

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE PERNOS ANCLADOS ACTIVOS Y  
PASIVOS PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUDES DE CORTE EN  
ZONAS URBANAS**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**CHRISTOPHER RAÚL LAYME SALAS**

**Lima- Perú**

**2013**

	Pág.
RESUMEN .....	4
LISTA DE TABLAS.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS.....	9
INTRODUCCIÓN.....	10
CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN GENERAL DE METODOLOGÍAS EXISTENTES PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUDES.....	11
1.1    GENERALIDADES .....	11
1.1.1    Talud .....	11
1.1.2    Partes de un talud .....	11
1.2    ESTABILIDAD DE TALUDES .....	12
1.3    CAUSAS DE INESTABILIDAD EN TALUDES .....	13
1.3.1    Geología y tectónica .....	13
1.3.2    Geometría .....	14
1.3.3    Sobrecargas puntuales en la corona del talud y fricción intergranular .....	15
1.3.4    Cambios en el contenido de agua del suelo y pluviosidad .....	15
1.3.5    Cambios en las condiciones de circulación de aguas profundas .....	16
1.3.6    Meteorización y erosión .....	16
1.3.7    Escenarios sísmicos, voladuras, vibraciones y licuefacción .....	17
1.4    TIPOS DE FALLAS DEL TALUD .....	18
1.4.1    Desprendimientos .....	20
1.4.2    Derrumbes .....	21
1.4.3    Avalanchas .....	24
1.4.4    Flujo de escombros .....	24
1.4.5    Reptación .....	25
1.5    MÉTODOS PARA ESTABILIZAR TALUDES .....	26
1.5.1    cambio de la geometría .....	27
1.5.2    drenaje .....	28
1.5.3    soluciones estructurales .....	29

<b>CAPÍTULO II: SISTEMA DE SOSTENIMIENTO DE TALUDADES CON PERNOS ANCLADOS</b> .....	33
2.1    DEFINICIÓN .....	33
2.2    PARTES DE UN PERNO DE ANCLAJE .....	36
2.3    TIPOS DE PERNOS DE ANCLAJES .....	37
2.4    VENTAJAS .....	38
2.5    PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO .....	39
<b>CAPÍTULO III: APLICACIÓN DEL SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO DE PERNOS ANCLADOS EN EL PROYECTO VÍA EXPRESA LÍNEA AMARILLA (KM 17+420 – KM 17+620)</b> .....	41
3.1    DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO LÍNEA AMARILLA – KM 17+420-17+620.....	41
3.2    DATOS DE PARTIDA.....	42
3.3    PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	43
3.4    CÁLCULOS .....	44
3.4.1    Sección tipo 1 (p.k. 17+440) .....	47
3.4.2    Sección tipo 2 (p.k. 17+470) .....	50
3.4.3    Sección tipo 3 (p.k. 17+470) sin puente.....	52
3.4.4    Sección tipo 4 (p.k. 17+570) .....	54
3.4.5    Sección tipo 5 (p.k. 17+570) sin puente.....	56
3.5    ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	57
<b>CAPÍTULO IV: PROPUESTA PARA MEJORAS EN LA UTILIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO CON PERNOS ANCLADOS</b> .....	58
4.1    RECONOCIMIENTO DE LOS PROBLEMAS.....	58
4.1.1    Cronograma.....	59
4.1.2    Método constructivo.....	59
4.1.3    Línea base .....	59
4.1.4    Consideraciones de diseño .....	59
4.1.5    Consideraciones ante eventualidades de fuerza mayor .....	59
4.2    CONSIDERACIONES A TOMAR EN EL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS EN ZONAS URBANAS .....	61
4.2.1    Metodología constructiva.....	61
4.2.2    Sistema de monitoreo y control.....	61

4.2.3	Consideración de siniestros .....	61
4.2.4	Análisis tenso-deformacional .....	63
4.2.5	Resumen de la propuesta .....	71
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....		75
5.1	CONCLUSIONES .....	75
5.2	RECOMENDACIONES .....	76
BIBLIOGRAFÍA.....		77
ANEXOS .....		78

## RESUMEN

El presente informe documenta las metodologías existentes para el sostenimiento de taludes de corte empleados en el Perú; del mismo modo documenta la utilización de pernos anclados para el sostenimiento de taludes en zonas urbanas. La aplicación de esta metodología se ha efectuado en las obras provisionales del proyecto Vía Expresa Línea Amarilla entre las progresivas Km 17+420 al Km 17+620.

El objetivo principal es realizar una descripción técnica, encontrando las ventajas y desventajas entre los sistemas de anclajes activos y pasivos para sostenimiento de taludes en una zona urbana, generando de esta manera una recopilación de información que reemplace la falta de experiencias reportadas en esta zona.

Al final del Informe en los capítulos IV y V, se proponen las mejoras y los criterios para tener en cuenta en un futuro empleo de los pernos anclados para el sostenimiento de taludes.

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla N° 1.1. Clasificación de fallas.....	19
Tabla N° 3.1. Parámetros característicos geotécnicos de las unidades presentes .....	45
Tabla N° 3.2. Parámetros de cálculo geotécnicos utilizados .....	46
Tabla N° 3.3. Características del sistema de anclaje lado derecho.....	48
Tabla N° 3.4. Características del sistema de anclaje lado izquierdo .....	49
Tabla N° 3.5. Características del sistema de anclaje lado derecho.....	50
Tabla N° 3.6. Características del sistema de anclaje lado izquierdo .....	51
Tabla N° 3.7. Características del sistema de anclaje lado derecho .....	52
Tabla N° 3.8. Características del sistema de anclaje lado izquierdo .....	53
Tabla N° 3.9. Características del sistema de anclaje lado derecho.....	54
Tabla N° 3.10. Características del sistema de anclaje lado izquierdo .....	55
Tabla N° 3.11. Características del sistema de anclaje lado izquierdo .....	56
Tabla N° 4.1. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes activos (a) y pasivos (p) .....	71
Tabla N° 4.2. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes activos (a) y pasivos (p) .....	72
Tabla N° 4.3. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes activos (a) y pasivos (p) .....	73
Tabla N° 4.4. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes activos (a) y pasivos (p) .....	74

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura N° 1.1. Partes de un talud.....	11
Figura N° 1.2. Desprendimiento de bloques .....	20
Figura N° 1.3. Volcadura de bloques .....	21
Figura N° 1.4. Deslizamiento planar macizo rocoso.....	22
Figura N° 1.5. Deslizamiento en forma de cuña.....	22
Figura N° 1.6. Derrumbe rotacional .....	23
Figura N° 1.7. Desparramamiento lateral.....	23
Figura N° 1.8. Metodos para estabilizar un talud .....	27
Figura N° 1.9. Muros .....	29-30
Figura N° 1.10.perfiles de muros de gaviones .....	31
Figura N° 1.11. Sección transversal y frontal de una pantalla .....	32
Figura N° 2.1. Pernos anclados .....	33
Figura N° 2.2. Secciones transversales de la aplicación de los pernos anclados .....	34
Figura N° 2.3. Partes de un perno de anclaje .....	36
Figura N° 2.4. Ventajas en su aplicación .....	38
Figura N° 2.5. Esquema del proceso constructivo del soil nailing .....	40
Figura N° 3.1. Sección tipo 1 .....	43
Figura N° 3.2. Sección tipo 2 .....	43
Figura N° 3.3. Sección tipo 3 .....	43
Figura N° 3.4. Sección tipo 4 .....	44
Figura N° 3.5. Sección tipo 5 .....	44
Figura N° 3.6. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop – Sección Tipo 1 (lado derecho) .....	47
Figura N° 3.7. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección	

Tipo 1 (lado derecho) .....	47
Figura N° 3.8. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop – Sección	
Tipo 1 (lado izquierdo) .....	48
Figura N° 3.9. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección	
Tipo 1 (lado izquierdo) .....	49
Figura N° 3.10. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop –	
Sección Tipo 2 (lado derecho) .....	50
Figura N° 3.11. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección	
Tipo 2 (lado derecho).....	50
Figura N° 3.12. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop –	
Sección Tipo 1 (lado izquierdo).....	51
Figura N° 3.13. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección	
Tipo 3 (lado izquierdo) .....	51
Figura N° 3.14. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop –	
Sección Tipo 3 (lado derecho) .....	52
Figura N° 3.15. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección	
Tipo 3 (lado derecho) .....	52
Figura N° 3.16. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop –	
Sección Tipo 3 (lado izquierdo).....	53
Figura N° 3.17. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección	
Tipo 3 (lado izquierdo) .....	53
Figura N° 3.18. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop –	
Sección Tipo 4 (lado derecho) .....	54
Figura N° 3.19. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección	
Tipo 4 (lado derecho).....	54
Figura N° 3.20. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop –	
Sección Tipo 4 (lado izquierdo).....	55



Figura N° 3.21. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección Tipo 4 (lado izquierdo) .....	55
Figura N° 3.22. Superficie de rotura crítica mediante método de bishop – Sección Tipo 5 (lado derecho) .....	56
Figura N° 3.23. Superficie de rotura crítica mediante método de janbú – Sección Tipo 5 (lado derecho) .....	56
Figura N° 4.1. Sección de la progresiva 17+470 lado derecho (bishop) .....	62
Figura N° 4.2. Sección de la progresiva 17+470 lado derecho (janbú) .....	63
Figura N° 4.3. Modelo numérico lado derecho sección tipo 2 .....	65
Figura N° 4.4. Desplazamientos totales en el trasdós de la excavación .....	65
Figura N° 4.5. Distribución de los desplazamientos bajo la zapata del puente... 66	
Figura N° 4.6. Modelo numérico lado derecho sección tipo 4 .....	67
Figura N° 4.7. Desplazamientos totales en el trasdós de la excavación .....	68
Figura N° 4.8. Distribución de los desplazamientos bajo el ferrocarril..... 68	
Figura N° 4.9. Distribución de los desplazamientos bajo la zapata del puente... 69	
Figura N° 4.10. Desplazamientos totales en el trasdós de la excavación .....	70
Figura N° 4.11. Distribución de los desplazamientos bajo la zapata del puente. 70	

## LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

$\Phi$	:	Ángulo de fricción interna del suelo
E	:	Módulo de Young
$\sigma_3$	:	Esfuerzo de confinamiento

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen diversos métodos para el sostenimiento de taludes, ya sea en taludes naturales con problemas de deslizamiento, como también taludes de corte en los que se generan movimiento de tierras que provocan su inestabilidad.

Entre los métodos para el sostenimiento de taludes se puede mencionar:

- Muros de contención por gravedad, semi-gravedad, en voladizo, con contrafuertes.
- Muros o pantallas ancladas.
- Estabilización mecánica con geomallas, con tiras metálicas y de tierra armada.
- Estabilización por vegetación.
- Estabilización por geoceldas.
- Sistema de pernos anclados (activos y pasivos).

Estos métodos poseen diversa información y experiencia constructiva, sin embargo, las aplicaciones en zonas urbanas están menos documentadas.

Uno de los métodos de sostenimiento de taludes mencionados, es el sistema de pernos anclados activos y pasivos, conocido también como Sistema Soil Nailing.

El sistema de pernos anclados presenta como ventaja ante los demás métodos mencionados, que además de servir para estabilizar taludes de pendientes pronunciadas y de gran altura, también resulta económico y de rápida construcción.

Estos métodos son bastante utilizados y han generado buenos resultados en su aplicación para sostenimiento de taludes en minas de tajo abierto, sostenimiento de cortes a media ladera generados por la construcción de vías, entre otros.

## CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN GENERAL DE METODOLOGÍAS EXISTENTES PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUDES

### 1.1. GENERALIDADES

#### 1.1.1. TALUD

Se entiende por talud a cualquier superficie del terreno inclinada respecto de la horizontal.

Cuando el talud es de forma natural, se denomina ladera, cuando son hechos por intervención humana se le conoce como cortes o taludes artificiales.

En ciertos trabajos de ingeniería civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra; tales son los casos de terraplenes para vías, presas de tierra, canales, excavaciones, etc.; donde se requiere estudiar la estabilidad del talud.

#### 1.1.2. PARTES DE UN TALUD

Coronamiento o corona: Cambio brusco de pendiente en la parte superior.

Pie: Corresponde al cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

Altura: Distancia vertical entre el pie y la corona.

Pendiente: Es la medida de inclinación del talud o ladera. Puede expresarse en grados o porcentual.



FIGURA N° 1.1. Partes de un Talud

## 1.2. ESTABILIDAD DE TALUDES

Se entiende por estabilidad de taludes a la seguridad de una masa de suelo contra la falla o el movimiento.

Como primera medida será necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales, a la capacidad de poder decir en un instante dado, cuál será la inclinación apropiada de un corte o del terraplén para mantener su equilibrio. La estabilidad de un talud se determina por la relación existente entre las fuerzas que tienden a producir la inestabilidad y las fuerzas resistentes producidas por las características del terreno.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes movimientos de tierras y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por cierta razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en problemas de estabilidad, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo condicionan la selección del más idóneo, que resultará ser aquél al que corresponde la mínima masa de tierra movida.

### 1.3. CAUSAS DE INESTABILIDAD EN TALUDES

Los deslizamientos en taludes ocurren de muchas maneras y existe cierto grado de incertidumbre en su predicción. Sin embargo, conocer los deslizamientos que han ocurrido en el área de interés constituye un buen punto de partida para la detección y evaluación de potenciales deslizamientos en el futuro.

Para conocer los deslizamientos ocurridos se puede revisar diversas fuentes, tales como, revistas nacionales (como el INGEMMET) o internacionales especializadas en el tema, mapas de zonificación de casos de inestabilidad geológica, inventarios de riesgos geológicos, etc.

Para el análisis de los movimientos de inestabilidad de un talud es de primordial importancia el reconocimiento de los factores que actúan como los desencadenantes. Su conocimiento permitirá, además, definir las medidas necesarias para evitarlos o corregirlos.

Suele admitirse que los factores o las causas que producen la inestabilidad de taludes no se presentan de manera aislada, haciéndolo normalmente combinados (lluvias y sismo, excavación y sismo, etc.).

La susceptibilidad de una masa de terreno a deslizarse, depende básicamente de los siguientes factores:

#### 1.3.1. GEOLOGÍA Y TECTÓNICA

Si las fracturas ligadas a la tectónica tienen una inclinación desfavorable, aun en ausencia de agua, pueden producirse inestabilidades. Lo mismo se podría decir en relación con las fallas, la degradación que pueden sufrir los materiales situados en sus proximidades, es también una causa muy frecuente de producción de inestabilidades.

La geología y topografía actual son el producto de millones de años de desarrollo y modificación a lo largo de diferentes procesos geológicos. Este proceso es continuo y los deslizamientos de taludes constituyen unos de los mecanismos de modificación. La geología representa un factor primordial en la estabilidad de un talud y existen muchos factores geológicos que ilustran el potencial del deslizamiento de taludes.

El relieve y la topografía están determinados por la geología del área, lo que permite estimar la susceptibilidad al movimiento en el nivel regional.

En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las condiciones están dadas, sin embargo, la experiencia de trabajar y observar distintos tipos de relieves ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de relieves. A continuación se incluye una breve descripción de las características de estos relieves.

- Taludes escarpados: los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de material geológico. Sin embargo, la causa más común de derrumbe en taludes escarpados es el deslizamiento a lo largo del contacto con la roca de suelos residuales o coluviales. El material meteorizado o suelto no puede mantener la misma pendiente que la roca, por ello, una fuerte lluvia o un corte al pie del talud pueden activar el deslizamiento de la masa suprayacente.
- Áreas de concentración de drenaje y filtración: tener conocimientos de la red de drenaje y áreas de concentración de agua es extremadamente importante. Es probable que ocurran filtraciones con el subsecuente deslizamiento en áreas debajo de reservorios, canales de irrigación o depresiones con agua estancada. Es importante reconocer el peligro potencial de las áreas derivadas de drenaje superficial, especialmente en rocas porosas y fracturadas.
- Áreas de concentración de fracturas: El movimiento de taludes puede estar estructuralmente condicionado por superficies débiles tales como fallas, diaclasas, planos de deposición y foliación. Estas estructuras pueden dividir un macizo rocoso en una serie de unidades individuales que pueden actuar independientemente una de la otra.

Por ello, el macizo rocoso no puede ser considerado como un medio continuo sino como una serie de bloques individuales; estos planos de debilidad facilitan el flujo de aguas y desarrollo de vegetación, lo cual debilita los bloques y reduce la resistencia al deslizamiento. Por lo tanto, se debe buscar cuidadosamente las áreas con pequeño espaciamiento de diaclasas, especialmente cuando estas se cruzan y dividen el macizo rocoso en pequeños bloques que lo hace más inestable.

### 1.3.2. GEOMETRÍA (ALTURA E INCLINACIÓN)

Los mapas topográficos representan una excelente fuente de información para la detección de deslizamientos y, algunas veces, se puede identificar

en ellos grandes áreas de deslizamiento. En los mapas topográficos, la escala y el intervalo de las curvas de nivel facilitan la identificación de los deslizamientos. Esta identificación se puede llevar a cabo mediante:

- Pendientes empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento) en el escarpe de un deslizamiento, topografía con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa deslizante (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétrico con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en la parte baja.
- Curvas de nivel onduladas, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas.
- Movimientos menores o irregularidades en zonas de pendientes empinadas, acantilados, bancos, áreas de concentración de drenaje, etc.

La identificación de deslizamientos en mapas topográficos se verá ayudada por la escala y el intervalo de las curvas de nivel en el mapa.

