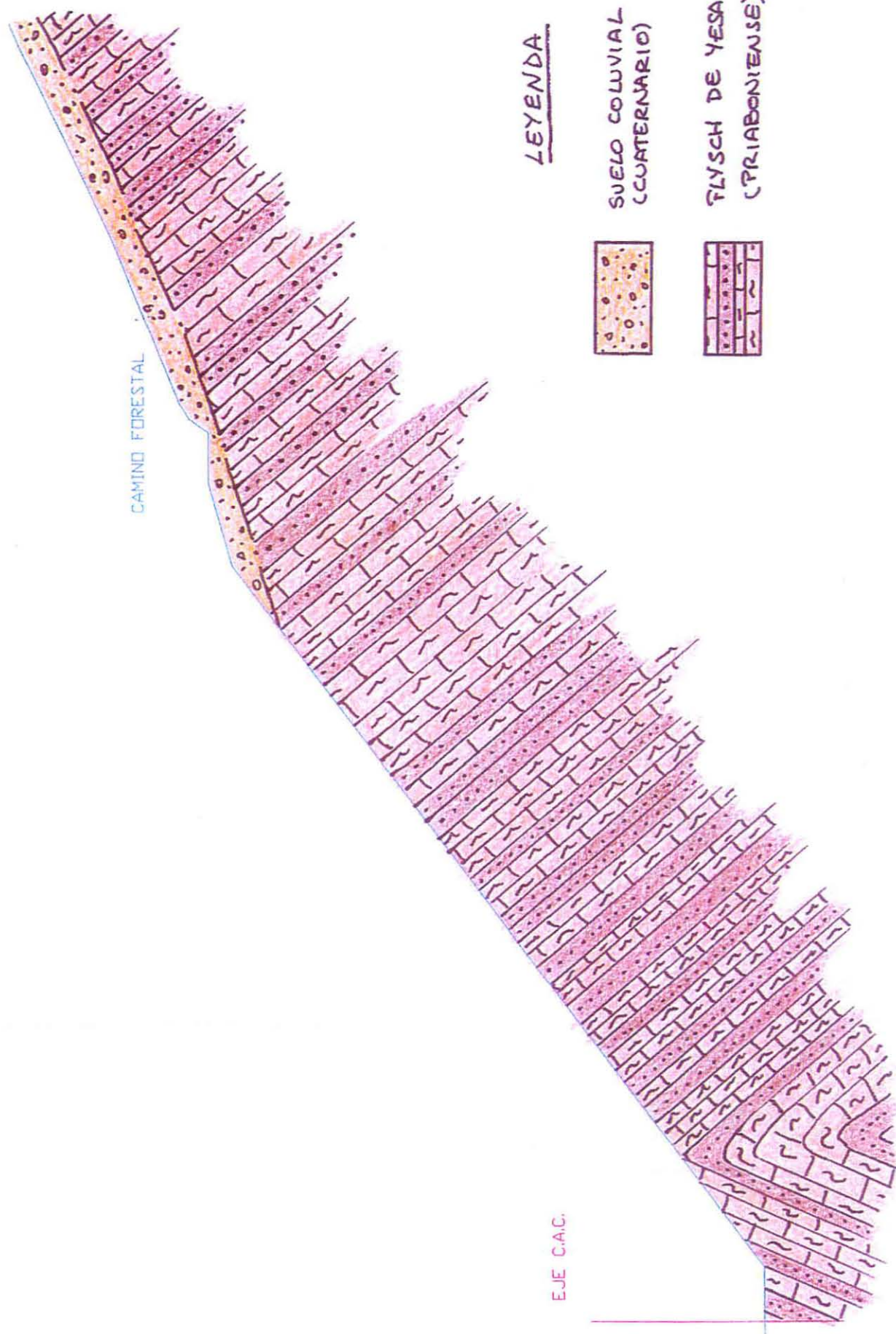


Desembalse rápido



APÉNDICE 1: Corte interpretado

570,00
565,00
560,00
555,00
550,00
545,00
540,00
535,00
530,00
525,00
520,00
515,00
510,00
505,00
500,00
495,00
490,00
485,00



LEYENDA



SUELO COLUVIAL
(CUATERNARIO)



PLYSCH DE YESA
(PRIABONITENSE)

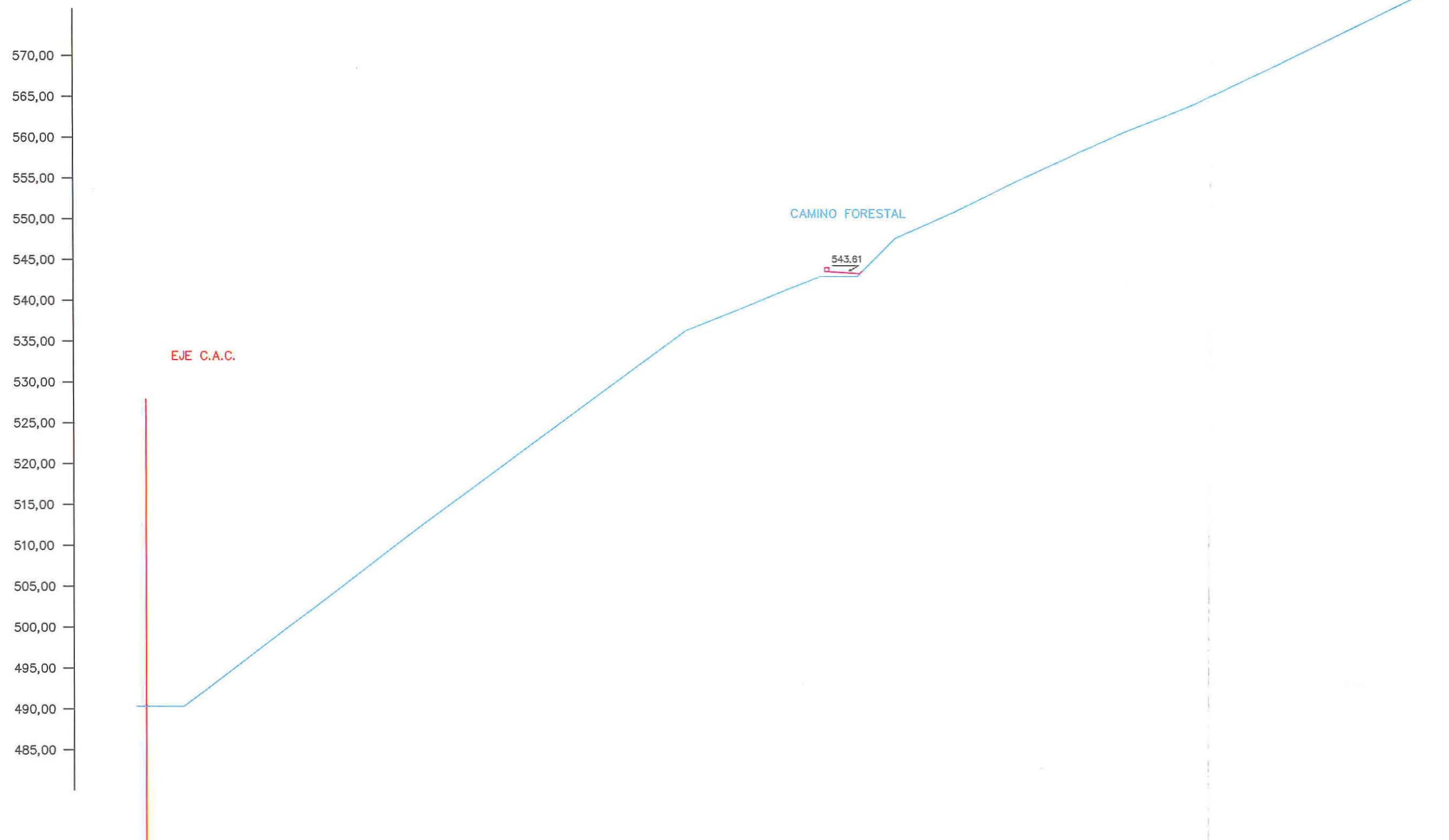
EJE C.A.C.