#### 1.3.3. SOBRECARGAS PUNTUALES EN LA CORONA DEL TALUD Y FRICCIÓN INTERGRANULAR

Constituyen ejemplos típicos los rellenos, escombreras, acumulaciones de materiales en general, estructuras, etc. Estas sobrecargas producen un incremento de las tensiones de corte y de las presiones intersticiales en suelos de naturaleza arcillosa.

#### 1.3.4. CAMBIOS EN EL CONTENIDO DE AGUA DEL SUELO Y PLUVIOSIDAD

La saturación de los materiales que constituyen una ladera natural o un talud después de un período de lluvias, implica un incremento de peso de la masa potencialmente inestable y una menor resistencia al corte.

La pluviosidad tiene un efecto primordial en la estabilidad de los taludes ya que influencia la forma, incidencia y magnitud de los deslizamientos. En suelos residuales, generalmente no saturados, el efecto acumulativo puede llegar a saturar el terreno y activar un deslizamiento.



Con respecto a la pluviosidad hay tres aspectos importantes:

- El ciclo climático en un período de años, por ejemplo, alta precipitación anual versus baja precipitación anual;
- La acumulación de pluviosidad en un año determinado en relación con la acumulación normal;
- Intensidad de una tormenta específica.

De acuerdo a un estudio sobre la ocurrencia de deslizamientos en relación con la pluviosidad, se estableció un coeficiente conocido como coeficiente del ciclo, el cuál es el parámetro fundamental que toma en cuenta la pluviosidad. El coeficiente del ciclo fue definido como la precipitación acumulada hasta el día de la falla en porcentaje del promedio de la precipitación anual.

#### 1.3.5. CAMBIOS EN LAS CONDICIONES DE CIRCULACIÓN DE AGUAS PROFUNDAS

La excavación de un talud puede dar lugar a unos elevados gradientes de circulación de las aguas subterráneas para adaptarse a las nuevas condiciones geométricas establecidas, y por lo tanto a una variación de las presiones intersticiales existentes.

#### 1.3.6. METEORIZACIÓN Y EROSIÓN

Son muy numerosos los materiales que ante agentes físicos, químicos o atmosféricos sufren importantes transformaciones de comportamiento.

La erosión puede ser causada por agentes naturales y humanos. Entre los agentes naturales se pueden incluir el agua de escorrentía, aguas subterráneas, olas, corrientes y viento. La erosión por agentes humanos incluye cualquier actividad que permite un incremento de la velocidad del agua, especialmente en taludes sin protección, como la tala de árboles u otro tipo de vegetación que ayuda a fijar el suelo y mejorar la estabilidad del talud.

La erosión puede causar la pérdida de soporte de fundación de estructuras, pavimentos, rellenos y otras obras de ingeniería. En terrenos montañosos, incrementa la incidencia de taludes inestables y puede resultar en la pérdida de vías u otras estructuras.

La sedimentación y arrastre de aluviones son otros efectos importantes de la erosión que en los lagos o embalses incrementan la turbidez de las aguas y crean un peligro para la vida acuática, contaminan el agua potable y reducen la capacidad de almacenamiento de los embalses y por tanto su vida útil.

Existen ciertos procedimientos para controlar la erosión y sedimentación. En bancos de ríos y canales, la protección se puede proveer con estructuras de retención, revestimiento de concreto y cascajo. En taludes, la protección consiste en:

- Sembrar vegetación de rápido crecimiento además de instalar un sistema de control del drenaje superficial;
- Instalar fajinas en la dirección transversal del talud, las cuales se pueden sujetar con estacas;
- Sellar las grietas superficiales con concreto, suelo o asfalto para prevenir la infiltración, lo cual reduce la erosión.

#### 1.3.7. ESCENARIOS SÍSMICOS, VOLADURAS, VIBRACIONES Y LICUEFACCIÓN

Los movimientos de tierra originan un cambio temporal del estado de esfuerzos existente en una masa de terreno que puede afectar a la estabilidad de la misma. En el caso de arenas finas saturadas es frecuente que se produzca el fenómeno de la licuefacción.

La mayoría de las fallas de los taludes durante sismos se debe al fenómeno de licuefacción en suelos no-cohesivos, sin embargo, también se han observado fallas en suelos cohesivos durante algunos eventos sísmicos de gran magnitud.

Hay que recalcar la gran importancia que tiene el agua en la estabilidad de un talud. Es quizá el principal agente desencadenante de gran número de movimientos de inestabilidad, debido a la disminución de resistencia a que da lugar y al aumento de presiones intersticiales. La asociación entre movimientos y períodos lluviosos es ampliamente conocida en el mundo entero.

#### 1.4. TIPOS DE FALLAS DEL TALUD

A continuación se presenta una clasificación de tipos de falla de taludes basada en el reconocimiento de los factores geológicos que condicionan la falla. Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de fallas, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de falla.

En la Tabla N° 1.1 se presenta una clasificación de fallas de taludes.

TABLA N° 1.1. Clasificación de fallas

Tipo de falla	Forma	Definición
Desprendimientos	Caída libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamiento de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca plana.
Avalanchas	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Reptación		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca

Fuente: Adaptada de las tablas de Hunt - 1984

#### 1.4.1. DESPRENDIMIENTOS

Son fallas repentinas de taludes verticales o casi verticales que producen el desprendimiento de un bloque o múltiples bloques que descienden en caída libre (Figura N° 1.2). La volcadura de los bloques generalmente desencadena un desprendimiento (Figura N° 1.3).

Los desprendimientos son causados por socavación de taludes debido a la acción del hombre o erosión de quebradas. En macizos rocosos son causados por socavación debido a la erosión. En algunos casos los desprendimientos son el resultado de meteorización.

Los desprendimientos o caídas son relevantes desde el punto de vista de la ingeniería porque la caída de uno o varios bloques puede ocasionar daños a estructuras o a otros taludes que se encuentren en la parte inferior y podría originar una destrucción masiva.

Generalmente, antes de la falla ocurre un desplazamiento, el cual puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión.



FIGURA N° 1.2. Desprendimiento de bloques

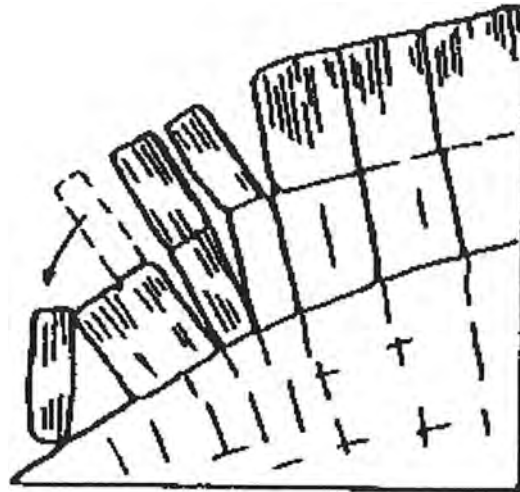


FIGURA N° 1.3. Volcadura de bloques

#### 1.4.2. DERRUMBES

Los derrumbes se encuentran asociados a fallas en suelos y rocas, y de acuerdo con la forma de la superficie de falla se subdividen en planares y rotacionales.

- Derrumbes planares

Los derrumbes planares consisten en el movimiento de un bloque o bloques, del suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana bien definida. Estos derrumbes pueden ocurrir lenta o rápidamente.

Los deslizamientos planares en macizos rocosos consisten en el deslizamiento como una unidad o unidades (bloques) talud abajo, a lo largo de una o más superficies planas (Figura N° 1.4). También se puede generar una falla de cuña a lo largo de la intersección de dos planos, consistente de uno o varios bloques de pequeño a gran tamaño (Figura N° 1.5).

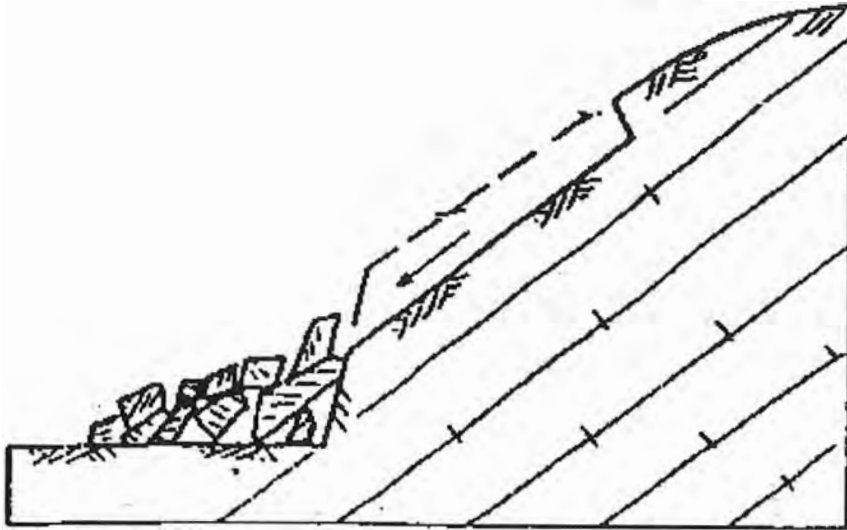


FIGURA N° 1.4. Deslizamiento planar en macizo rocoso

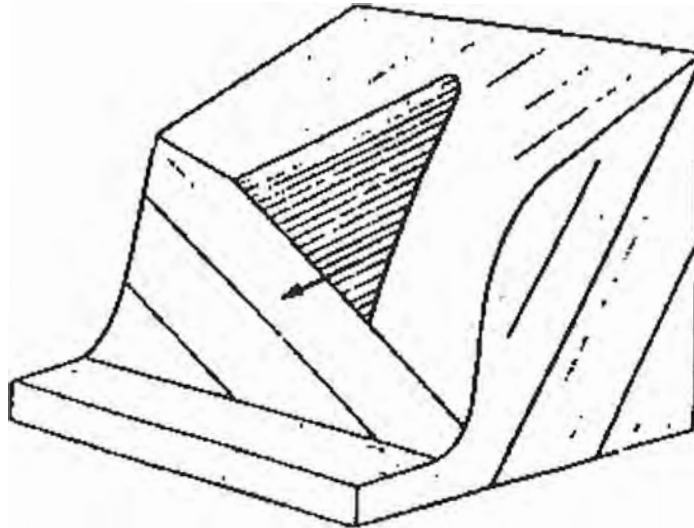


FIGURA N° 1.5. Deslizamiento en forma de cuña

- Derrumbes rotacionales

Los derrumbes rotacionales tienden a ocurrir lentamente y el material comienza a fallar por rotación a lo largo de una superficie cilíndrica; aparecen grietas en la cresta del área inestable y abombamientos al pie de la masa deslizante (Figura N° 1.6). Al finalizar, la masa se desplaza sustancialmente.

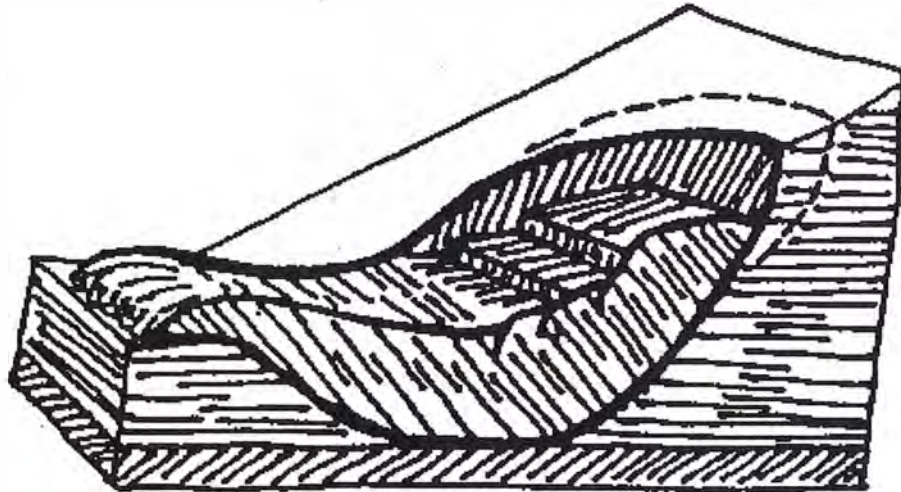


FIGURA N° 1.6. Derrumbe rotacional

La principal causa de este tipo de falla es el incremento de la inclinación del talud, meteorización y fuerzas de filtración; sus consecuencias no son catastróficas, a pesar de que el movimiento puede causar severos daños a estructuras que se encuentren en la masa deslizante o sus alrededores. Cuando se presentan algunos signos tempranos de falla los taludes pueden ser estabilizados.

- **Desparramamiento lateral y falla progresiva**

Los desparramamientos laterales son una forma de falla planar que ocurre en suelos y rocas. La masa se deforma a lo largo de una superficie plana que representa una zona débil, tal como lo ilustra la Figura N° 1.7. Los bloques se separan progresivamente por tensión.



FIGURA N° 1.7. Desparramamiento lateral

Este tipo de falla es común en valles de ríos y se asocia también con arcillas firmes y duras fisuradas, lutitas y estratos con buzamiento horizontal y una zona continua de debilidad. También se presenta en



coluvios con pendientes suaves que se encuentran sobre suelos residuales o rocas.

Los desparramamientos laterales pueden activarse repentinamente por eventos sísmicos.

- **Deslizamiento de escombros**

En los deslizamientos de escombros, una masa de suelo o mezcla de suelo y fragmentos de roca se mueven como una unidad a lo largo de superficies planas con alta inclinación. Estos deslizamientos ocurren de manera progresiva y pueden convertirse en avalanchas o flujos. Las principales causas de deslizamientos de escombros son el incremento de las fuerzas de filtración y la inclinación del talud. La ocurrencia de este tipo de deslizamiento es común en suelos residuales y depósitos coluviales que reposan sobre una superficie de roca.

#### 1.4.3. AVALANCHAS

Las avalanchas son el movimiento rápido de escombros, de suelo o de roca y puede o no comenzar con la ruptura a lo largo de una superficie de falla. Toda la vegetación, el suelo y la roca suelta pueden ser arrastrados. Las principales causas de avalanchas son las altas fuerzas de filtración, alta pluviosidad, derretimiento de nieve, sismos o deslizamiento gradual de los estratos de roca. Las avalanchas ocurren de manera brusca sin previo aviso y generalmente son impredecibles. Los efectos pueden ser desastrosos y pueden sepultar extensas áreas al pie del talud.

Las avalanchas son características de zonas montañosas con pendientes muy inclinadas en suelos residuales donde la topografía causa concentración de la escorrentía. También se puede presentar en zonas de roca muy fracturada.

#### 1.4.4. FLUJO DE ESCOMBROS

Este tipo de falla es similar a las avalanchas, excepto que la cantidad de agua es mayor y por ello la masa fluye como lodo. La principal causa es el aporte de grandes lluvias y material suelto en la superficie.

#### 1.4.5. REPTACIÓN

La reptación consiste en un lento e imperceptible movimiento o deformación del material de un talud frente a bajos niveles de esfuerzos que generalmente afectan a las porciones más superficiales del talud, aunque también puede afectar a porciones profundas cuando existe un estrato poco resistente. La reptación es el resultado de la acción de fuerzas de filtración o gravitacionales y es un indicador de condiciones favorables para el deslizamiento.

La reptación es característica en materiales cohesivos y rocas blandas como lutitas y sales, en taludes moderadamente empinados a empinados.

Los rasgos característicos de la reptación son la presencia de crestas paralelas y transversales a la máxima pendiente del talud y postes de cerca inclinados.

## 1.5. MÉTODOS PARA ESTABILIZAR TALUDES

Tan pronto se comprueba que hay un riesgo de inestabilidad en un determinado talud, se debe buscar la mejor solución y considerar aspectos de costo, naturaleza de las obras afectadas tanto en la cresta como al pie del talud, tiempo estimado en el que se puede presentar el problema, disponibilidad de los materiales de construcción, etc.

Existen tres grandes grupos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud:

- *Aumentar la resistencia del suelo:* son las soluciones que aplican drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante
  - *Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud:* soluciones tales como el cambio de la geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir su altura.
  - *Aumentar los esfuerzos de confinamiento ( $\sigma_3$ ) del talud:* se puede lograr la estabilización de un talud mediante obras, como los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.
- En la siguiente sección se discutirán diversas soluciones.

### 1.5.1. CAMBIO DE LA GEOMETRÍA

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse (Figura N° 1.8 b) mediante soluciones tales como la disminución de la pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura especialmente en suelos con comportamiento cohesivo y la colocación de material en la base o pie del talud, con la construcción de una berma; en esta última solución es común usar material de las partes superiores del talud.

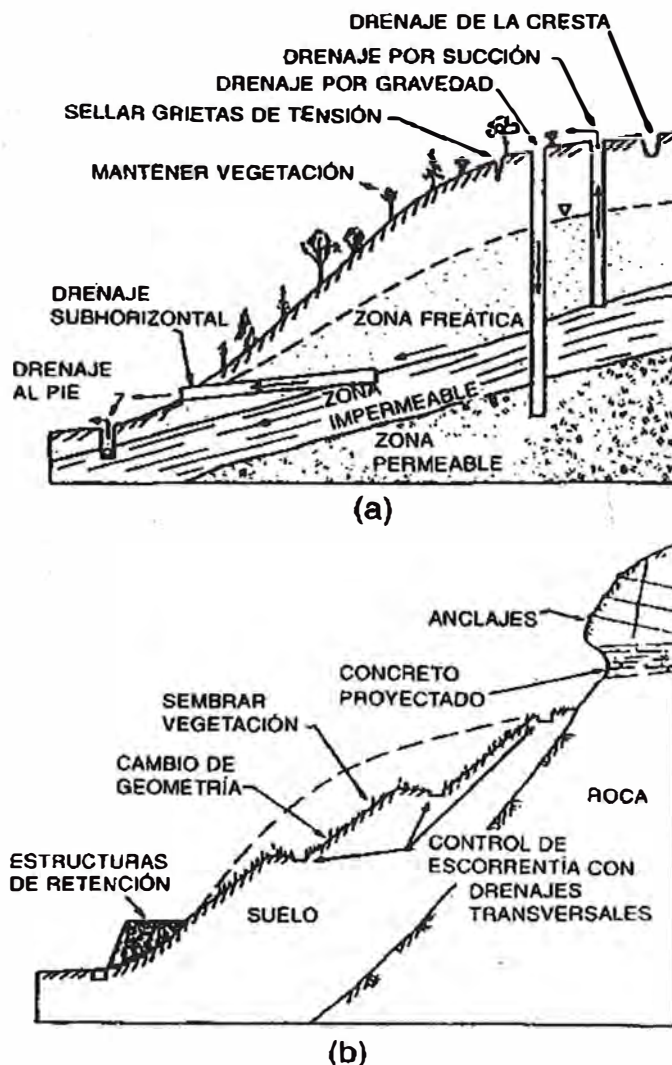


FIGURA N° 1.8. Métodos para estabilizar un talud: (a) drenaje; (b) cambio de la geometría.

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud es disminuir los esfuerzos que causan la inestabilidad y, en el caso de la implantación de una berma, el aumento de la fuerza resistente. Es importante destacar que la construcción de una berma al pie de un talud debe tomar en cuenta la posibilidad de causar inestabilidad en los taludes que se encuentren debajo, además, se deben tomar las previsiones para drenar el agua que pueda almacenarse dentro de la berma, ya que es probable que pueda haber un aumento de la presión de los poros en los sectores inferiores de la superficie de falla, lo que acrecienta la inestabilidad.

### 1.5.2. DRENAJE

La presencia de agua es el principal factor de inestabilidad en la gran mayoría de las pendientes de suelo o de roca con mediano a alto grado de meteorización. A continuación se exponen los tipos de drenaje más usados para estabilizar taludes.

- *Drenajes subhorizontales:* son métodos efectivos para mejorar la estabilidad de taludes inestables o fallados. Consiste en tubos de 5 cm o más de diámetro, perforados y cubiertos por un filtro que impide su taponamiento por arrastre de finos.
- *Drenajes verticales:* se utilizan cuando existe un estrato impermeable que contiene agua suspendida por encima de un material más permeable con drenaje libre y con una presión hidrostática menor. Los drenajes se instalan de manera que atraviesen completamente el estrato impermeable y conduzcan el agua mediante gravedad, por dentro de ellos, hasta el estrato más permeable.
- *Drenajes transversales o interceptores:* se colocan en la superficie del talud para proporcionar una salida al agua que pueda infiltrarse en la estructura del talud o que pueda producir erosión en sus diferentes niveles. Las zonas en las que es común ubicar estos drenajes son la cresta del talud para evitar el paso hacia su estructura, en el pie del talud para recolectar aguas provenientes de otros drenajes y también a diferentes alturas del mismo
- *Drenajes de contrafuerte:* consiste en la apertura de zanjas verticales de 30 a 60 cm de ancho en la dirección de la pendiente del talud para rellenarlas con material granular altamente permeable y con un alto ángulo de fricción ( $> 35^\circ$ ). La profundidad alcanzada deberá ser mayor que la profundidad a la que se encuentra la superficie de falla para lograr el aumento de la resistencia del suelo no solo debido al aumento de los esfuerzos efectivos gracias al drenaje del agua que los reducía, sino también al aumento del material de alta resistencia incluido dentro de las zanjas.

### 1.5.3. SOLUCIONES ESTRUCTURALES

Este tipo de soluciones generalmente se usa cuando hay limitaciones de espacio o cuando resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. El objetivo principal de las estructuras de retención es incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc.) y de forma pasiva al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo.

Entre las soluciones estructurales más usadas se encuentran las siguientes:

- *Muros de gravedad y en cantiliver*: la estabilidad de un muro de gravedad (Figura N° 1.9 a y b) se debe a su peso propio y a la resistencia pasiva que se genera en la parte frontal del mismo. Las soluciones de este tipo son antieconómicas porque el material de construcción se usa solamente por su peso muerto, en cambio los muros en cantiliver (Figura N° 1.9 c), hechos de concreto armado, son más económicos porque son del mismo material del relleno, el que aporta la mayor parte del peso muerto requerido.

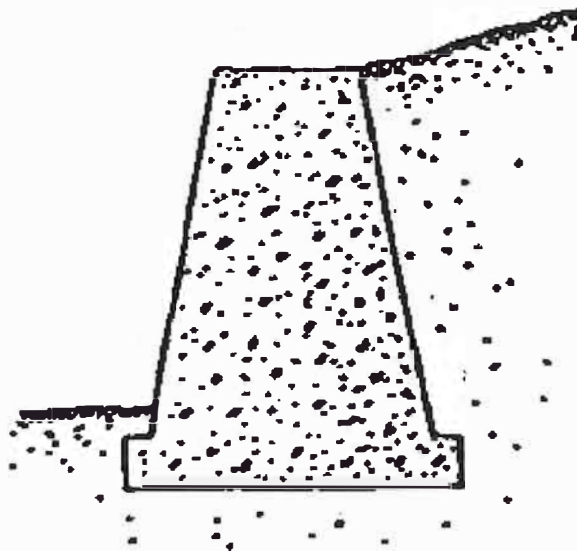


FIGURA N° 1.9. Muros a) Muro de gravedad

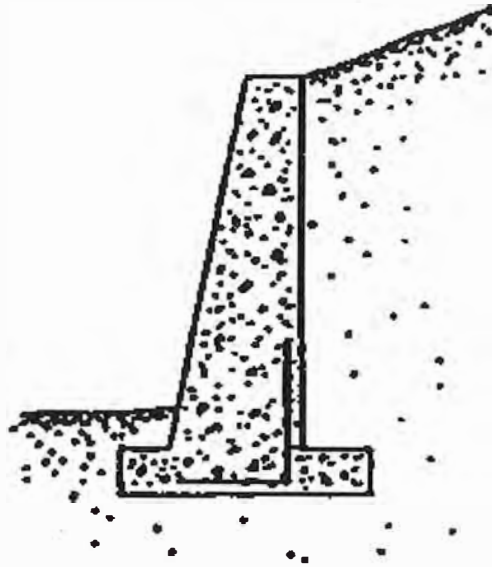


FIGURA N° 1.9 Muros b) Muro de semigravidad

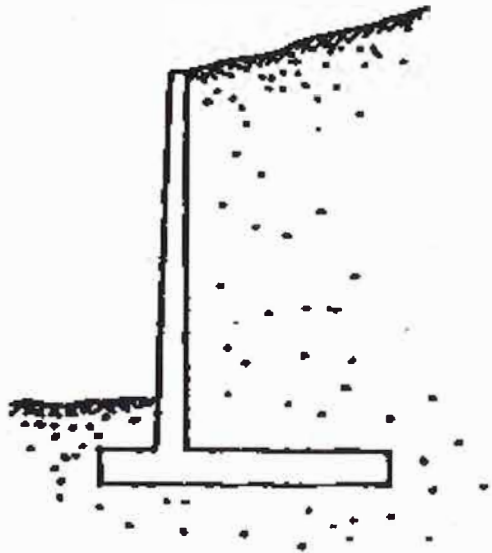


FIGURA N° 1.9 Muros c) Muro en Cantilever

Se debe tener en cuenta que al poner una estructura con un material de muy baja permeabilidad, como el concreto, al frente de un talud de suelo que almacene agua en su estructura, es muy probable que aumente la presión hidrostática en la parte posterior del muro. Para evitar este problema se debe colocar drenajes subhorizontales a diferentes alturas del muro con el objetivo de disipar el exceso de presión. Un tipo de muro de gravedad que ayuda en este aspecto, es el muro de gavión que al no tener ningún agente cohesionante más que la malla que une los gaviones, permite el paso de agua a través de los mismos. Estos muros

además de ser comparativamente económicos, tienen la ventaja de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia.

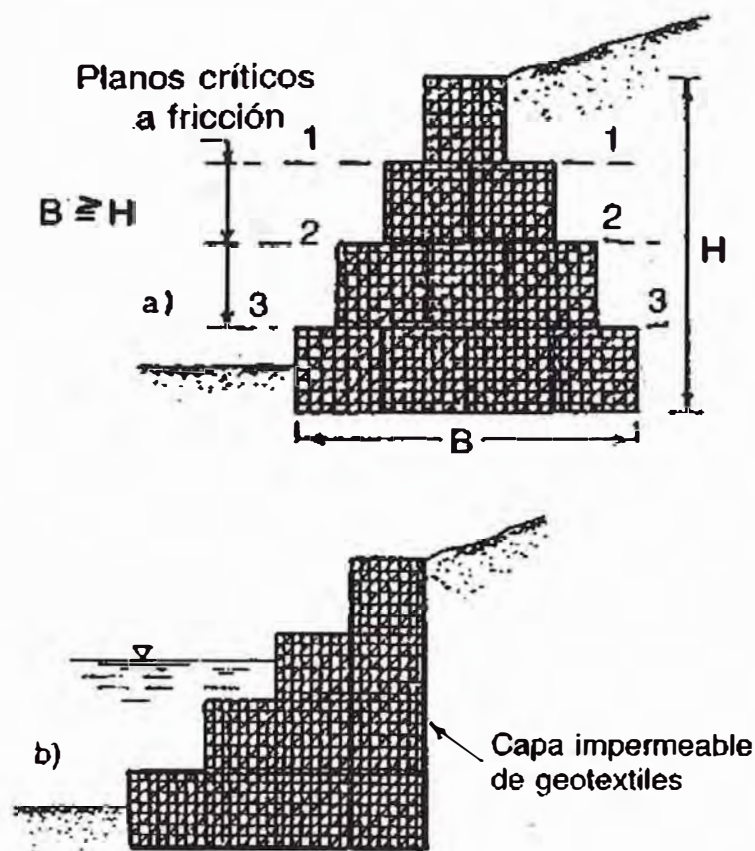


FIGURA N° 1.10. Perfiles de muros de gaviones

- *Pantallas*: consisten de una malla metálica sobre la cual se proyecta concreto (shotcrete) recubriendo toda la cara del talud. Es común “atirantar” esta corteza de concreto armado mediante anclajes que atraviesan completamente la superficie de falla para posteriormente ser tensados y ejercer un empuje activo en dirección opuesta al movimiento de la masa de suelo. La Figura N° 1.11 muestra el corte típico de una pantalla atirantada.





FIGURA N° 1.11. Sección transversal y frontal de una pantalla

- *Pernos anclados o Soil Nailing:*

El "Soil Nailing" es un método moderno para contener cortes de suelos en obras viales o excavaciones en general. Tiene un amplio campo de aplicaciones en el sector de obras de Infraestructura y Edificación siendo una de las principales soluciones para la contención de taludes.

Construir un muro mediante "soil nailing" significa reforzar el suelo a medida que se excava, mediante la perforación e instalación de pernos pasivos, los cuales trabajan fundamentalmente a la tracción y secundariamente al corte.

Para evitar desmoronamientos del suelo, se utiliza el "shotcrete", hormigón "in situ" o en algunos casos mallas especiales. El corte de la excavación puede ser vertical, inclinado, o ejecutarse en terrazas. En general admite cualquier geometría y puede adaptarse para recibir vegetación.

## CAPÍTULO II: SISTEMA DE SOSTENIMIENTO DE TALUDES CON PERNOS ANCLADOS

### 2.1. DEFINICIÓN

La técnica de pernos anclados “soil nailing” consiste en reforzar un talud, a medida que desciende la excavación, mediante la introducción de anclajes de refuerzo pasivos o activos, generalmente subhorizontales, que trabajan principalmente a tracción, pero también pueden tomar cargas de flexión y corte. Estos refuerzos se complementan a medida que baja la excavación con un paramento superficial que puede ser rígido o flexible que impide el deslizamiento del suelo entre los puntos que se encuentran las barras instaladas. Este refuerzo del terreno permite mejorar su resistencia al corte a lo largo de superficies potenciales de falla.



FIGURA N° 2.1. Pernos Anclados

El soil-nailing es un método para contención de cortes de suelo siendo una de las principales soluciones para la contención de cortes verticales. Se basa en el refuerzo del terreno a medida que avanza la excavación, mediante la perforación e instalación de pernos pasivos los cuales trabajan fundamentalmente a la tracción y secundariamente al corte. La colocación de los pernos se realiza en pozos perforados y posteriormente se inyectan con lechada de cemento. Los pernos se ejecutan en mallas que dependiendo del diseño, de las características del suelo se distancian entre 1,50 a 2,50 m, y la cabeza de los pernos se une a una malla simple o doble la cual se cubre con shotcrete u hormigón proyectado.

Esta técnica consiste fundamentalmente en mejorar la resistencia al corte del suelo en las superficies potenciales de rotura (deslizamiento), mediante los anclajes pasivos o pernos de refuerzo. Normalmente, el sistema supone elementos de pequeño diámetro que trabajarán de manera pasiva, tomando carga una vez que el terreno intente desplazarse.

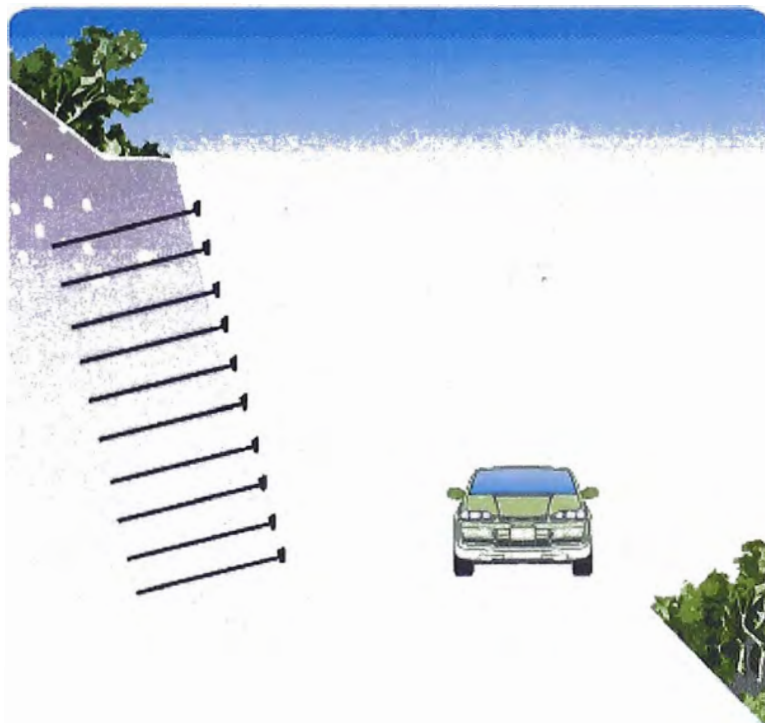
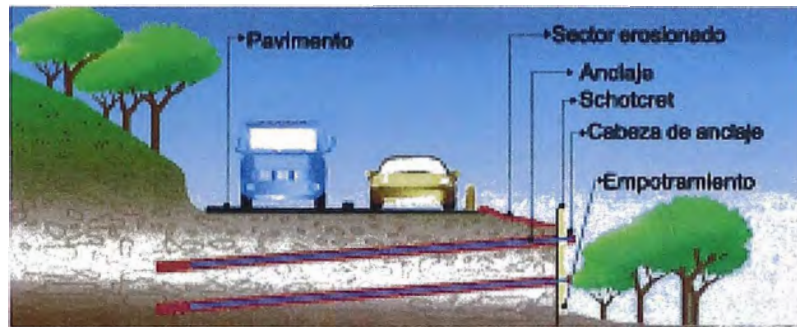


FIGURA N° 2.2. Secciones transversales de la aplicación de los pernos anclados

Aunque el método se usa para reforzar el terreno bajo cimentaciones, la principal aplicación se encuentra en la estructuras de contención in situ,

para crear taludes escarpados y reforzar taludes (verticales y sub-verticales) potencialmente inestables.

El sistema se caracteriza por emplear maquinaria ligera, rapidez frente a muros convencionales, estabilización progresiva de la excavación, y no requiere profundizar la excavación para alojar zapatas de estructuras de contención. Sin embargo, necesita que el terreno posea cohesión suficiente para soportar las excavaciones parciales.