CAMINO FORESTAL

P.K.= 1160,00

E=1/500

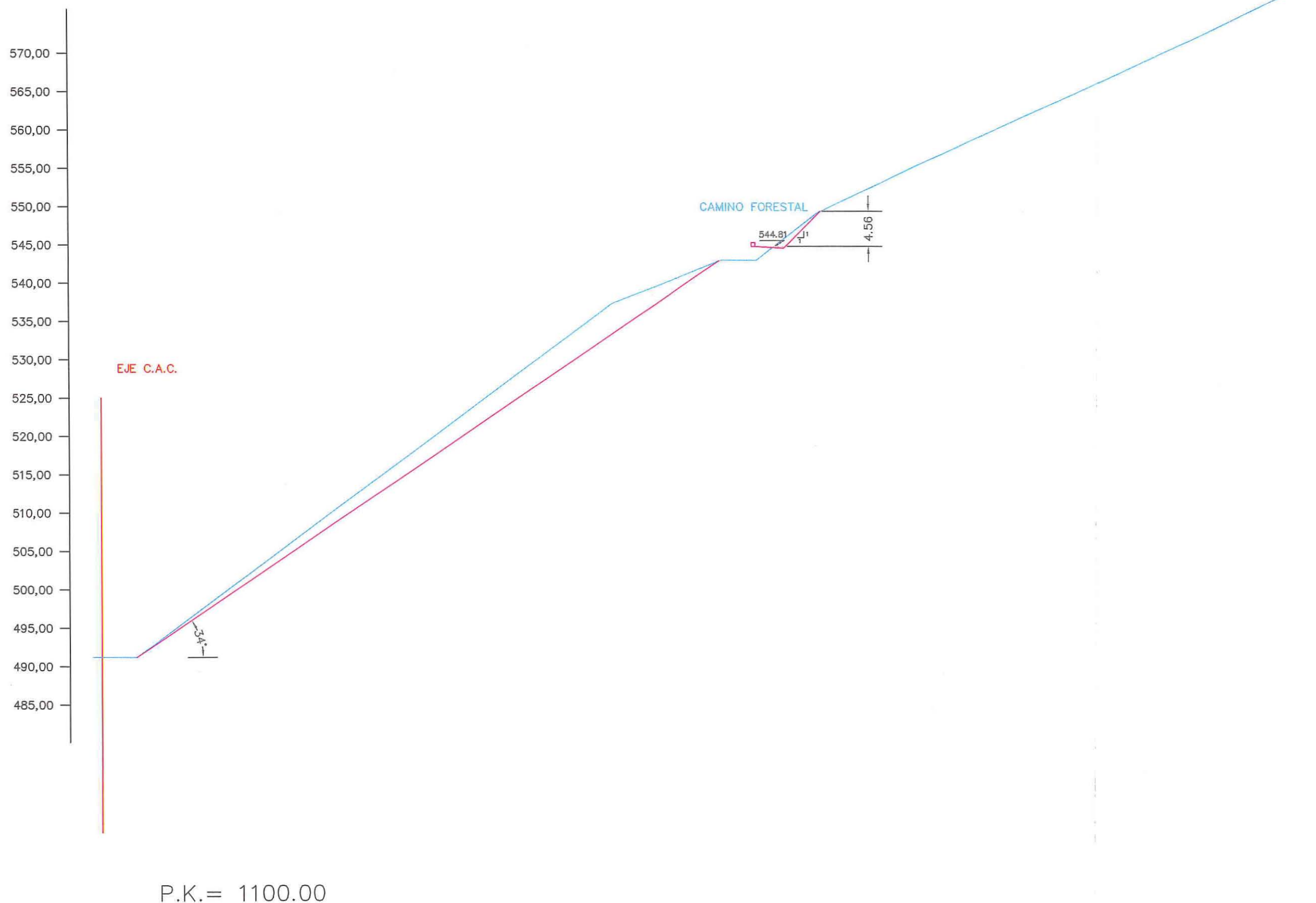
APÉNDICE 2: Solución propuesta



P.K.= 1090.00

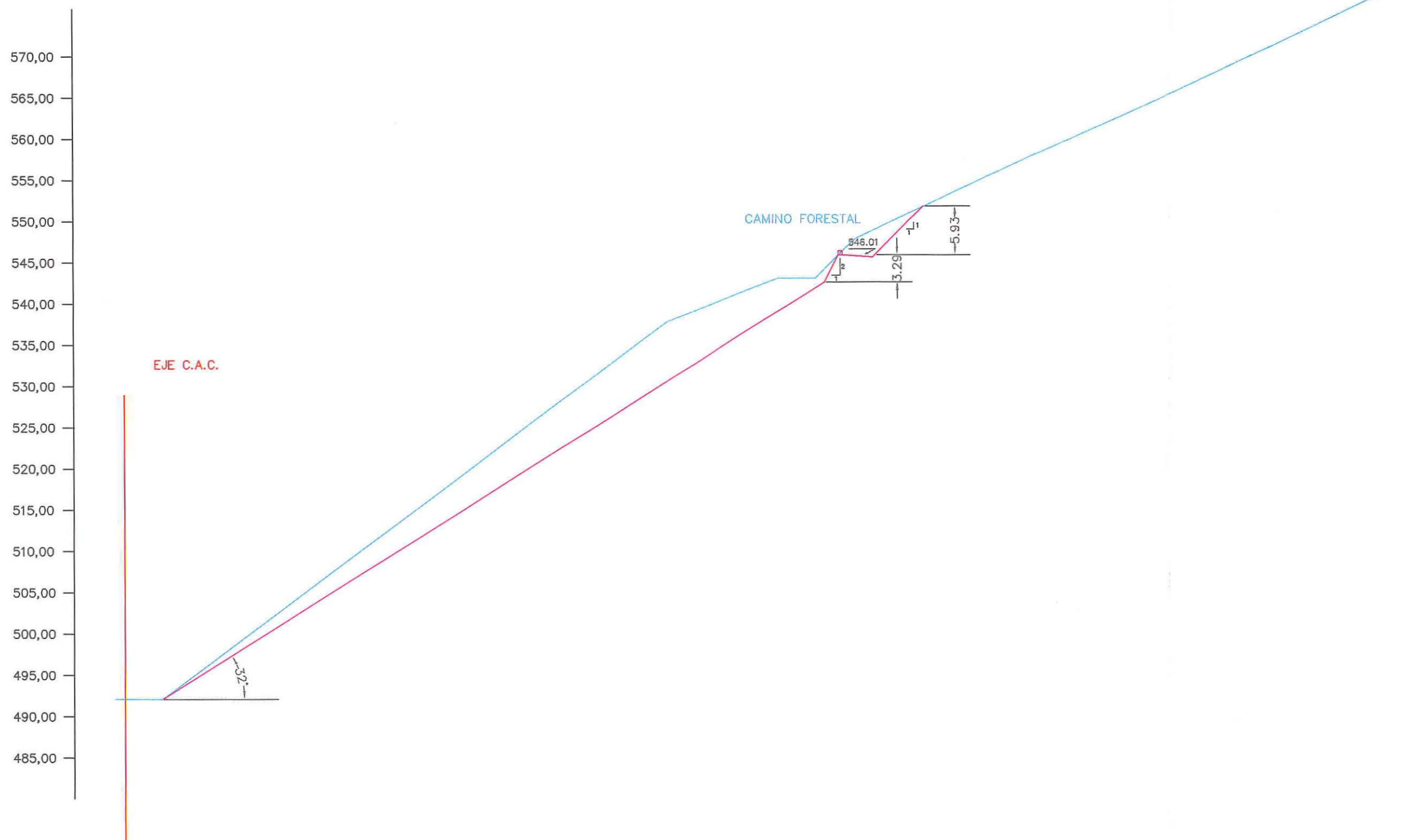
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD	CONSULTORIA Y ASISTENCIA PARA EL CONTROL Y VIGILANCIA DE LAS OBRAS DEL RECRECIMIENTO DE LA PRESA DE YESA SOBRE EL RIO ARAGON - T.M. YESA (NAVARRA) CLAVE: 09.123.126/0611	<div>EMPRESAS CONSULTORAS EN U.T.E.</div> <div> </div>	<div>ESCALAS</div> <div>EY: 1/500</div> <div>EH: 1/500</div>	<div>DESIGNACION</div> <div>CAMINO DE ACCESO A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA. RETALUZADO Y REPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.</div>	<div>FECHA</div> <div>05 2007</div>	<div>Nº</div> <div>01</div>
	DIRECCION GENERAL DEL AGUA						
	CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO Q 5017001 H						