## 2.2. PARTES DE UN PERNO DE ANCLAJE

En un anclaje se distinguen tres partes fundamentales:

- Zona de anclaje: es la parte solidaria al terreno en profundidad encargada de transferir los esfuerzos al mismo.
- Zona libre: es la parte en la que la armadura se encuentra independizada del terreno que la rodea, de forma que puede deformarse con total libertad al ponerse en tensión.
- Cabeza: es la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo

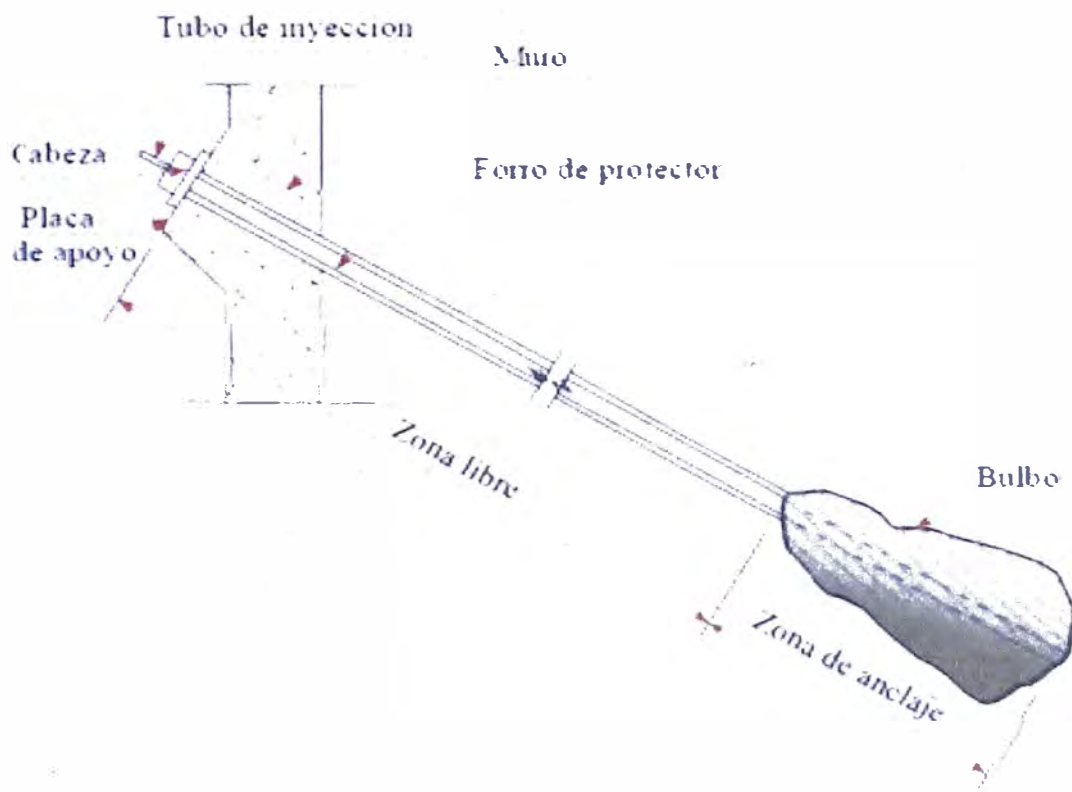


FIGURA N° 2.3. Partes de un Perno de Anclaje

### 2.3. TIPOS DE PERNOS DE ANCLAJES

**Anclajes pasivos:** Anclaje constituido por una o más barras, no posee longitud libre y generalmente no se pretensa. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse movimiento del terreno.

El uso de estos se da con el momento que entra en tracción al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de las mismas.

**Anclaje Activo:** Barra o cable, con longitud libre y de bulbo. Una vez instalado el elemento se pretensa hasta llegar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido en la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

La utilidad de estos anclajes se da desde el momento que ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo como consecuencia de las tensiones adicionales.

A diferencia de los anclajes activos, los pernos pasivos empiezan a trabajar con la deformación del terreno. Por esta razón su uso no es recomendado en sitios donde las estructuras en colindancias puedan verse afectadas por asentamientos.

## 2.4. VENTAJAS

Este sistema es muy usado por su facilidad, menor impacto en propiedades vecinas y rapidez de aplicación, principalmente como socalzado bajo fundaciones y reforzamiento de taludes con cortes verticales y sub-verticales.

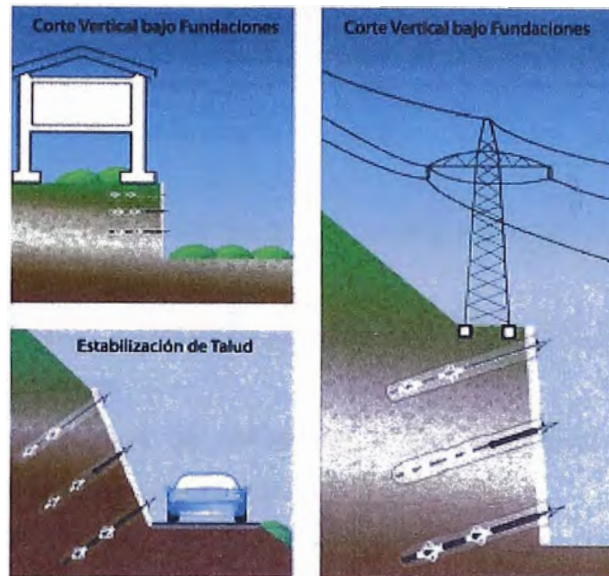


FIGURA N° 2.4. Ventajas en su aplicación

Las principales ventajas de los pernos anclados (Soil Nailing) frente a otros sistemas de contención de suelos son:

- Alta velocidad de ejecución, ya que la construcción del muro anclado acompaña prácticamente la excavación.
- Versatilidad para adaptarse a las diferentes geometrías de los taludes.
- Economía
- Ausencia de cualquier otro elemento de entibación a ejecutar previamente.

## 2.5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El concepto del Soil Nailing es el de reforzar el terreno mediante la instalación de pernos anclados, este refuerzo permite amarrar la zona activa con la zona resistente. Para poder alcanzar la estabilidad, es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

- ✓ Que el refuerzo del anclaje resista las fuerzas de tensión que se producen.
- ✓ Que el refuerzo esté empotrado una longitud adecuada dentro de la zona resistente.
- ✓ Que el paramento expuesto logre integrar y distribuir las fuerzas de los anclajes.

La secuencia constructiva se realiza de arriba hacia debajo de acuerdo al siguiente orden:

- 1) Perfilado de talud y plataformado para la ejecución de primer nivel de Nails según planos.
- 2) Replanteo de puntos de anclaje y puntos de colocado de drenes o barbacanas de haber necesidad.
- 3) Colocado de barbacanas D=2" con una tapa para evitar ingreso de hormigón proyectado.
- 4) Capa de Preshotcrete e=3cm en todo el talud expuesto.
- 5) Perforación de la primera fila de Nails.
- 6) Armado de primera malla de refuerzo y refuerzos adicionales en las zonas de Nails según planos.
- 7) Shotcrete e=12cm.
- 8) Armado de segunda malla de refuerzo.
- 9) Shotcrete e=4cm para completar los 16cm totales.
- 10) Asegurado de pernos con placa y tuerca una vez que el shotcrete haya adquirido una resistencia mínima de 21Mpa.
- 11) Shotcrete de recubrimiento definitivo de las cabezas de Nails (Ensanchamientos).
- 12) Perfilado de talud y plataformado para la ejecución de segundo nivel de Nails.
- 13) Se repiten los puntos 2-12 hasta llegar al fondo de excavación.



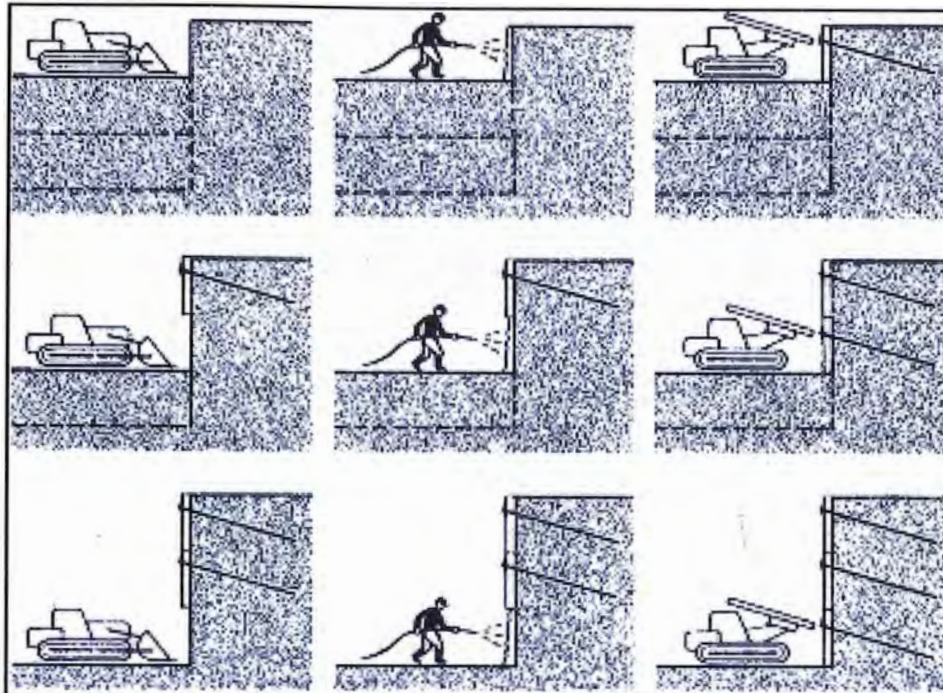


FIGURA N° 2.5. Esquemática sobre el proceso constructivo del Soil Nailing

### CAPÍTULO III:

#### APLICACIÓN DEL SISTEMA DE SOSTENIMIENTO DE PERNOS ANCLADOS EN EL PROYECTO VÍA EXPRESA LÍNEA AMARILLA (KM 17+420 – KM 17+620).

##### 3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO LÍNEA AMARILLA – Km 17+420- 17+620

Para la construcción de la nueva Vía Expresa Línea Amarilla en la ciudad de Lima, se proyecta un túnel de 1640 m de recorrido por debajo del río Rímac. La metodología constructiva para la ejecución del túnel consiste en el desvío temporal del río mediante la construcción de un canal, y la estabilización de los taludes de excavación mediante un sistema de pernos anclados provisionales, para abrir un tajo completo para la construcción posterior del túnel mediante métodos convencionales.

Para la estabilización de los taludes de excavación se ha propuesto la tecnología Soil Nailing o pernos de anclaje, el tramo que se analizará será de 200 m entre las progresivas 17+420 y 17+620.

En el lado izquierdo de las excavaciones se encontrará el canal de desviación del río Rímac y detrás de éste la Vía Evitamiento. En el lado derecho de las excavaciones se encontrará una línea de tren de mercancías en la parte alta del talud.

Por otra parte, en el tramo objeto de estudio se encuentra el puente peatonal Rayos de Sol. Se trata de un puente atirantado formado por dos vanos principales de 60m y 41.5m de luz, bajo el vano de 60m pasa el río Rímac y bajo el vano de 41.5m pasa la Vía Evitamiento. En la margen izquierda del río el puente tiene un tramo paralelo al río (y al eje del futuro túnel) de unos 99m de longitud, formado por 5 vanos (tres centrales de 20m de luz y dos laterales de 19.5m de luz).

Por lo tanto durante las excavaciones se deberá evitar dañar el canal de desvío del Río Rímac, la Vía Evitamiento, la línea del ferrocarril de mercancías y los pilares del puente peatonal Rayos de Sol.

### 3.2. DATOS DE PARTIDA PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Tal y como se ha indicado en el apartado anterior, en el presente informe se analiza la estabilidad de los taludes de excavación.

En el informe se han considerado 5 secciones típicas a lo largo del tramo objeto de análisis.

Sección tipo 1: corresponde con la progresiva 17+440, que se considera representativa del tramo entre el inicio del ámbito del presente informe y el puente Rayos de Sol.

Sección tipo 2: coincide con el tramo principal del puente Rayos de Sol (progresiva 17+472).

Sección tipo 3: con el objetivo de optimizar en la distribución del Soil-Nailing en los tramos situados entre los pilares de la parte lateral del puente, la sección tipo 3 es como la sección tipo 2 pero sin incluir los pilares del puente.

Sección tipo 4: coincide con la última pila del tramo lateral del puente (progresiva 17+570). En esta sección, tanto la Av. Evitamiento como la línea del ferrocarril se encuentran más cerca del túnel.

Sección tipo 5: para optimizar en la distribución del Soil-Nailing en los tramos situados entre los pilares de la parte lateral del puente, la sección tipo 5 es similar a la sección tipo 4 pero sin considerar el pilar del puente.

En las siguientes figuras se muestran de forma esquemática las cinco secciones analizadas en el presente informe:

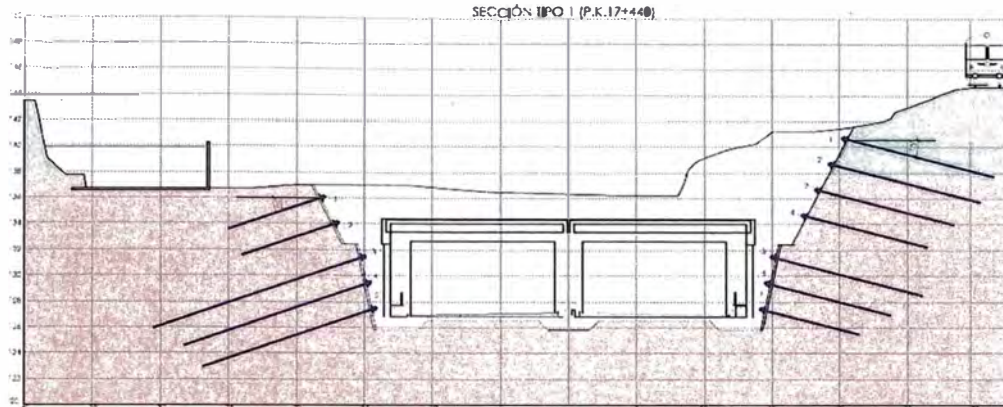


FIGURA N° 3.1. Sección tipo 1

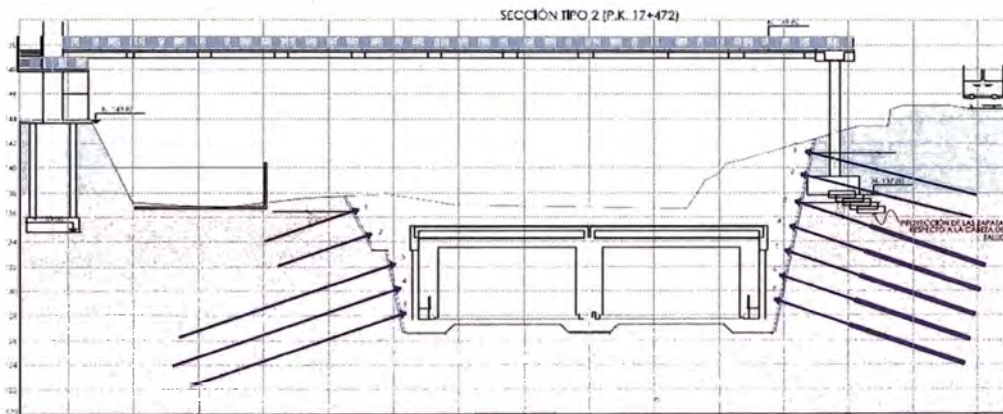


FIGURA N° 3.2. Sección tipo 2

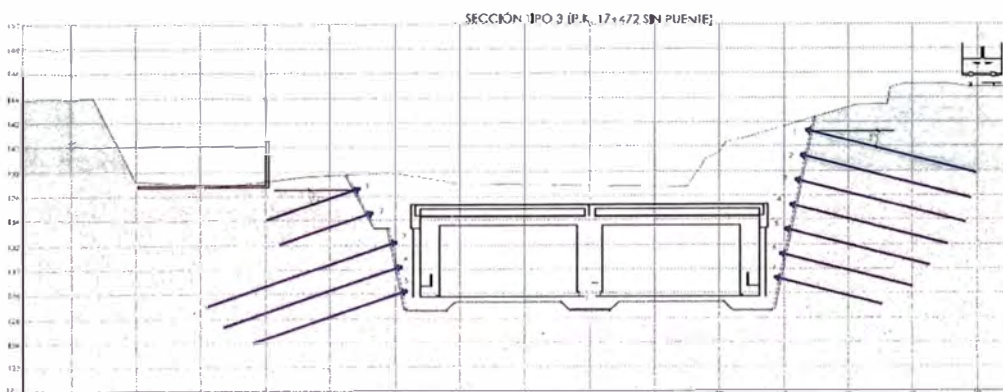


FIGURA N° 3.3. Sección tipo 3

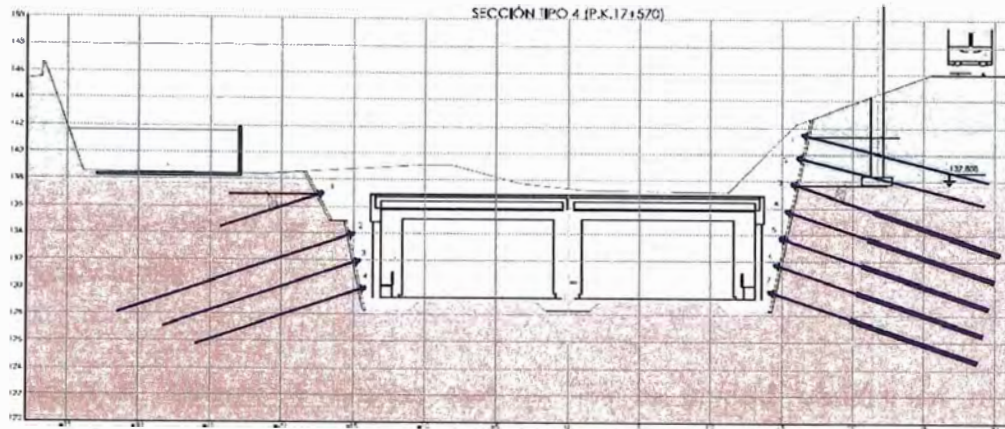


FIGURA N° 3.4. Sección tipo 4

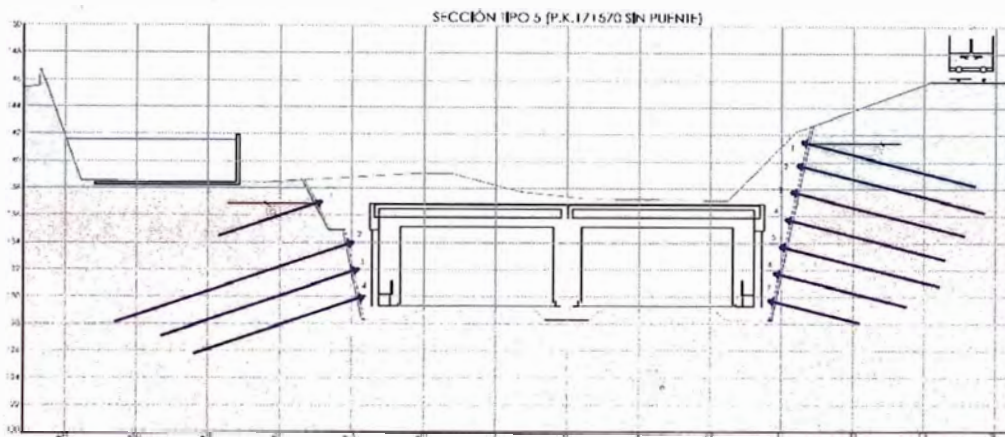


FIGURA N° 3.5. Sección tipo 5

De la misma forma, los parámetros geotécnicos, efectos sísmicos y sobrecargas consideradas se han utilizado según los estudios geotécnicos del proyecto.