Hoja de



MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD	CONSULTORIA Y ASISTENCIA PARA EL CONTROL Y VIGILANCIA DE LAS OBRAS DEL RECRECIMIENTO DE LA PRESA DE YESA SOBRE EL RIO ARAGON - T.M. YESA (NAVARRA) CLAVE: 09.123.126/0511	EMPRESAS CONSULTORAS EN U.T.E.   	ESCALAS EV: 1/500 EH: 1/500	DESIGNACION CAMINO DE ACCESO A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA. RETALUZADO Y REPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.	FECHA 05 2007	N° 02
	DIRECCION GENERAL DEL AGUA CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO Q 5017001 H						

Hoja de



MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE

SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO
Y LA BIODIVERSIDAD
DIRECCION GENERAL DEL AGUA
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO
Q 5017001 H

CONSULTORIA Y ASISTENCIA PARA EL CONTROL Y VIGILANCIA
DE LAS OBRAS DEL RECRECIMIENTO DE LA PRESA DE YESA
SOBRE EL RIO ARAGON - T.M. YESA (NAVARRA)
CLAVE: 09.123.128/0611

EMPRESAS CONSULTORAS EN U.T.E.



ESCALAS

EV: 1/500
EH: 1/500

DESIGNACION

CAMINO DE ACCESO A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA.
RETALUZADO Y REPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.

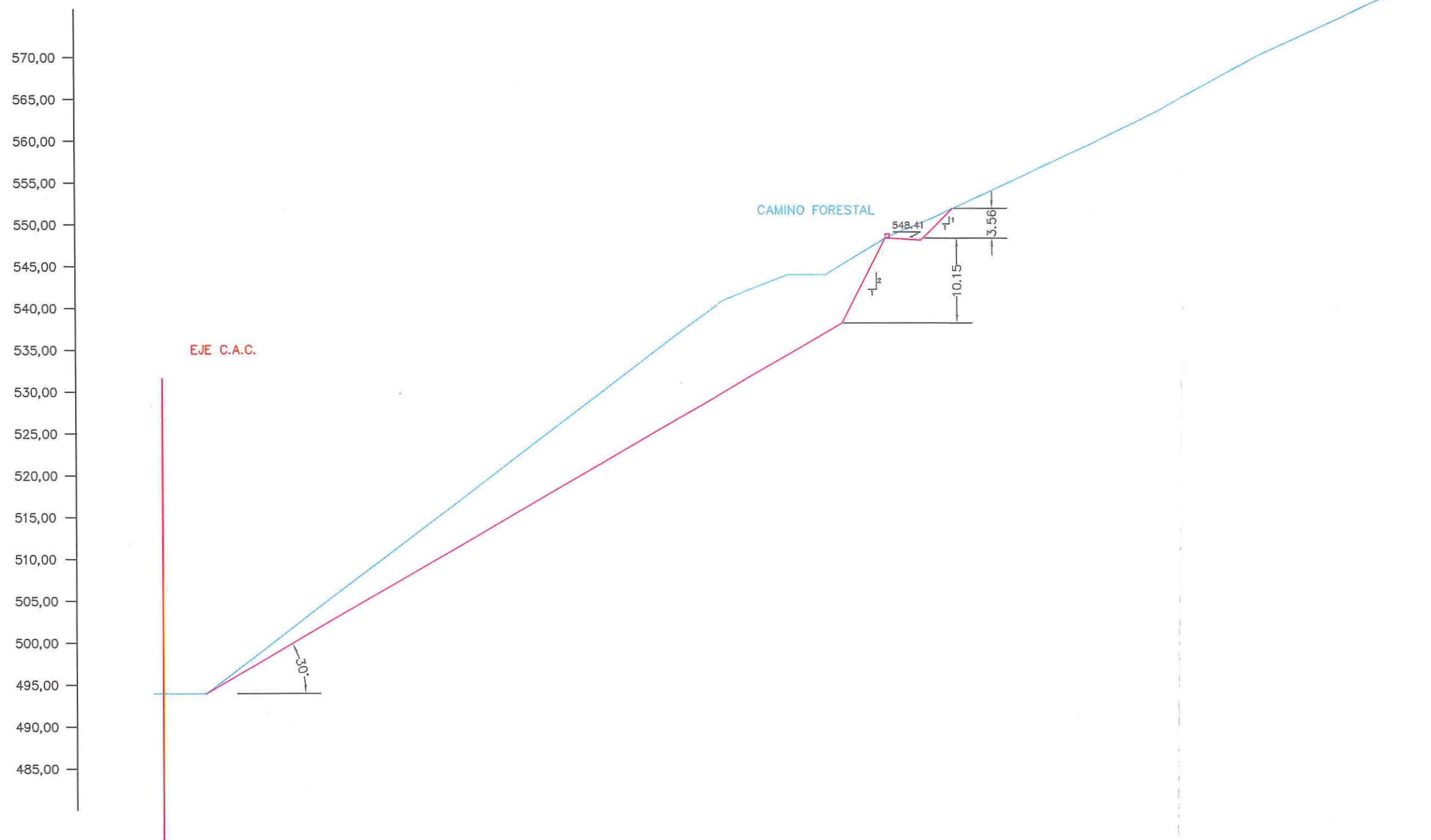
FECHA

05
2007

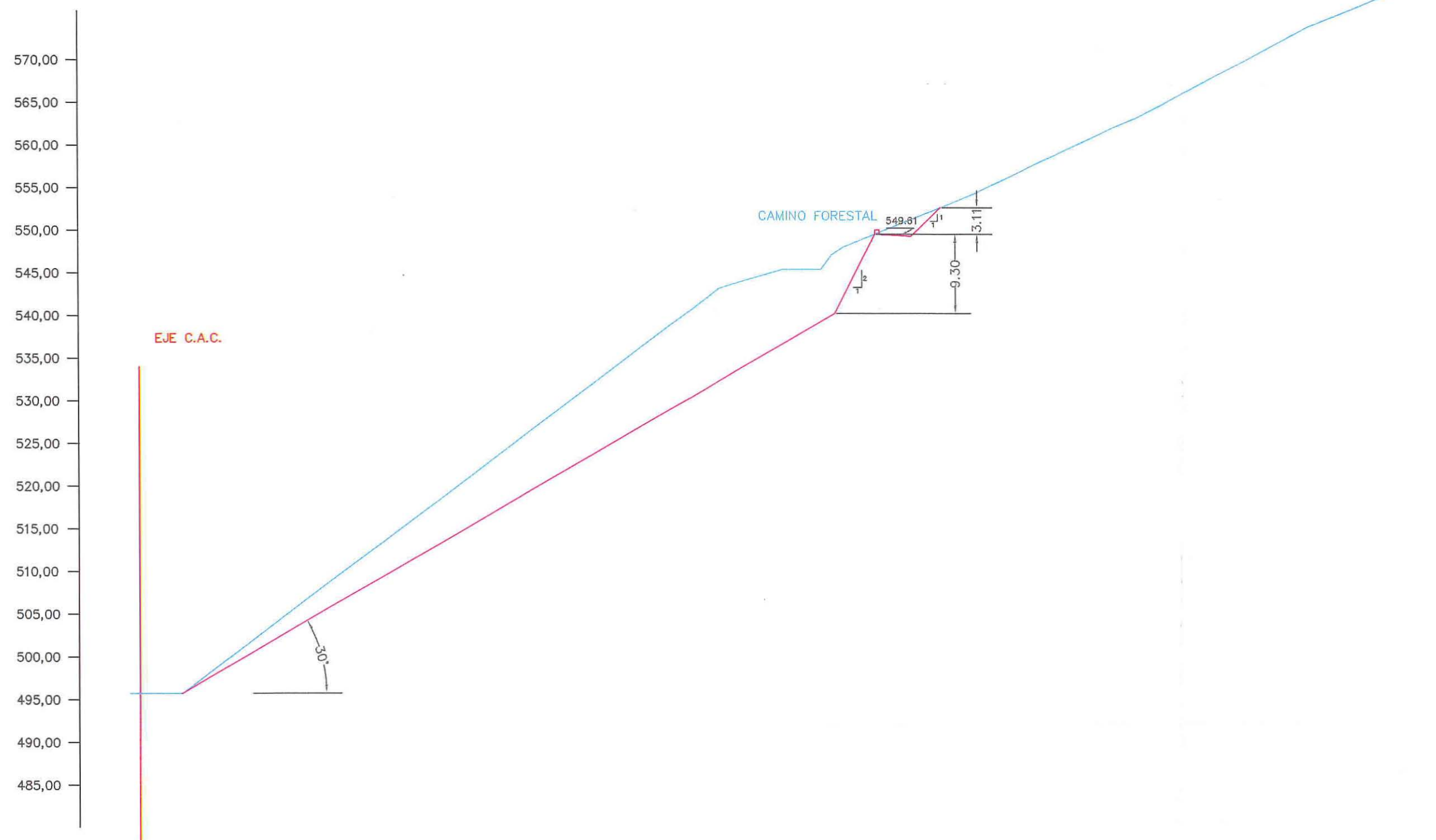
Nº

03

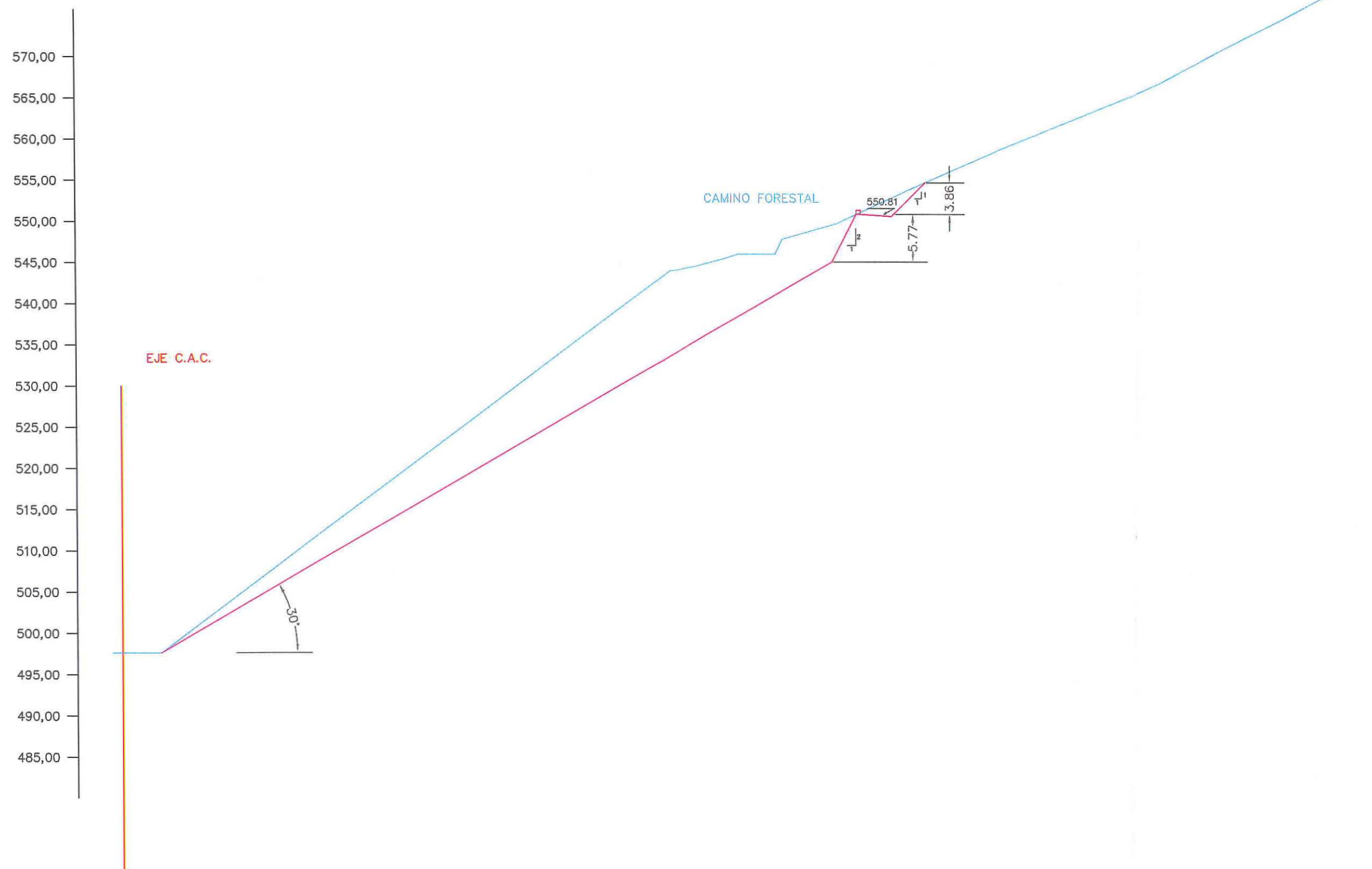
Hoja de



P.K. = 1140.00



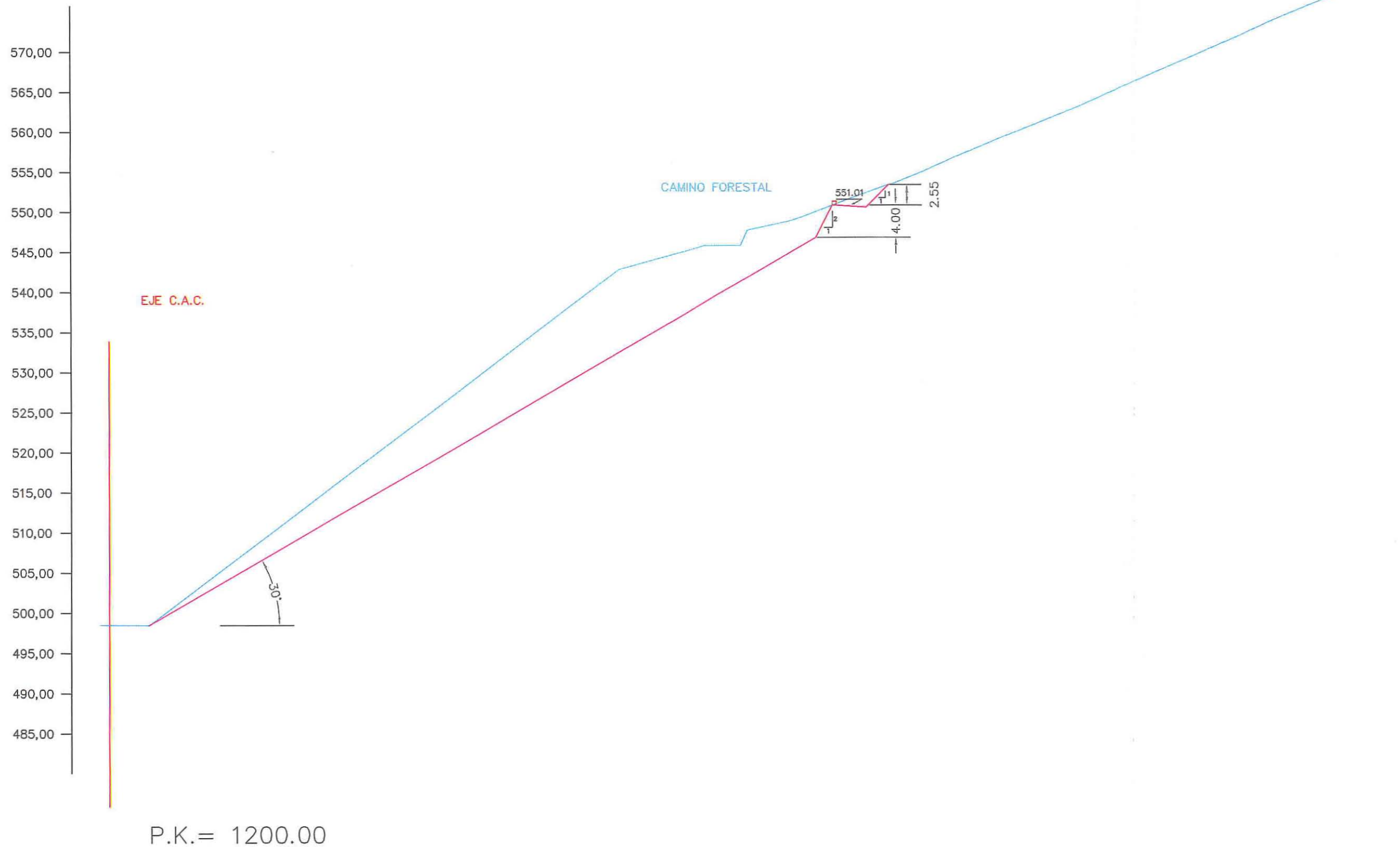
P.K.= 1160.00



P.K.= 1180.00

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD	CONSULTORIA Y ASISTENCIA PARA EL CONTROL Y VIGILANCIA DE LAS OBRAS DEL RECRECIMIENTO DE LA PRESA DE YESA SOBRE EL RIO ARAGON - T.M. YESA (NAVARRA) CLAVE: 09.123.126/0611	EMPRESAS CONSULTORAS EN U.T.E.   	ESCALAS EV: 1/500 EH: 1/500	DESIGNACION CAMINO DE ACCESO A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA. RETALUZADO Y REPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.	FECHA 05 2007	Nº 08
	DIRECCION GENERAL DEL AGUA						
	CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO Q 5017001 H						

Hoja de



570,00
565,00
560,00
555,00
550,00
545,00
540,00
535,00
530,00
525,00
520,00