### 3.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los parámetros geotécnicos indicados y utilizados en el presente informe son los proporcionados por el proyecto.

En la zona objeto de análisis se consideran dos unidades geotécnicas diferenciadas:

- Unidad A: Gravas y arenas sueltas. Es la unidad geotécnica más superficial, y su base se sitúa aproximadamente a cota de río.
- Unidad B: Grava arenosa densa. Es la unidad geotécnica profunda, donde se apoya la estructura del falso túnel.

Se ha considerado que el límite entre la unidad A y la unidad B se encuentra a la cota de cimentación de los pilares del puente situados en la margen derecha del río (lado izquierdo según la progresiva del túnel).

Los parámetros geotécnicos considerados en el presente informe son:

TABLA N° 3.1. *Parámetros característicos geotécnicos de las unidades presentes.*

Unidad	Cota superior (msnm)	Cota inferior (msnm)	Potencia estrato (m)	Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesión (kN/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción interna (°)	Módulo Young (MPa)
A – Gravas y arenas sueltas	146	137.8	8.2	20	2	33	80
B – Grava arenosa densa	137.8	127	10.8	21.5	10	37	200

Fuente: Neotecnia, "Estudio geotécnico para el túnel"

Los análisis realizados en el presente informe se han llevado a cabo mediante la aplicación de coeficientes de seguridades parciales, según se indica en los nuevos códigos europeos EC7.

Aplicando los actores de reducción de los parámetros resistentes del suelo, los parámetros utilizados en los cálculos realizados son:

TABLA N° 3.2. Parámetros de cálculo geotécnicos utilizados.

Unidad	Peso unitario (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesión (kN/m <sup>2</sup> )	Ángulo de fricción interna (°)	Módulo Young (MPa)
A – Gravas y arenas sueltas	20	1.73	28.69	80
B – Grava arenosa densa	21.5	8.69	32.17	200

Fuente: Neotecnia, "Estudio geotécnico para el túnel"

### 3.4. CÁLCULOS

Los cálculos que se muestran a continuación son resultados del programa PLAXIS y su aplicación para la estabilidad tanto con BISHOP como JANBÚ. Generándose así los siguientes cuadros de longitud de anclajes.

#### 3.4.1. SECCIÓN TIPO 1 (P.K. 17+440)

##### Lado derecho

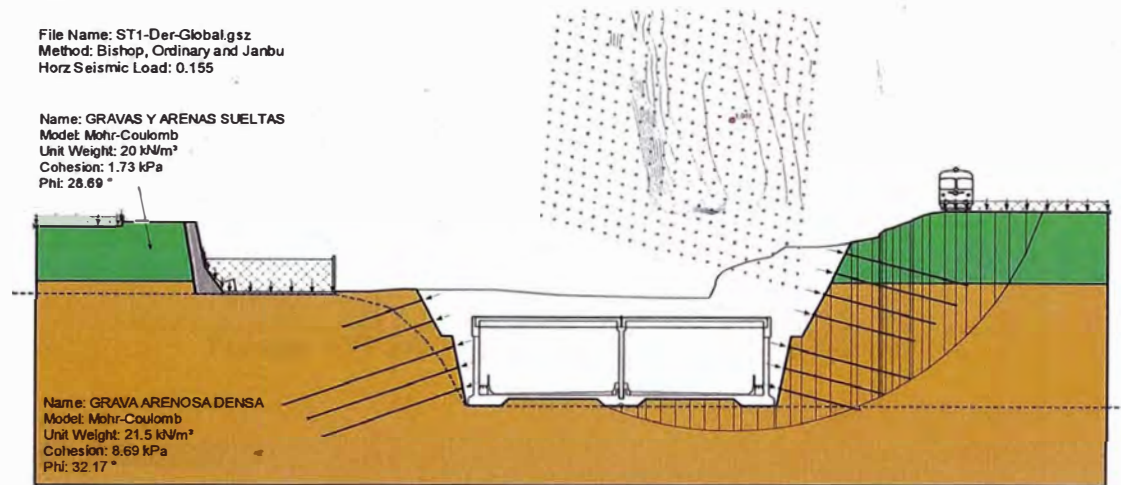


FIGURA N° 3.6. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 1 (lado derecho)

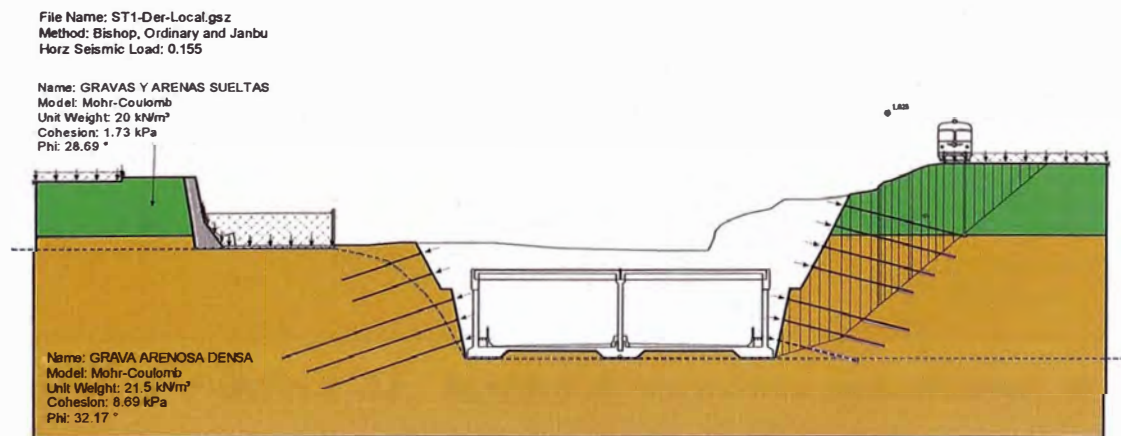


FIGURA N° 3.7. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú - sección tipo 1 (lado derecho)



El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud derecho para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.3. Características del sistema de anclaje lado derecho

Nivel de anclaje	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	11.7	15°	3
2	11.7	15°	3
3	10.7	15°	3
4	9.7	15°	3
5	11.7	15°	1.5
6	9.7	15°	1.5
7	7.7	15°	1.5

Fuente: TYPESA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

### Lado izquierdo

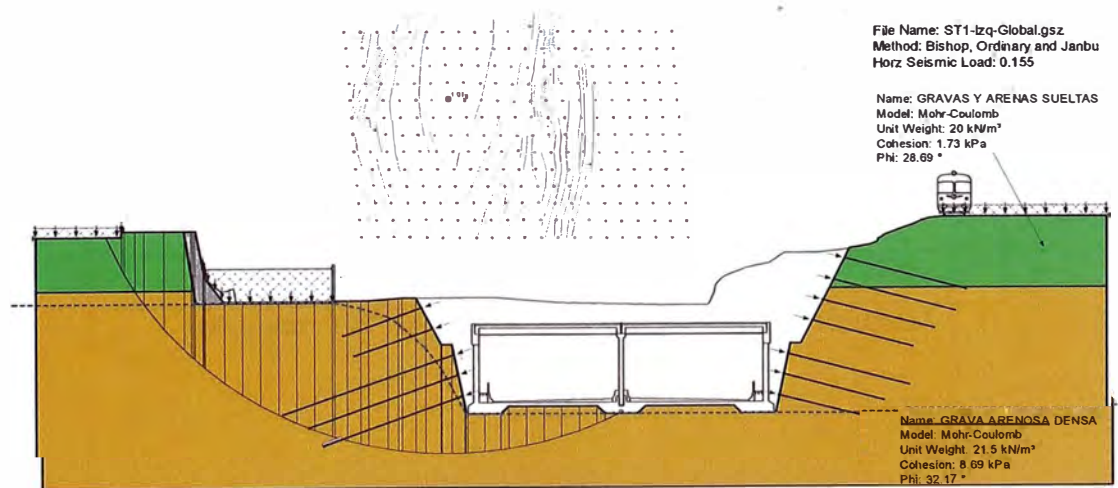


FIGURA N° 3.8. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 1 (lado izquierdo)

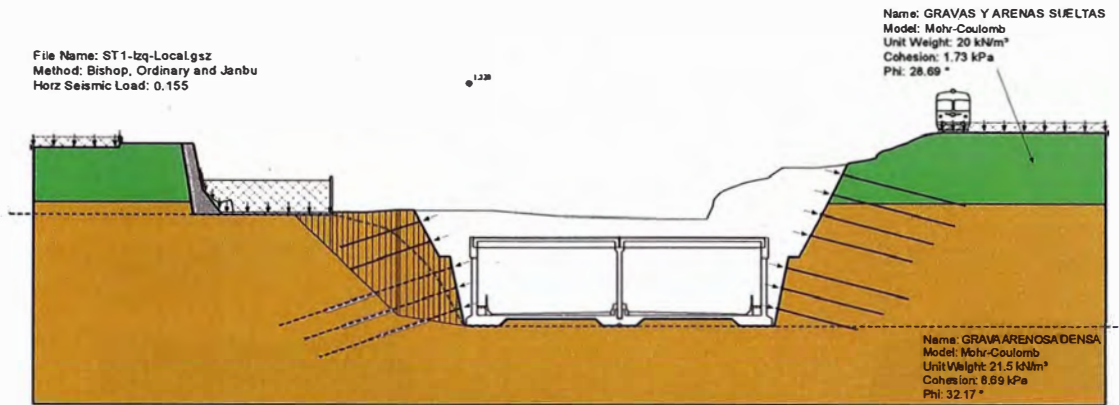


FIGURA N° 3.9. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú - sección tipo 1 (lado izquierdo)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud izquierdo para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.4. Características del sistema de anclaje lado izquierdo

Nivel de anclaje	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	7.7	20°	3
2	7.7	20°	3
3	16.7	20°	1.5
4	14.7	20°	1.5
5	13.7	20°	1.5

Fuente: TYPESA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

### 3.4.2. SECCIÓN TÍPO 2 (P.K. 17+470)

#### Lado derecho

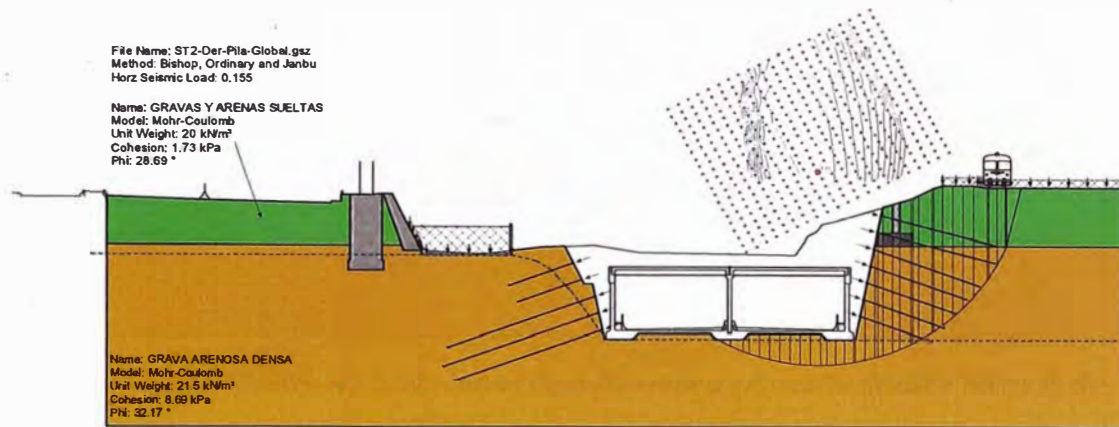


FIGURA N° 3.10. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 2 (lado derecho)

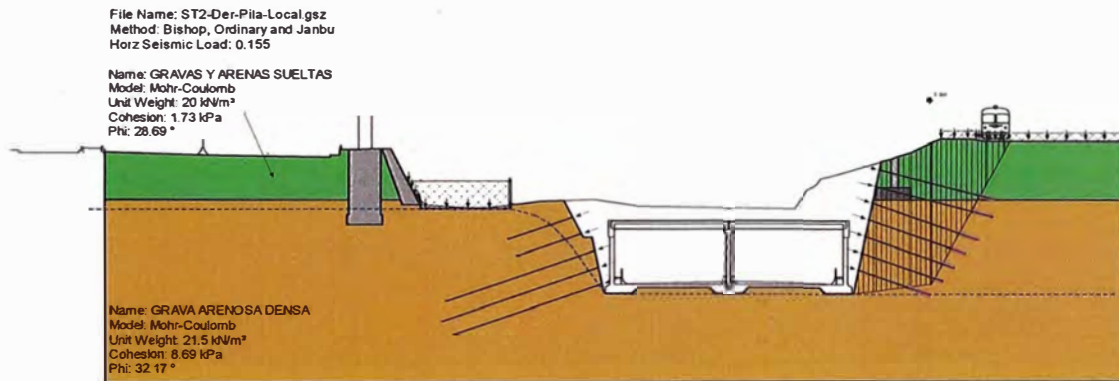


FIGURA N° 3.11. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbu - sección tipo 2 (lado derecho)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud derecho para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.5. Características del sistema de anclaje lado derecho

Nivel de anclaje	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	13.7	15°	3
2	13.7	15°	3
3	12.7	20°	1
4	11.7	20°	1
5	10.7	20°	1
6	9.7	20°	1
7	8.7	20°	1

Fuente: TYPESA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

### Lado Izquierdo

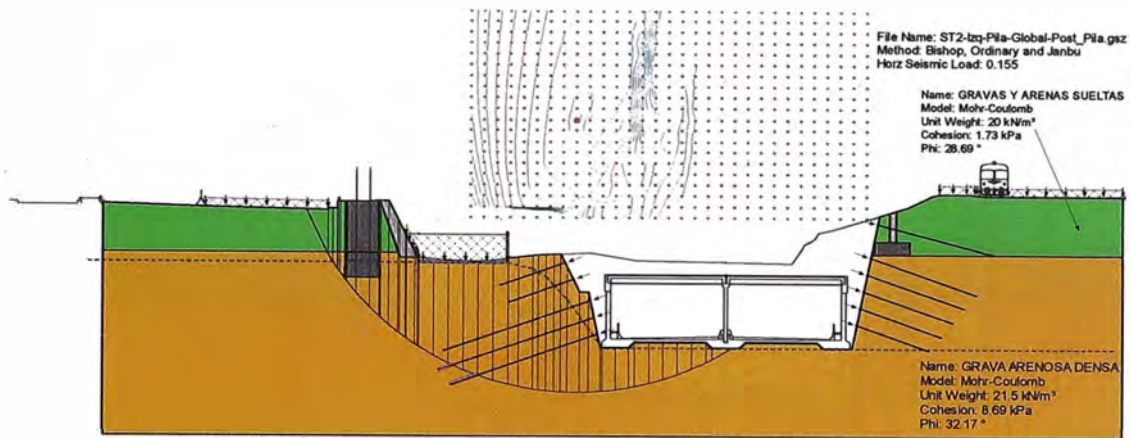


FIGURA N° 3.12. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 2(lado izquierdo)

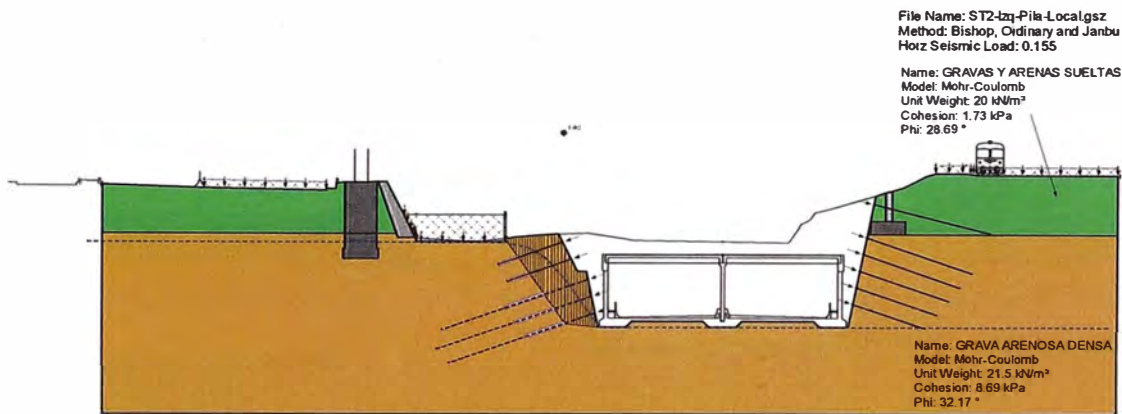


FIGURA N° 3.13. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú - sección tipo 2(lado izquierdo)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud izquierdo para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.6. Características del sistema de anclaje lado izquierdo

Nivel de anclaje	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	7.7	20°	3
2	7.7	20°	3
3	17.7	20°	1.5
4	18.7	20°	1.5
5	17.7	20°	1.5

Fuente: TYPISA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

### 3.4.3. SECCIÓN TÍPO 3 (P.K. 17+470) sin puente

#### Lado derecho

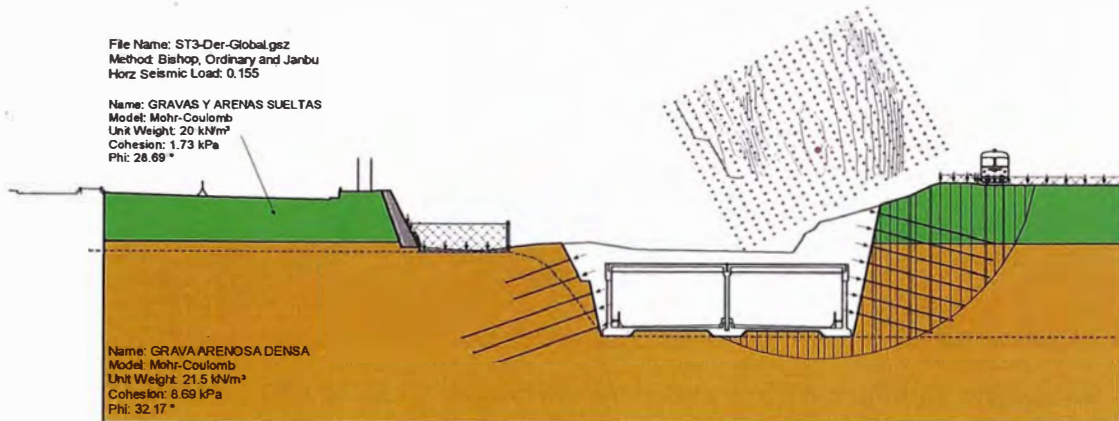


FIGURA N° 3.14. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 3 (lado derecho)

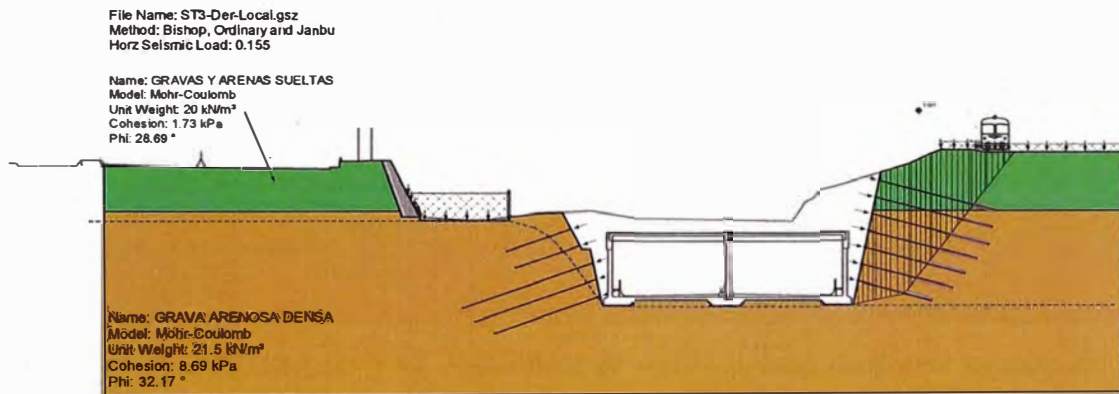


FIGURA N° 3.15. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú- sección tipo 3 (lado derecho)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud derecho para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.7. Características del sistema de anclaje lado derecho

Nivel de anclaje	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	13.7	15°	3
2	13.7	15°	3
3	13.7	15°	3
4	12.7	15°	3
5	11.7	15°	1.5
6	10.7	15°	1.5
7	8.7	15°	1.5

Fuente: TYPASA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

### Lado Izquierdo

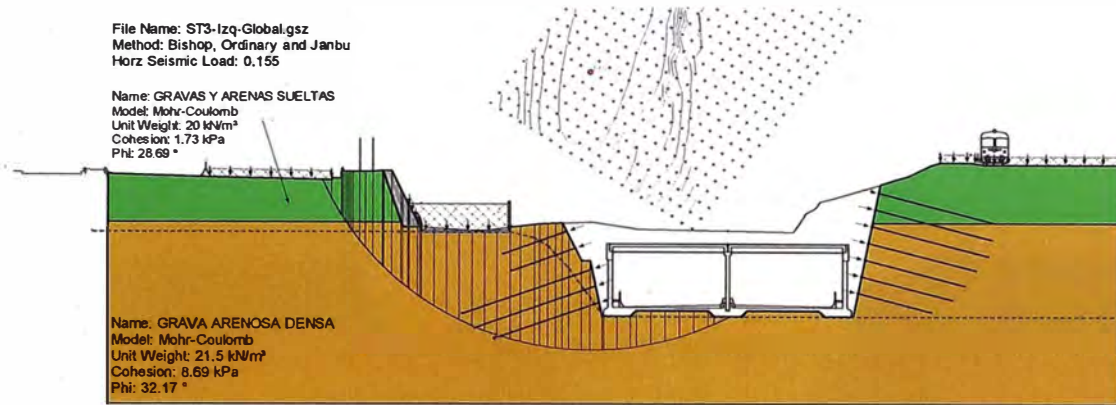


FIGURA N° 3.16. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 3(lado izquierdo)

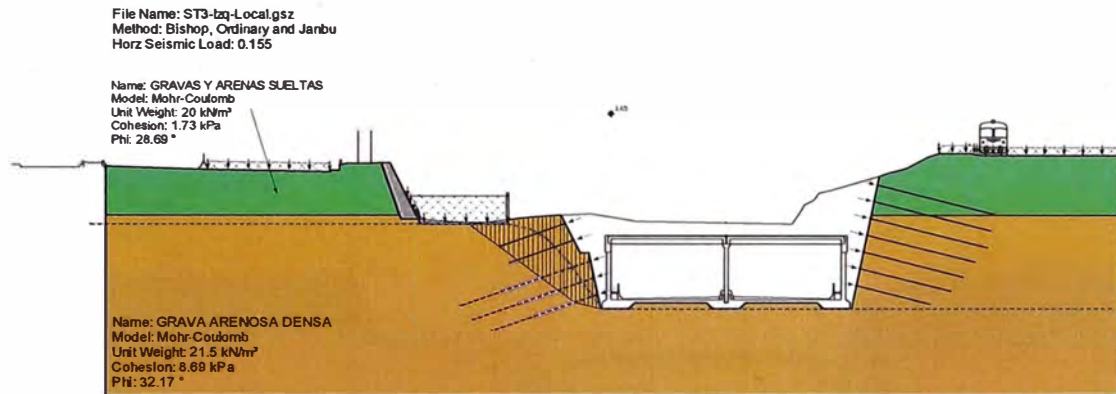


FIGURA N° 3.17. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú - sección tipo 3(lado izquierdo)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud izquierdo para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.8. Características del sistema de anclaje lado izquierda

Nivel de anclaje (*)	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	7.7	20°	3
2	7.7	20°	3
3	15.7	20°	1.5
4	14.7	20°	1.5
5	12.7	20°	1.5

Fuente: TYPESA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

### 3.4.4. SECCIÓN TÍPO 4 (P.K. 17+570)

#### Lado derecho

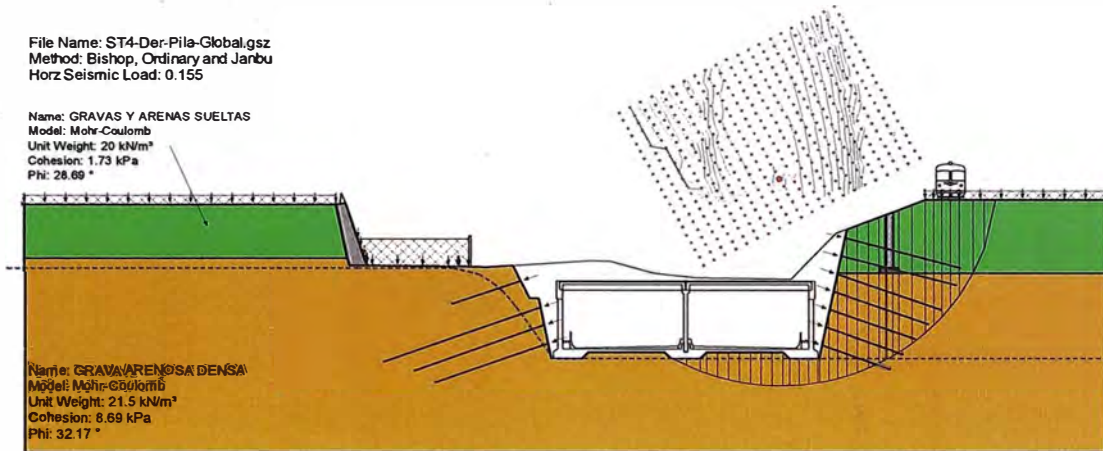


FIGURA N° 3.18. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 4(lado derecho)

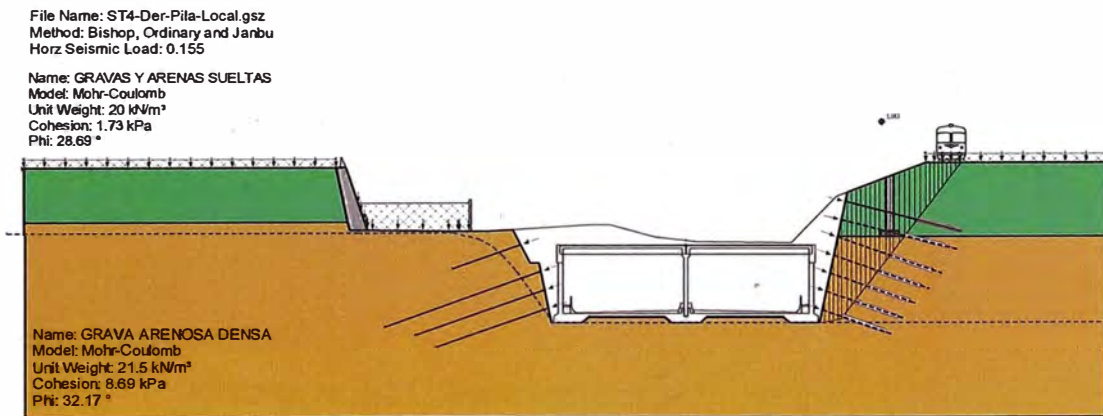


FIGURA N° 3.19. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú - sección tipo 4(lado derecho)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud derecho para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.9. Características del sistema de anclaje lado derecho

Nivel de anclaje	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	12.7	15°	1.5
2	12.7	15°	3
3	11.7	20°	1.5
4	10.7	20°	1.5
5	9.7	20°	1.5
6	8.7	20°	1.5
7	7.7	20°	1.5

Fuente: TYPESA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

## Lado Izquierdo

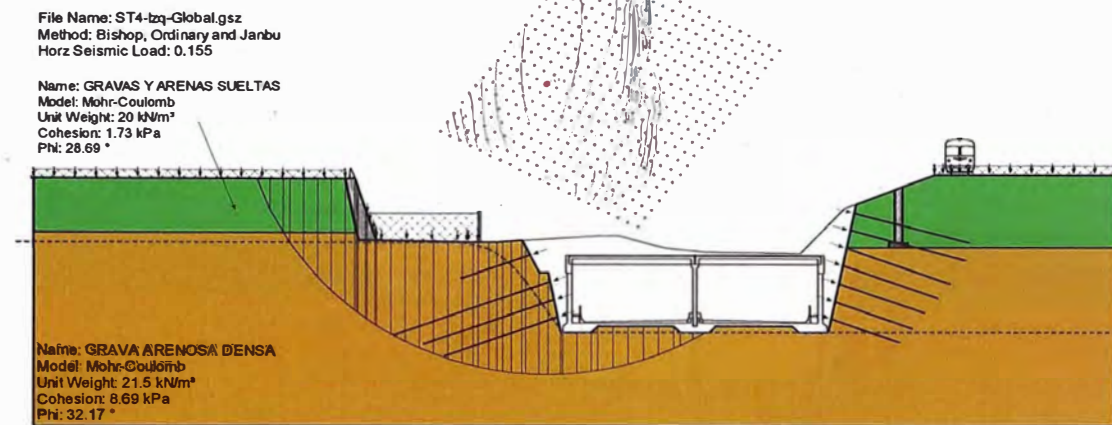


FIGURA N° 3.20. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 4(lado izquierdo)

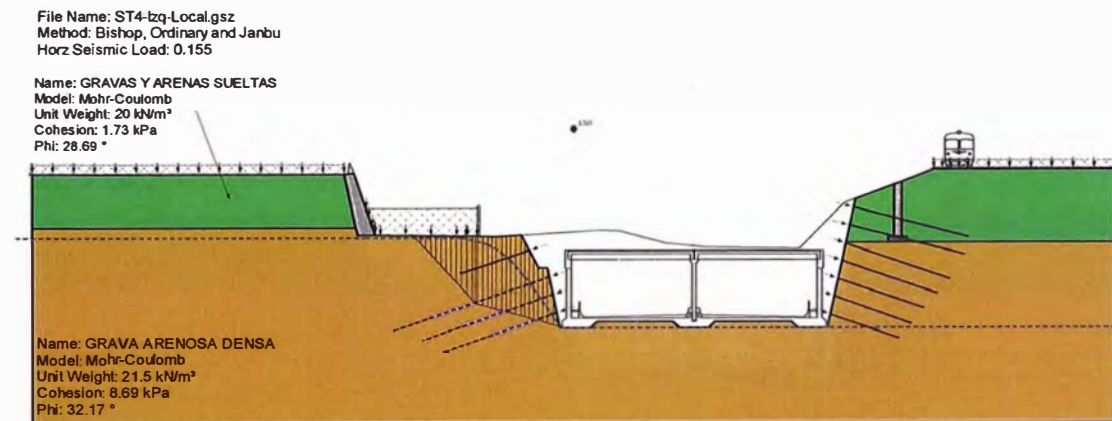


FIGURA N° 3.21. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú - sección tipo 4(lado izquierdo)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud izquierdo para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.10. Características del sistema de anclaje lado izquierdo

Nivel de anclaje (*)	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	7.7	20°	3
2	17.7	20°	1.5
3	14.7	20°	1.5
4	12.7	20°	1.5

Fuente: TYPESA "Estudio de Estabilidad de Taludes"



### 3.4.5. SECCIÓN TÍPO 5 (P.K. 17+570) sin puente

#### Lado derecho

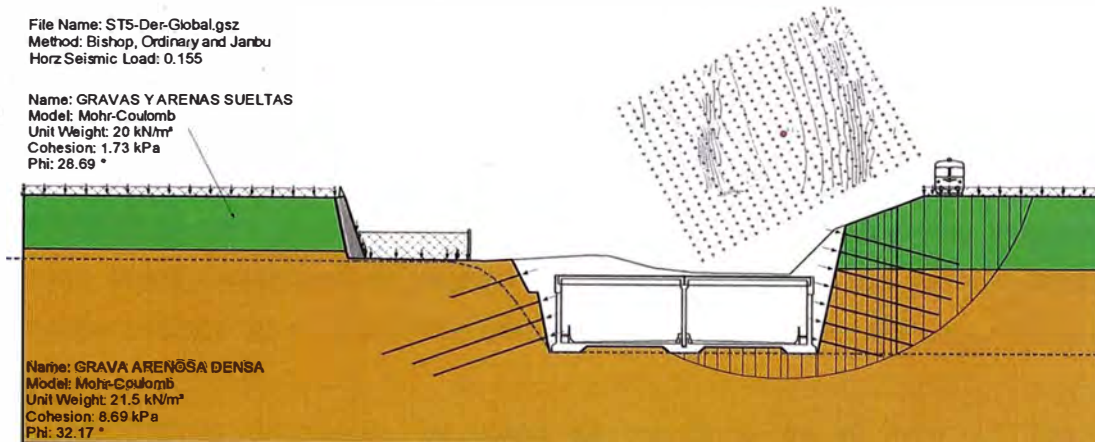


FIGURA N° 3.22. Superficie de rotura crítica mediante método de Bishop - sección tipo 5 (lado derecho)

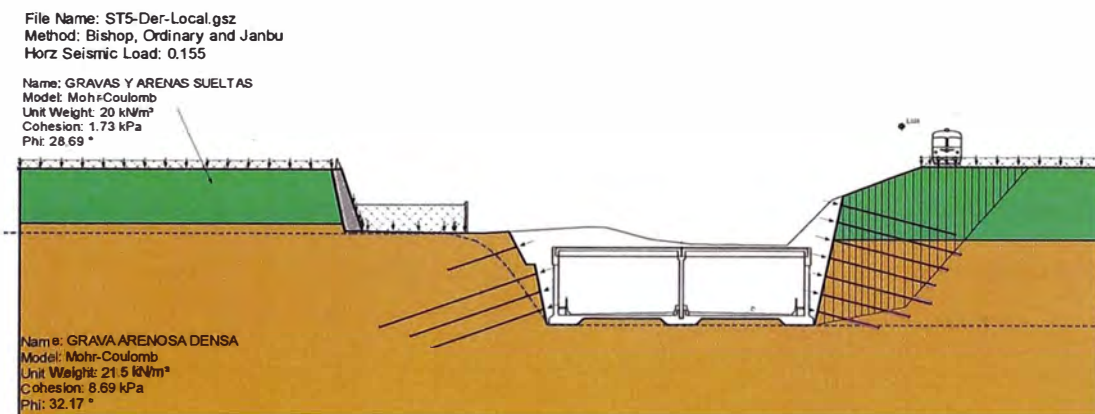


FIGURA N° 3.23. Superficie de rotura crítica mediante método de Janbú - sección tipo 5 (lado derecho)

El sistema de Soil-Nailing necesario en el talud derecho para alcanzar dichos factores de uso se indica en la siguiente tabla resumen:

TABLA N° 3.11. Características del sistema de anclaje lado izquierdo

Nivel de anclaje (*)	Longitud (m)	Inclinación	Separación horizontal (m)
1	12.7	15°	3
2	13.7	15°	3
3	12.7	15°	3
4	11.7	15°	3
5	11.7	15°	1.5
6	9.7	15°	1.5
7	6.7	15°	1.5

Fuente: TYPESA "Estudio de Estabilidad de Taludes"

### 3.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados señalados en el ítem 3.4 son fundamentados por los parámetros geotécnicos considerados por la proyectista. Dichos análisis arrojaron factores de seguridad superiores a 1.2, magnitud suficiente para el caso del sistema de pernos anclados.