515,00
510,00
505,00
500,00
495,00
490,00
485,00

EJE C.A.C.

30°

P.K.= 1210.0

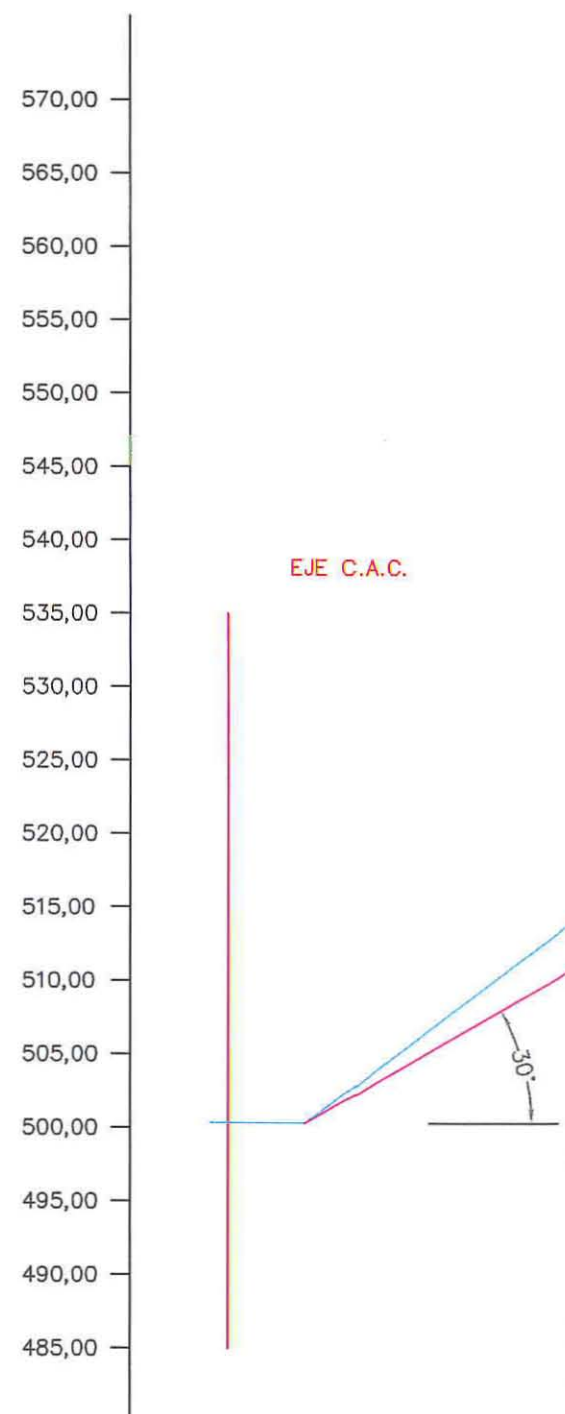
MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE

SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO
Y LA BIODIVERSIDAD
DIRECCION GENERAL DEL AGUA
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO
Q 5017001 H

A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA.
DEPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.

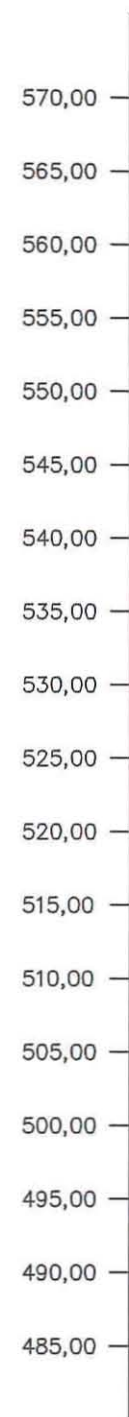
FECHA
05
2007

Nº
10
Hoja de

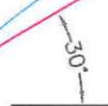


P.K.= 1220.00

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD	A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA. EPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.	FECHA 05 2007	N° 11
	DIRECCION GENERAL DEL AGUA			
	CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO Q 5017001 H			
			Hoja	do



EJE C.A.C.