Sin embargo para el caso de una obra provisional dichos factores continúan siendo bajos, asumiéndose dicha responsabilidad al tipo de perno utilizado (anclaje pasivo), el cual permite deformaciones generando así éstos factores bajos.

La metodología empleada, tal como se mencionó en el ítem 2.1 fue la combinación de 2 tipos de parámetros geotécnicos, como se evidencia en las Figuras N° 3.1 – 3.23. Ésta depende de la capacidad de arranque que tiene un material, éste está relacionado con coeficiente de fricción interna y su cohesión natural.

Durante el proceso constructivo se empezaron a evidenciar problemas no esperados, lo cual ocasionó nuevas consideraciones en la ingeniería, las mismas que se explicarán en el capítulo 4 del presente informe.

## CAPÍTULO IV:

### PROPUESTA PARA MEJORAS EN LA UTILIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO CON PERNOS ANCLADOS.

#### 4.1. RECONOCIMIENTO DE LOS PROBLEMAS

Una de las más importantes labores que debemos tener los proyectistas es la capacidad de análisis y de poder reconocer todos los factores que se involucran en nuestro proyecto.

El principal problema que se presentan en las obras que involucran excavaciones y su respectivo sistema de sostenimiento para zonas urbanas es que a medida que se profundiza la excavación, ésta genera a las construcciones colindantes problemas de asentamientos, los cuales si no son controlados de manera correcta pueden dañar las estructuras. Así también estos asentamientos pueden modificar el comportamiento inicial de una estructura, como por ejemplo inclinación en vías existentes que modifica el Diseño Geométrico para el cual fue concebido, o asentamientos diferenciales en pilares de puentes esbeltos generando un incremento de amplitudes y cambios en su frecuencia de oscilación propia; éstos, son entre otros, los posibles efectos de asentamientos diferenciales productos de una excavación.

Otro gran problema que siempre se identifica en las obras civiles, es el procedimiento constructivo, el cual está ligado a un factor muy sensible para cualquier tipo de trabajo y en especial en los que se desarrollan en zonas urbanas, es decir el tiempo.

Por lo anteriormente mencionado es que se da la siguiente lista de problemas detectados durante la construcción, indicando las causas y posibles mejoras para tomarse en cuenta.

#### 4.1.1. CRONOGRAMA

En vista que los trabajos del proyecto Vía Expresa Línea Amarilla en éste tramo del estudio comprenden la construcción del túnel bajo el cauce del río Rímac, se tuvo que gestionar la liberación de las áreas del río Rímac en las progresivas correspondientes al túnel, otorgándose solamente un plazo de 2 años para realizar todas las obras necesarias para la construcción del túnel en los periodos de abril a diciembre, por ser éstos los meses de estiaje.

Esto ocasionó que el cronograma para la construcción del túnel optara por acelerar los procesos, ocasionando variaciones en los métodos constructivos.

#### 4.1.2. MÉTODO CONSTRUCTIVO

Por lo expuesto en el punto 4.1.1, se consideró oportuna la utilización de excavación masiva para la aplicación de los pernos de anclaje; lo que dio un avance acelerado en la excavación y en la colocación de los pernos de anclaje. Generando pequeñas deformaciones y rotaciones del plano de falla.

#### 4.1.3. LÍNEA BASE

No se hizo un análisis extenso sobre las condiciones en las que operaban las demás estructuras colindantes. No se hizo una correcta selección de las normas aplicativas para el control de deformaciones de acuerdo al tipo de estructuras que se verían afectadas. Generando inconvenientes al momento del monitoreo continuo alrededor de ejecución de la obra.

#### 4.1.4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Las cargas existentes, ya sean estas producto de la transmisión de esfuerzos de las estructuras existentes, de las cargas móviles, etc., no se les dio un trato particular por tratarse de obras individuales, solo fueron

consideradas en el diseño de los pernos anclados como cargas actuantes en la corona del talud.

#### 4.1.5. CONSIDERACIONES ANTE EVENTUALIDADES DE FUERZA MAYOR

Se sabe que para el diseño de infraestructuras se analiza dentro del tiempo de vida y el periodo de retorno que ésta involucra.

Sin embargo, aparecen salvedades cuando se trata de obras provisionales, obras cuyo periodo de vida no va de acuerdo al contexto en el que se desarrollan las obras definitivas. Este debería ser un tema de especial estudio por las implicancias que últimamente se están desarrollándose puesto que las obras provisionales para megaproyectos llegan a tomar vital importancia como se describirá en ésta aplicación en la obra.

Una de esos puntos identificables son eventos siniestros que puedan ocurrir al momento de la construcción, eventos que podrían afectar en gran medida el cronograma y las estructuras definitivas. Para el caso del Proyecto Vía Expresa Línea Amarilla, el evento de inundación ocurrida el 28 de diciembre de 2012, por el súbito y atípico incremento del caudal el cual superó los registros históricos desde 1965 para los meses de diciembre.

## 4.2. CONSIDERACIONES A TOMAR EN EL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS EN ZONAS URBANAS

A continuación, partiendo de la lista de problemas identificados en el ítem 4.1 se propondrá las consideraciones que se debieron haber tenido en cuenta al momento de diseñar los pernos anclados.

Estas recomendaciones serán válidas para para todo tipo de obras de excavación y sostenimiento en zonas urbanas.

### 4.2.1. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA

Se deberá plantear dependiendo de la geotecnia del terreno, sistemas de excavación masivas por ventanas para evitar romper la estructura interna del terreno; aportando con esta metodología la seguridad en la construcción.

### 4.2.2. SISTEMA DE MONITOREO Y CONTROL

Se deberá implementar un sistema de monitoreo y control de toda las estructuras cercanas a la obra de excavación antes de iniciarse, evaluando el grado de afectación para cada una de ellas para proponer las metodologías de sostenimiento sectorizadas y en otros casos el cierre temporáneo de ciertas estructuras de uso común.

Un correcto sistema de monitoreo sería parte de un sistema de alerta para los trabajadores que podrían estar en zonas por debajo del lugar de trabajo. Existen incluso autores que sustentan predicciones de derrumbes ante desplazamientos controlados.

### 4.2.3. CONSIDERACIÓN DE SINIESTROS

Toda obra de gran envergadura presenta en su proceso constructivo, obras fundamentales a las que en muchas oportunidades no se les da la importancia debida. Esto en razón a que nuestro país no había estado acostumbrado a obras de grandes envergaduras, las cuales poco a poco están tomando fuerza.

Las obras que se analizarán en este ítem, son las obras provisionales, las cuales siempre están presentes pero no llegan a ser parte de la obra final. Están por ejemplo, los andamios, los encofrados, las obras de desvío vehicular, etc.

Ciertas obras provisionales para proyectos de gran envergadura corresponden a mini-proyectos, los cuales involucran una serie de partidas que durarán de acuerdo a la índole del proyecto; y en el caso del proyecto Vía Expresa Línea Amarilla, un periodo de vida de la etapa constructiva.

Lo que efectuamos a continuación es una evaluación ante una posible inundación, contando éste evento como un siniestro ya que la zona de análisis está en el lecho del río.

#### Excavación inundada (zona del puente rayitos de sol)

En el talud de excavación derecho de la progresiva 17+472, para el caso de máxima excavación, con la excavación inundada hasta la cota 139msnm, y considerando una aceleración sísmica de 0.155g, se obtiene un factor de seguridad de 1.06, equivalente a un factor de uso de 0.94, frente a la rotura global de superficie circular (método de Bishop).

La sobrecarga asociada a la cimentación del puente, que debe aplicarse a cota de cimentación de la zapata, se ha simulado como un sobrepeso asignado a la zapata. En la siguiente figura se muestra la superficie de rotura crítica:

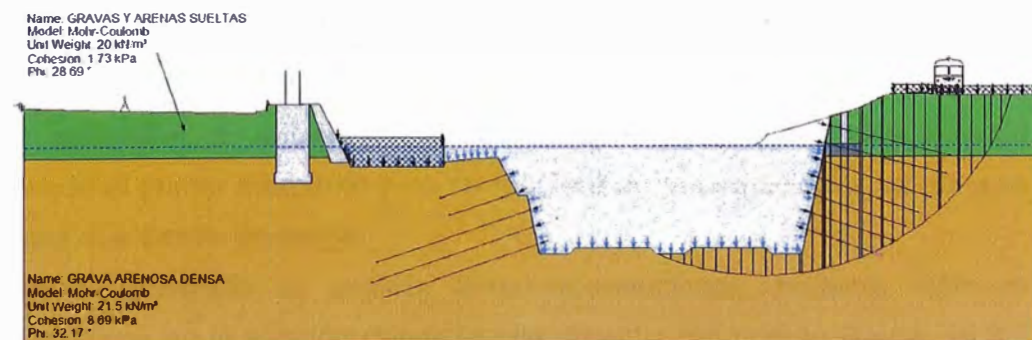


FIGURA N° 4.1. Sección de la progresiva 17+470 lado derecho (Bishop)

Para el mismo talud anterior frente a la rotura local de superficie poligonal (método de Janbu), se obtiene un factor de seguridad de 1.06, equivalente a un factor de uso de 0.94.

En la siguiente figura se muestra la superficie de rotura crítica:

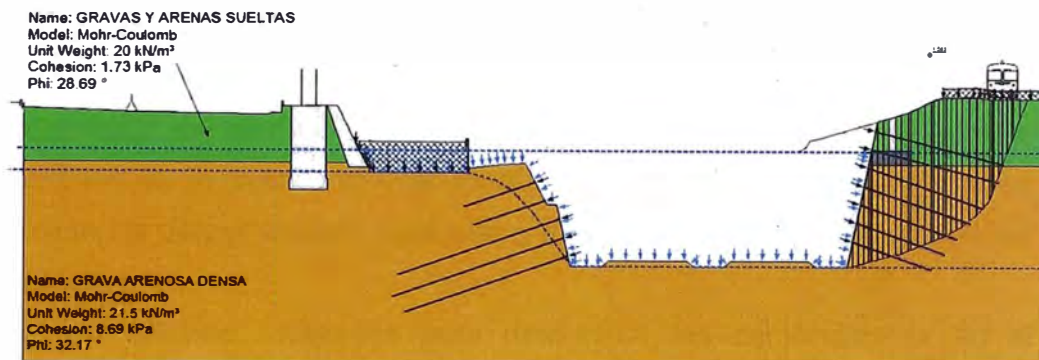


FIGURA N° 4.2. Sección de la progresiva 17+470 lado derecho (Janbú)

Lo que claramente indica que el factor de seguridad sigue siendo mayor a uno debido a que el empuje del agua está a favor de la estabilidad del talud. Y que a pesar de ser mayor a uno, éste tipo de acontecimientos extremos no debe ser ignorado al momento de diseñar.

#### 4.2.4. ANÁLISIS TENSO - DEFORMACIONAL

Como se ha indicado en apartados anteriores, los taludes proyectados con este sistema de refuerzo Soil-Nailing se verán sometidos a deformaciones que pueden no ser admisibles para las estructuras cercanas. Para analizar las deformaciones que pueden producirse se ha realizado un modelo numérico con elementos finitos mediante el software Plaxis 2D. En el caso que dichas deformaciones no sean admisibles para las estructuras cercanas, se pueden reducir las deformaciones mediante la aplicación de anclajes activos, los cuales están sometidos a carga desde el primer momento y no se requiere de deformaciones adicionales para que entren en carga.

Se ha realizado el análisis tenso-deformacional mediante métodos numéricos en la sección donde la pila derecha del puente Rayos de Sol se encuentra más cercana a la excavación, además de ser la que más carga soporta de todas las del lado derecho del túnel. En dicha sección



además de haber una pila cercana a la excavación, la línea del ferrocarril se encuentra más cercana al límite de la excavación.

Mediante el modelo numérico de elementos finitos se ha modelizado las distintas fases constructivas para la excavación del talud, con la colocación del sistema de anclajes pasivos y hormigón proyectado a medida que se va realizando la excavación. Es importante realizar la proyección del hormigón y la colocación de los anclajes inmediatamente después de la excavación del nivel correspondiente. De esta forma se limitan las deformaciones causadas y a su vez se garantiza la estabilidad del talud.

En los cálculos realizados para determinar las deformaciones en el trasdós del talud de excavación, se han empleado las características resistentes y deformacionales de las unidades geotécnicas indicadas en los apartados anteriores.

Las estructuras más cercanas a los taludes del lado derecho de la excavación para la construcción del túnel son el puente Rayos de Sol y la vía férrea.

A continuación se presenta el análisis tenso-deformacional para las secciones típicas consideradas.

#### Sección tipo 2 - Lado derecho

En la siguiente figura se muestra el modelo numérico realizado, con la situación de los anclajes pasivos y con las correspondientes sobrecargas existentes (canal carga del ferrocarril y carga vehicular). Como se ha comentado anteriormente, la sobrecarga asociada al puente se aplica como un incremento en el peso específico del material asociado al clúster de la zapata en el modelo.

En esta sección la que la pila del puente se encuentra más cercana a los límites de excavación.

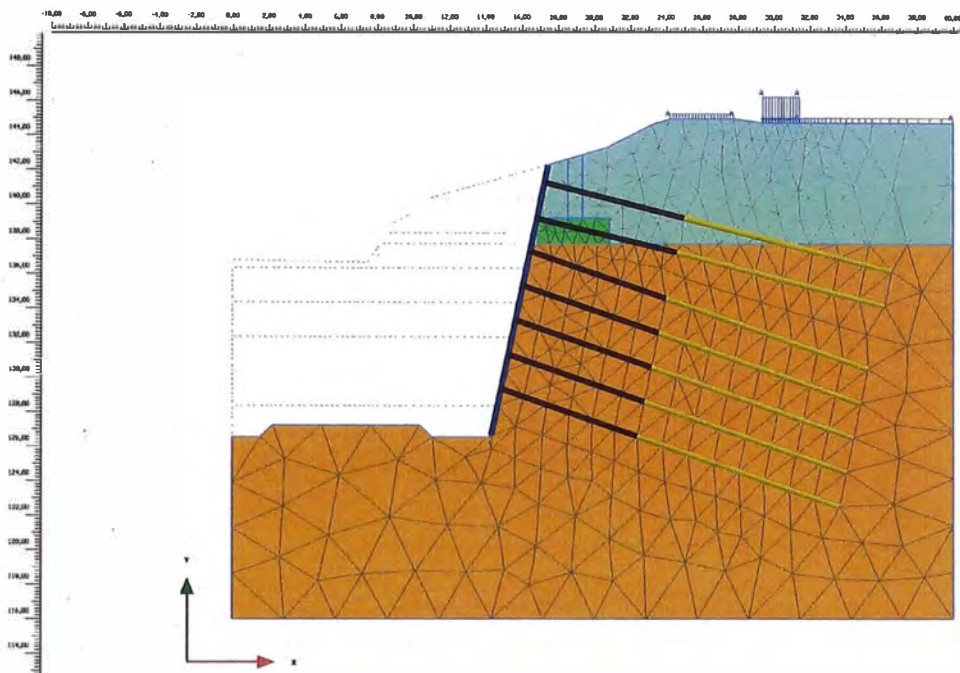


FIGURA N° 4.3. Modelo numérico lado derecho sección tipo 2.

En la siguiente figura se muestran los desplazamientos que se producen en el trasdós del talud por efecto de la máxima excavación:

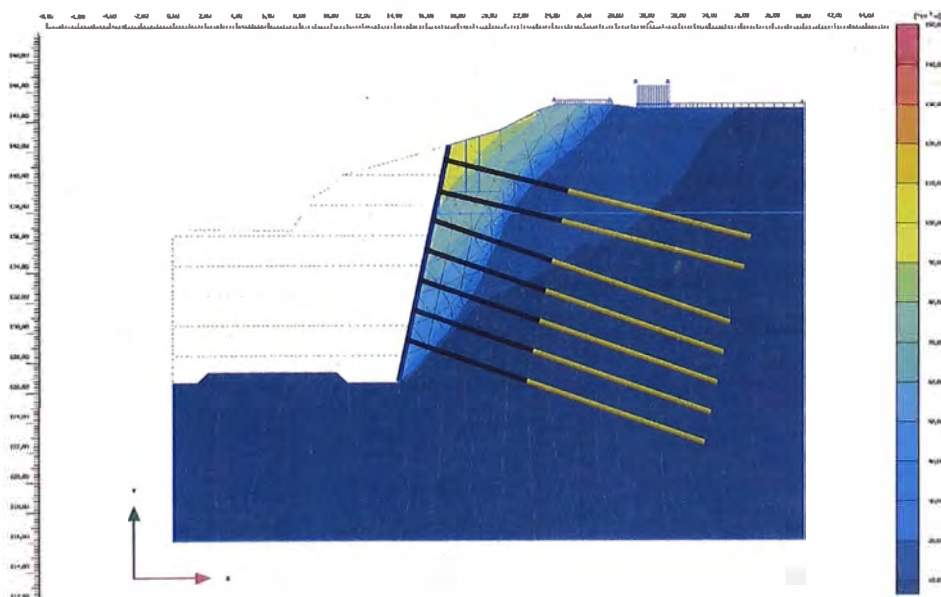


FIGURA N° 4.4. Desplazamientos totales en el trasdós de la excavación.