P.K.= 1240.00

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE

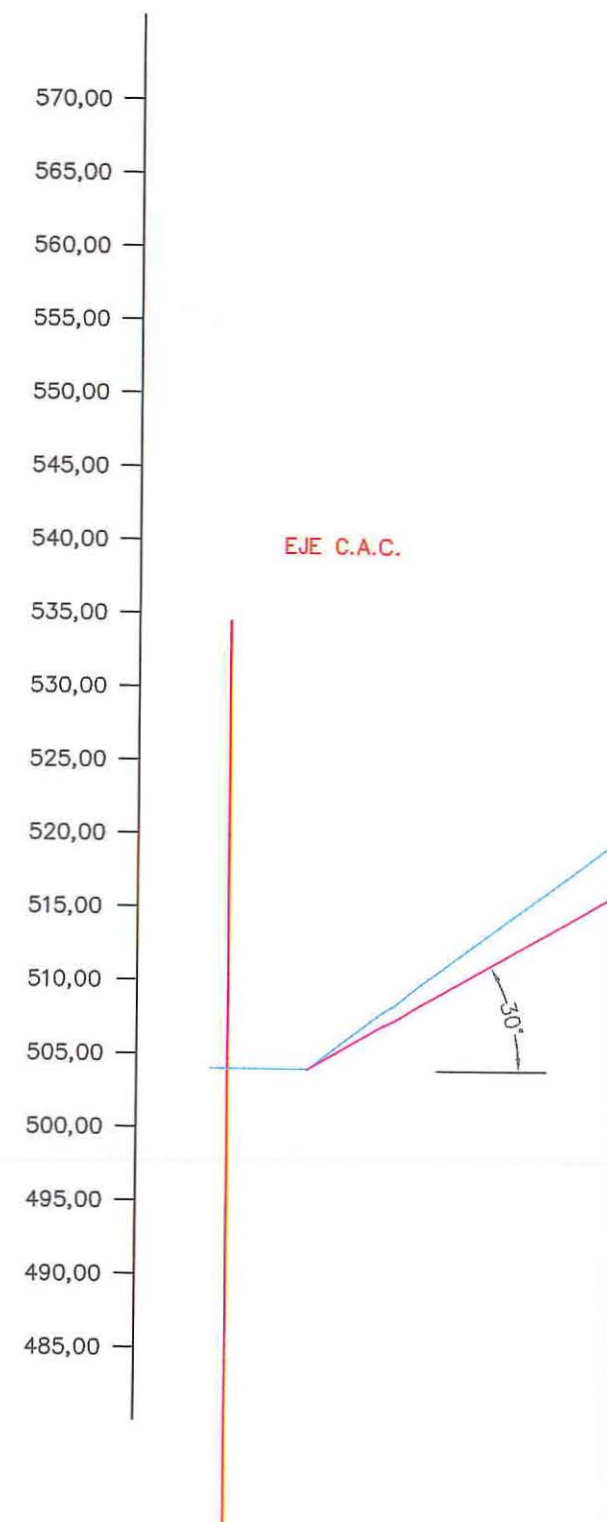
SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO
Y LA BIODIVERSIDAD
DIRECCION GENERAL DEL AGUA
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO
Q 5017001 H

A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA.
POSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.

FECHA
05
2007

Nº
12

Hoja de



P.K.= 1260.00

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE

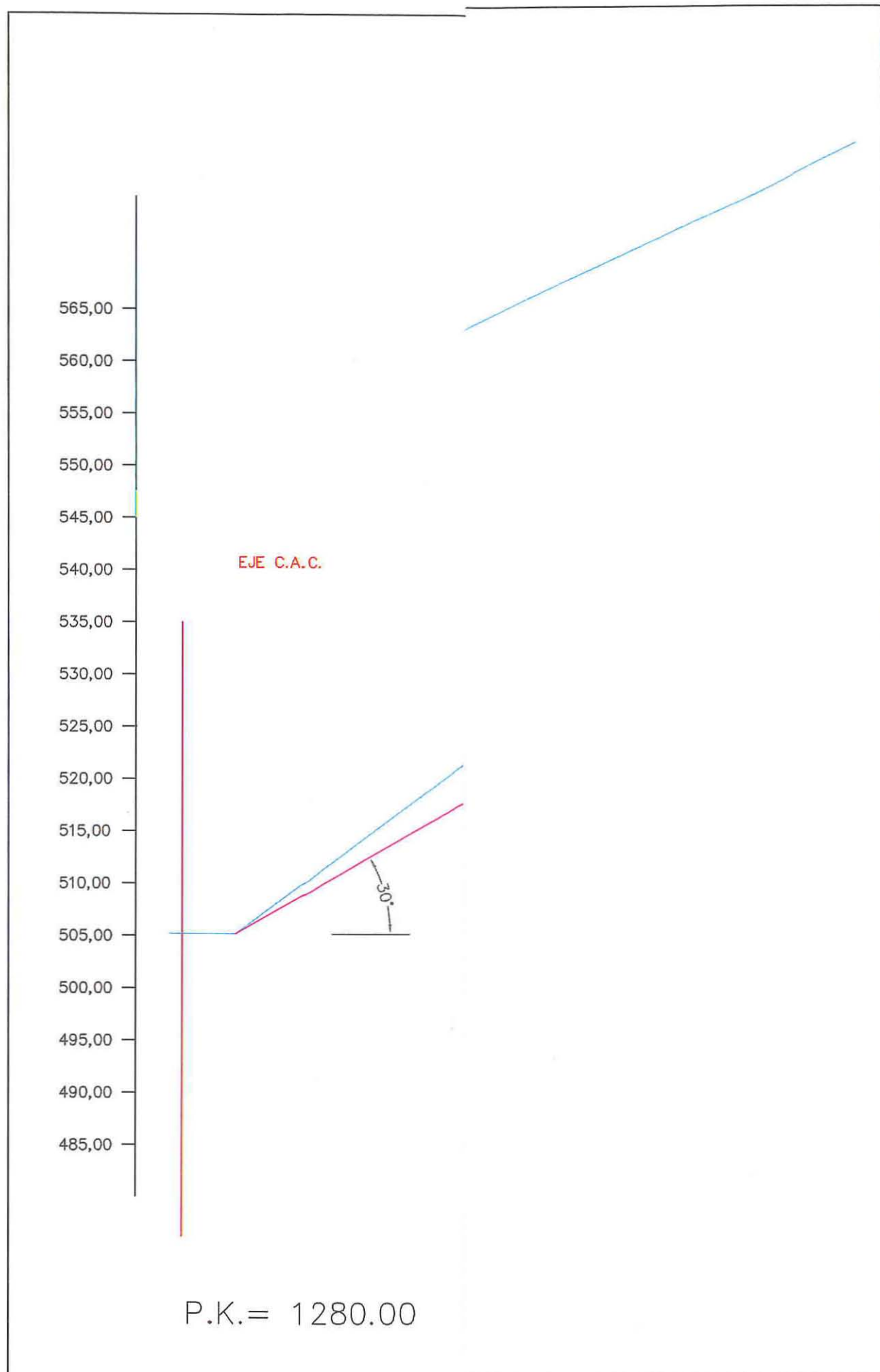
SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO
Y LA BIODIVERSIDAD
DIRECCION GENERAL DEL AGUA
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO
Q 5017001 H

A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA.
EPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.

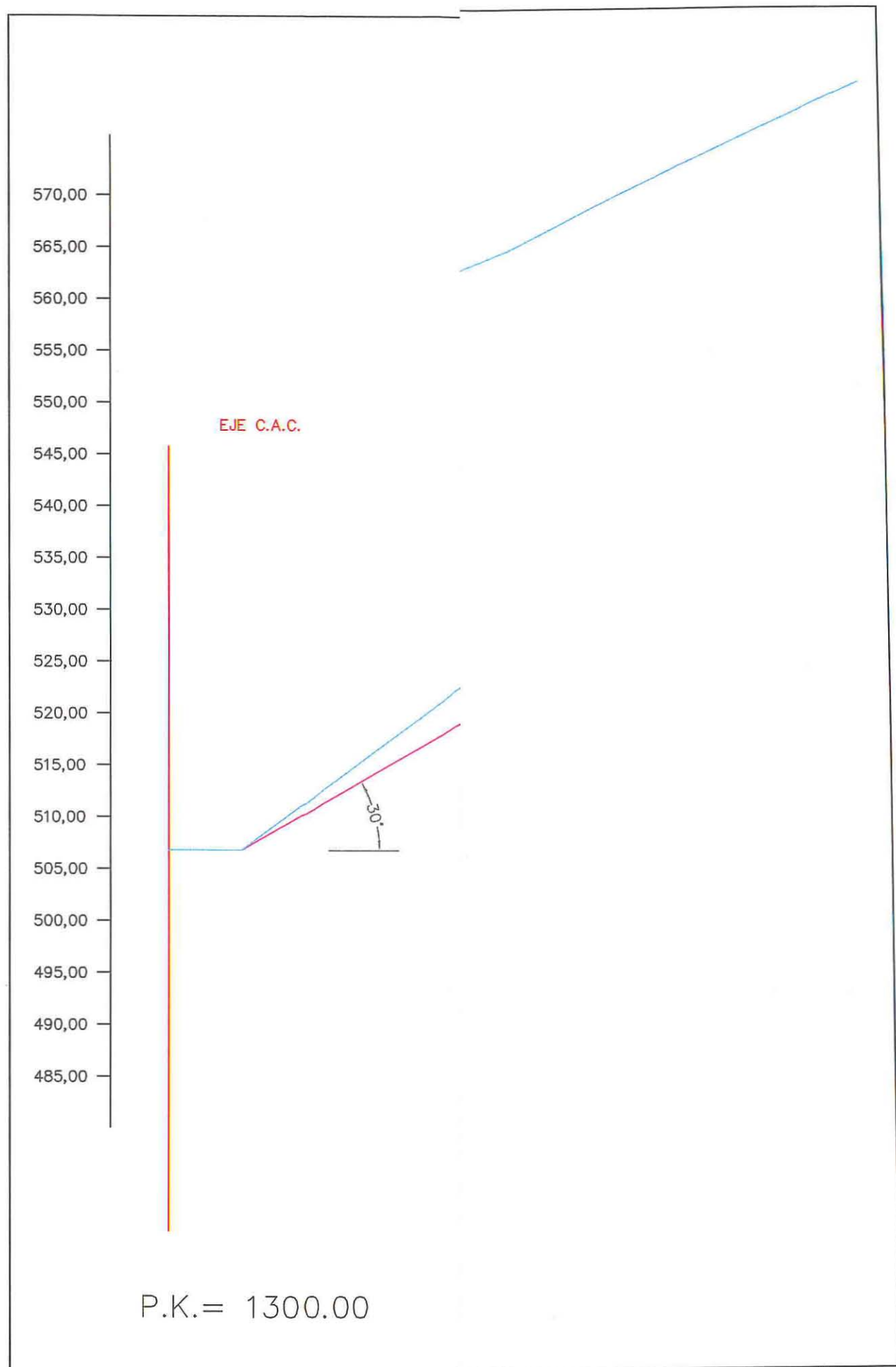
FECHA
05
2007

Nº
13

Hoja de

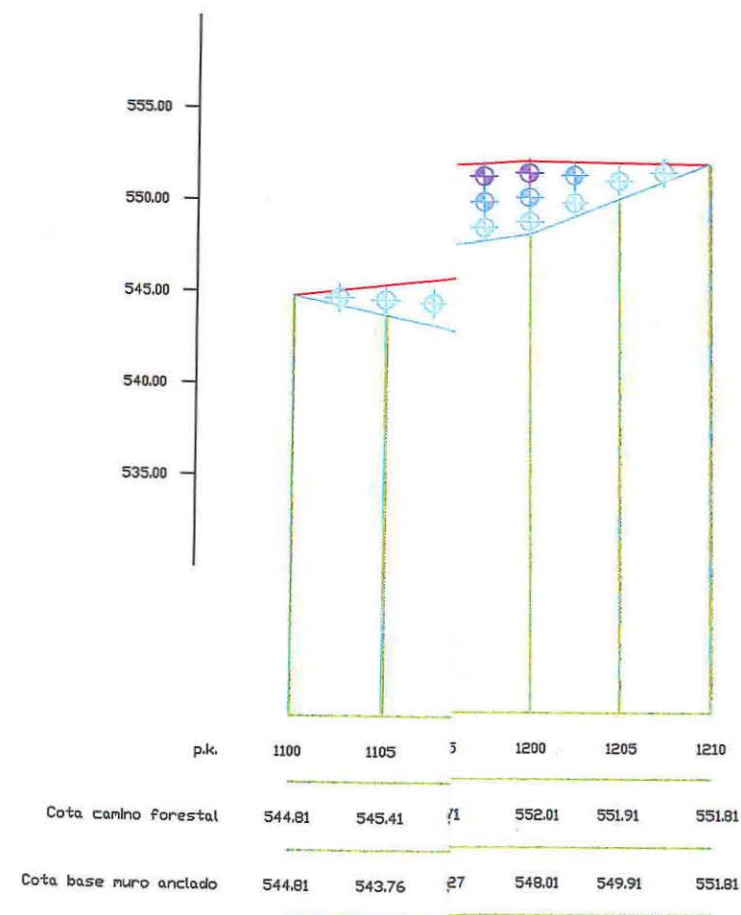


MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD	A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA.	FECHA 05 2007	Nº 14
	DIRECCION GENERAL DEL AGUA	EPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.		
	CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO Q 5017001 H			
		Hoja de		







MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD	A CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA. DEPOSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.	FECHA 05 2007	N° 15
	DIRECCION GENERAL DEL AGUA			
	CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO Q 5017001 H			

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE		SECRETARIA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD	CORONACIÓN MARGEN IZQUIERDA. POSICIÓN DE CAMINO FORESTAL.	FECHA	Nº
		DIRECCION GENERAL DEL AGUA		05	16
		CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL EBRO Q 5017001 H		2007	Hoja de



LEYENDA:

-  Bulón tipo GEWI 32mm tesados horizontal.
-  Bulón tipo GEWI 32mm tesados al muro anclado.
-  Bulón tipo GEWI 32mm tesados orniano cada 15 m² de inclinación.
-  Bulón tipo GEWI 32mm tesados

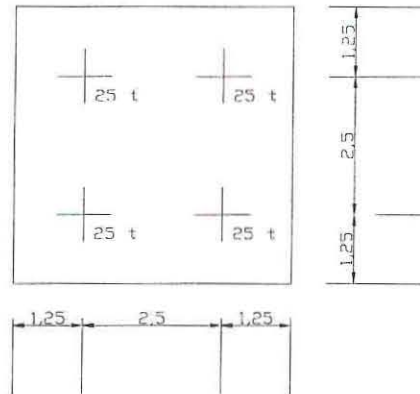
APÉNDICE 3: Cálculos muro anclado

ÍNDICE

1. MURO ANCLADO	2
2. MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADOPTADOS	2
3. CÁLCULO DE BATACHE CON 4 BULONES	2
3.1 ACCIÓN DE CÁLCULO	2
3.2 FLEXIÓN	2
3.2.1 Horizontal	2
3.2.2 Vertical	3
3.2.3 Cuantías mínimas	3
3.3 CORTANTE	3
3.3.1 Horizontal	3
3.3.2 Vertical	3
3.4 PUNZONAMIENTO	4
3.5 CÁLCULO DEL REFUERZO EN ANCLAJES.	4

1. MURO ANCLADO

El batache tipo se puede apreciar en la siguiente figura:



2. MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADOPTADOS

Hormigones (Resistencia a 28 días): En función del tipo de ambiente propuesto en la EHE, ART. 8.2.3, se deciden adoptar los siguientes tipos de hormigón:

	Tipo Ambiente	Acero pasivo	Hormigón
Muro	Ila	B500S	HA-25/P/20/Ila

Los coeficientes de seguridad empleados para el material son de 1,50 para el hormigón, 1,10 para el acero activo, y 1,15 para el acero pasivo.

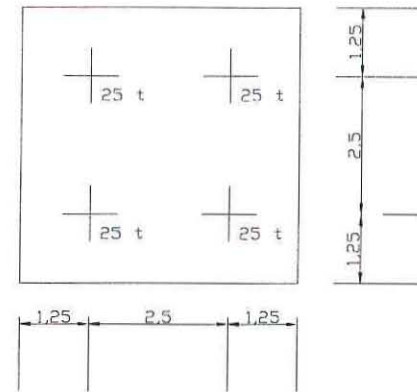
Anclajes: los anclajes son barras corrugadas pretensadas de las siguientes características:

- Anclaje de 25 t: 4 bulones Gewi ϕ 32 mm (disposición en plano)
- Fuerza de tesado = 25 t
- Placas de anclaje: 0,12 x 0,12 m

3. CÁLCULO DE BATACHE CON 4 BULONES

3.1 ACCIÓN DE CÁLCULO

Se realiza el cálculo del batache tipo del muro. La acción de cálculo, por anclaje, es:



- $1,5 \times \text{Tensión de tesado} = 1,5 \times 25 \text{ t} = 37,5 \text{ t}$

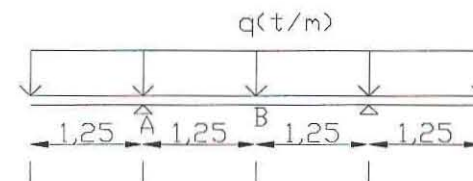
Se supone que cada batache esta sometido a una presión uniforme en toda su superficie de:

$$q = \frac{37,5 \cdot 4}{5 \cdot 5} = 6,0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

3.2 FLEXIÓN

3.2.1 Horizontal

El modelo de cálculo por metro de batache es el siguiente:



Se obtienen los siguientes momentos de cálculo:

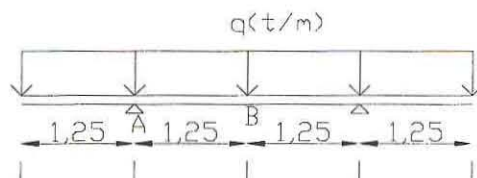
- $M_A = -11,72 \text{ m}\cdot\text{t/m}$
- $M_B = 8,78 \text{ m}\cdot\text{t/m}$

que dan lugar a la siguiente cuantía de armadura, calculada por el método del momento tope, propuesto en la EHE:

$$\begin{aligned} h &= 0,4 \text{ m} \\ b &= 1,0 \text{ m} \\ M_d &= -11,72 \text{ m}\cdot\text{t/m} \Rightarrow A_s = 7,74 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

3.2.2 Vertical

El modelo de cálculo por metro de batache es el siguiente:



Se obtienen los siguientes momentos de cálculo:

- $M_A = -11,72 \text{ m}\cdot\text{t/m}$
- $M_B = 8,78 \text{ m}\cdot\text{t/m}$

que da lugar a la siguiente cuantía de armadura, calculada por el método del momento tope, propuesto en la EHE::

$$\begin{aligned} h &= 0,4 \text{ m} \\ b &= 1,0 \text{ m} \\ M_d &= -11,72 \text{ m}\cdot\text{t/m} \Rightarrow A_s = 7,74 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

3.2.3 Cuantías mínimas

Las cuantías mínimas de armadura según la Instrucción EHE son:

- Mecánica: $0,04 \cdot 0,40 \cdot 1 \cdot 10^4 \cdot (2500/1,5) / (51000/1,15) = 6,01 \text{ cm}^2$
- Geométricas:
 - Horizontal: $3,2 \cdot 10^{-3} \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^4 = 12,8 \text{ cm}^2/\text{m} = 6,4 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{cara}$
 - Vertical: $0,9 \cdot 10^{-3} \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^4 = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (cara de tracción)}$

3.3 CORTANTE

3.3.1 Horizontal

El modelo de cálculo por metro de batache es el mismo que para el cálculo a flexión. El cortante de cálculo a un canto útil ($d = 0,35 \text{ m}$) del apoyo (del borde de chapa) es $V_d = 13,5 \text{ t/m}$

El cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma en la sección será:

$$V_{u1} = K \cdot 0,60 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot 0,5 = \frac{1}{2} \cdot 0,60 \cdot (2500/0,1,5) \cdot 0,35 \cdot 1,0 = 175 \text{ t} > V_d$$

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma es:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Contribución del Hormigón

La contribución del hormigón en la resistencia a cortante es:

$$V_{cu} = \left[0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \cdot \sigma_c \right] \cdot b \cdot d$$

Considerando:

- La contribución del axil es nula
- La cuantía de armadura longitudinal: $\rho_l = \frac{10,05}{100 \cdot 35} = 2,87 \cdot 10^{-3}$

resulta una contribución de $V_{cu} = 14,52 \text{ t/m} > V_d = 13,5 \text{ t/m} \Rightarrow$ No hacen falta armaduras de cortante.

3.3.2 Vertical

El modelo de cálculo por metro de batache es el mismo que para el cálculo a flexión. El cortante de cálculo a un canto útil ($d = 0,35 \text{ m}$) del apoyo (del borde de chapa) es $V_d = 13,5 \text{ t/m}$

El cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma en la sección será:

$$V_{u1} = K \cdot 0,60 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot 0,5 = \frac{1}{2} \cdot 0,60 \cdot (2500/0,1,5) \cdot 0,35 \cdot 1,0 = 175 \text{ t} > V_d$$

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma es:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Contribución del Hormigón

La contribución del hormigón en la resistencia a cortante es:

$$V_{cu} = \left[0,12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \cdot \sigma_c \right] \cdot b \cdot d$$

Considerando:

- La contribución del axil es nula
- La cuantía de armadura longitudinal: $\rho_l = \frac{10,05}{100 \cdot 35} = 2,87 \cdot 10^{-3}$

resulta una contribución de $V_{cu} = 14,52 \text{ t/m} > V_d = 13,5 \text{ t/m} \Rightarrow$ No hacen falta armaduras de cortante.

3.4 PUNZONAMIENTO

El cálculo a punzonamiento se realiza siguiendo el artículo nº 46 de la instrucción EHE.

Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico (u):

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u \cdot d} = \frac{37,37}{6,08 \cdot 0,35} = 17,56 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

siendo:

- $F_{sd,ef}$ = Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo.
- u = perímetro crítico
- a = lado de la placa de anclaje = 0,12 m
- d = canto útil = 0,35 m

Tensión máxima resistente en el perímetro crítico (u):

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,406 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 40,6 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

siendo:

- $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,76$
- $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = \sqrt{\frac{10,05}{100 \cdot 35} \cdot \frac{10,05}{100 \cdot 35}} = 2,87 \cdot 10^{-3}$
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Por tanto se tiene $\tau_{rd} = 40,6 \text{ t/m}^2 > \tau_{sd} = 17,56 \text{ t/m}^2$

No se precisa armadura de punzonamiento.

Comprobación de la resistencia máxima.

Se ha de cumplir:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{tcd} = 0,30 \cdot f_{cd}$$

donde u_0 es el perímetro de comprobación, es decir, el perímetro de la placa de anclaje.

$$\frac{37,37}{4 \cdot 0,12 \cdot 0,35} = 222,44 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \leq 0,30 \cdot \frac{2500}{1,5} = 500 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Cumple}$$

3.5 CÁLCULO DEL REFUERZO EN ANCLAJES.

La cuantía de armadura de refuerzo por anclaje es:

$$A_{s,max} = \frac{0,25 \cdot N_d}{F_{y,d}} = \frac{0,25 \cdot 37,37}{4,0} = 2,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{anclaje}}$$

Se ha supuesto que la carga se reparte en una superficie igual a la placa de anclaje.