Los desplazamientos totales en la base de la zapata tienen la siguiente distribución. El valor máximo es de 7.8cm, con una componente vertical máxima de 6.6cm y una componente horizontal máxima de 1.8cm.

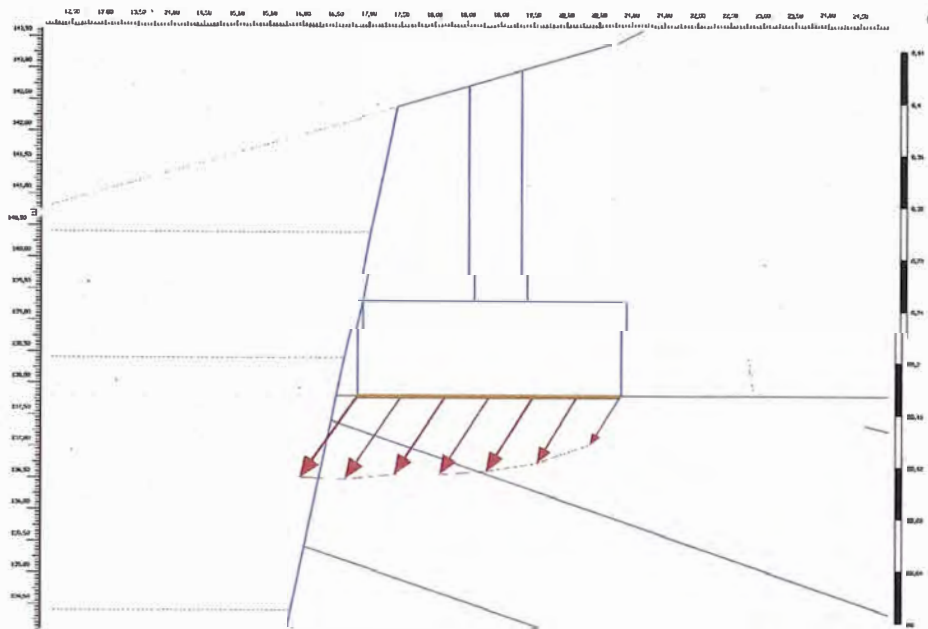


FIGURA N° 4.5. Distribución de los desplazamientos bajo la zapata del puente.

En cuanto a los movimientos que se producirán bajo la línea del ferrocarril, en el siguiente punto puede verse como la línea del ferrocarril queda fuera de la cuña de desplazamientos significativos producidos por la excavación.

Se considera que las deformaciones que se producirían bajo la pila del puente con una protección mediante anclajes pasivos son inadmisibles.

#### Sección tipo 4. Lado derecho

En la siguiente figura se muestra el modelo numérico realizado, con la situación de los anclajes pasivos y con las correspondientes sobrecargas existentes (canal carga del ferrocarril y carga vehicular). Tal y como se ha comentado anteriormente, la sobrecarga asociada al puente se aplica como un incremento en el peso específico del material asociado al clúster de la zapata en el modelo.

Esta sección es en la que la línea del ferrocarril se encuentra más cercana a los límites de excavación.

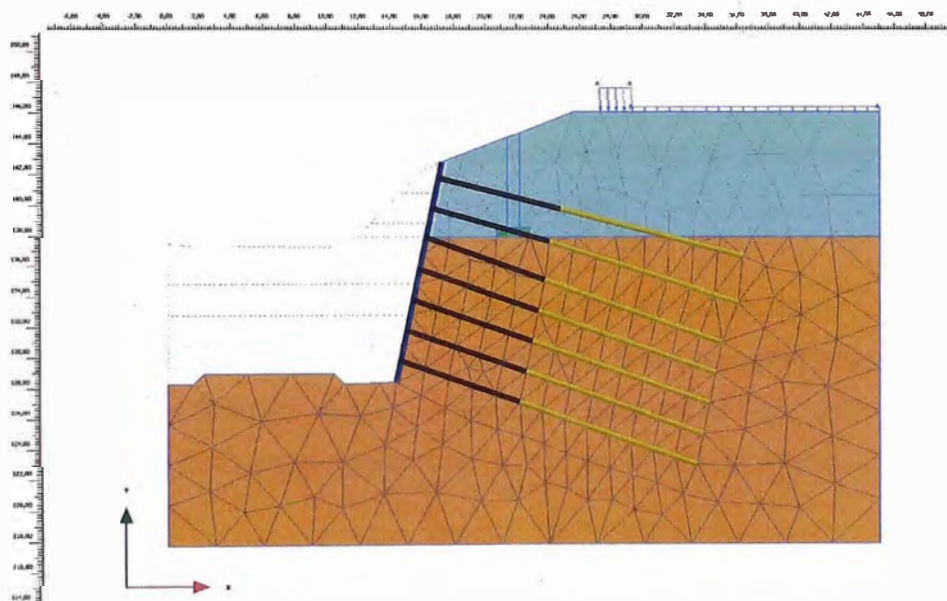


FIGURA N° 4.6. Modelo numérico lado derecho sección tipo 4.

En la siguiente figura se muestran los desplazamientos que se producen en el trasdós del talud por efecto de la máxima excavación:

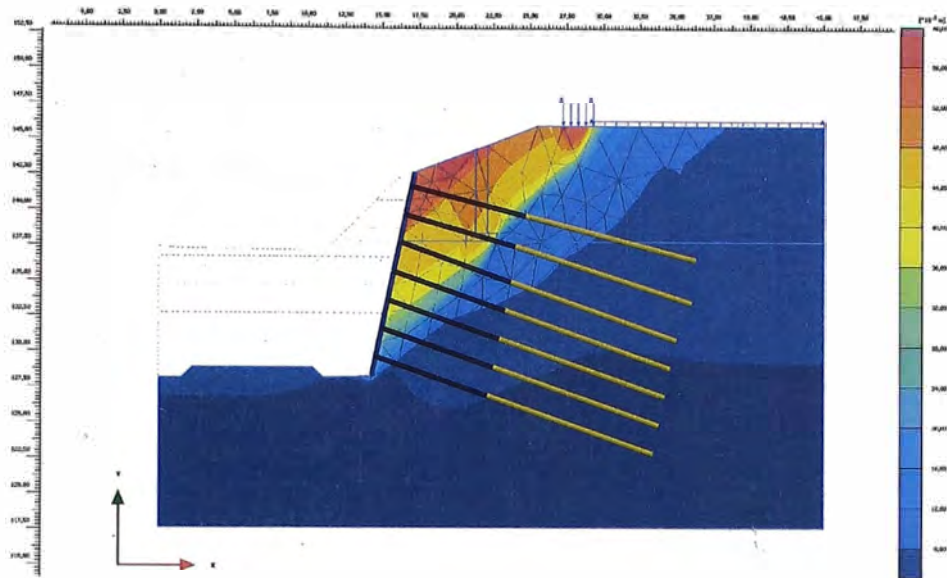


FIGURA N° 4.7. Desplazamientos totales en el trasdós de la excavación.

Los desplazamientos totales bajo la línea del ferrocarril tienen la siguiente distribución. El valor máximo es de 5.6cm, con una componente vertical máxima de 4.8cm en el lado izquierdo y 3cm en el lado derecho, y una componente horizontal máxima de 3.2cm en el lado izquierdo y 2cm en el lado derecho.

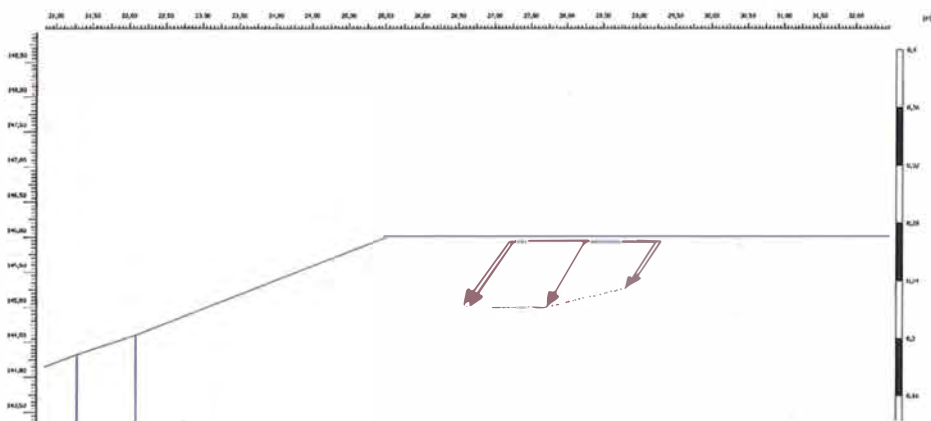
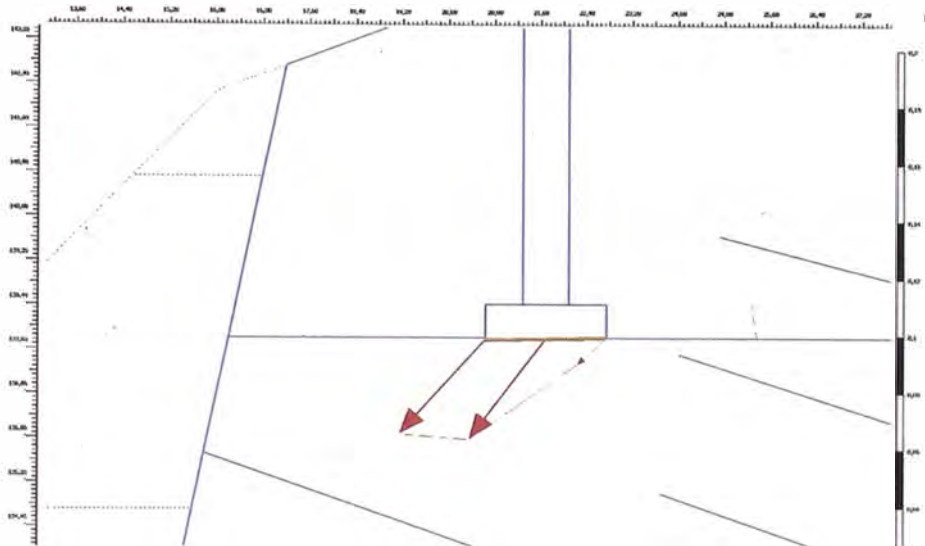


FIGURA N° 4.8 Distribución de los desplazamientos bajo el ferrocarril.

Estos desplazamientos se consideran tolerables para este tipo de infraestructura.

Por su parte, los desplazamientos totales en la base de la zapata tienen la siguiente distribución. El valor máximo es de 4.5cm, con una componente vertical máxima de 3.6cm y una componente horizontal máxima de 2.9cm.



*FIGURA N° 4.9 Distribución de los desplazamientos bajo la zapata del puente.*

Aunque estos valores son menores que en la sección tipo 2 (la pila está más alejada de los límites de excavación), también se consideran inadmisibles. En el apartado siguiente se presenta la solución definitiva para las pilas del puente.

#### Sección tipo 2. Lado derecho. Anclajes activos.

Tal y como se ha visto en los dos apartados anteriores, las deformaciones que se producirían bajo los pilares del puente Rayos de Sol si se protegiera el talud con anclajes pasivos serían inadmisibles. Por este motivo se propone una solución mediante anclajes activos en las 5 filas inferiores.

En la siguiente figura se muestran los desplazamientos que se producen en el trasdós del talud por efecto de la máxima excavación:

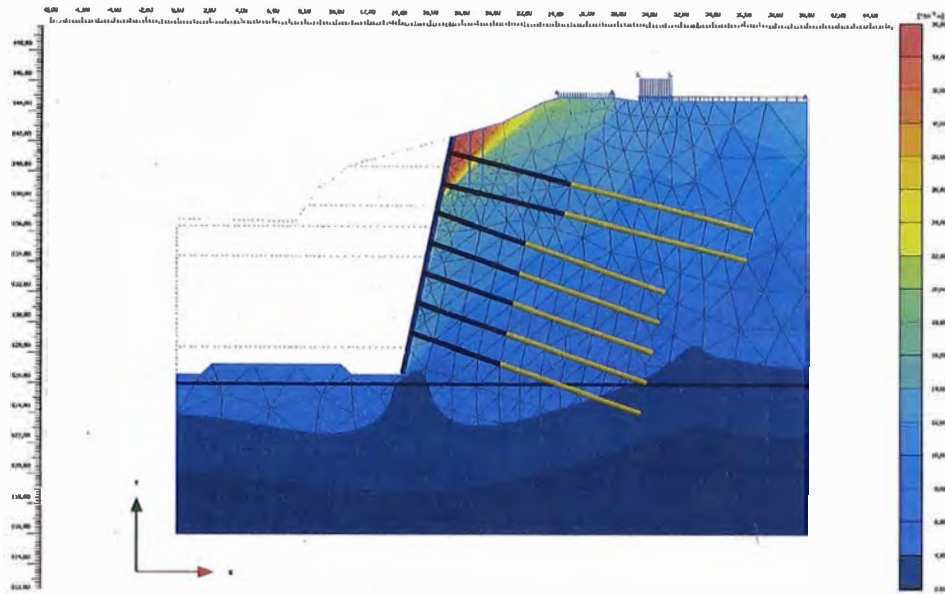


FIGURA N° 4.10. Desplazamientos totales en el trasdós de la excavación.

Los desplazamientos totales en la base de la zapata tienen la siguiente distribución. El valor máximo es de 1.6cm, con una componente vertical máxima de 0.8cm y una componente horizontal máxima de 1cm.

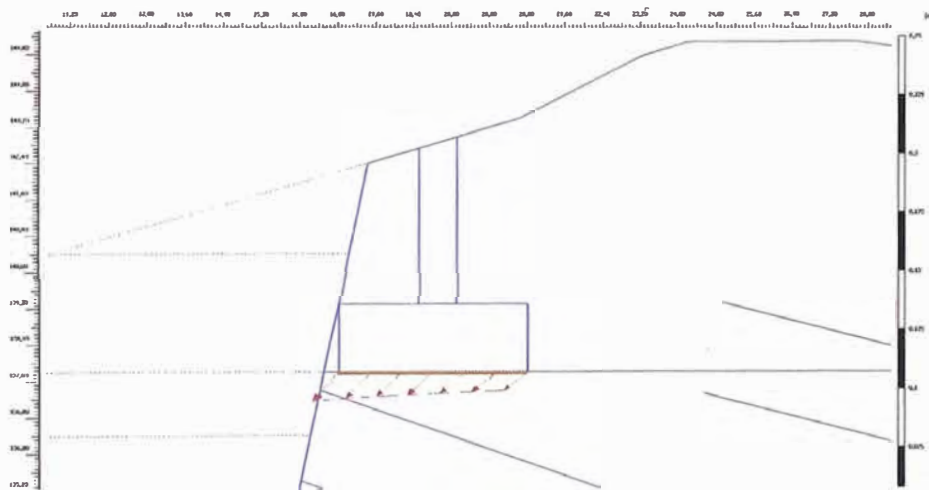


FIGURA N° 4.11. Distribución de los desplazamientos bajo la zapata del puente.

Estas deformaciones se consideran aceptables para este tipo de estructura. Esta distribución de anclas activas puede extrapolarse a todas

las pilas del lado derecho del puente, tal y como se muestra en los planos adjuntos.

#### 4.2.5. RESUMEN DE LA PROPUESTA

En la siguiente tabla se resume las características de sistema de protección frente a la inestabilidad formado por la combinación Soil-Nailing y anclas activas, en base a los análisis realizados y expuestos en los apartados anteriores.

Junto con el presente informe, se adjuntan los planos del sistema de estabilización de taludes (secciones transversales, planta, detalles de armados, hormigón proyectado y anclajes).

TABLA N° 4.1. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes Activos (A) y Pasivos (P)

TRAMO	LONGITUD DEL TRAMO	LADO	SECCIÓN TIPO	NIVEL DE ANCLAJE	N° SEGÚN PLANO	TIPO A = Activo	SEPARACIO N	LONGITUD / ANCLAJE				
unidades												
17+420 AL 17+453	33	DERECHO	1	1	1	P	3	11.7				
				2	2	P	3	11.7				
				3	3	P	3	10.7				
				4	4	P	3	9.7				
				5	5	P	1.5	11.7				
				6	6	P	1.5	9.7				
				7	7	P	1.5	7.7				
		IZQUIERDO	1	1	1	P	3	7.7				
				2	2	P	3	7.7				
				3	3	P	1.5	16.7				
				4	4	P	1.5	14.7				
				5	5	P	1.5	13.7				
				17+453 AL 17+460	7	IZQUIERDO	1	1	1	P	3	7.7
								2	2	P	3	7.7
3	3	P	1.5					16.7				
4	4	P	1.5					14.7				
5	5	P	1.5					13.7				
17+460 AL 17+467	7	IZQUIERDO	2	1	1	P	3	7.7				
				2	2	P	3	7.7				
				3	3	P	1.5	17.7				
				4	4	P	1.5	18.7				
				5	5	P	1.5	17.7				

Fuente: Elaboración propia



TABLA N° 4.2. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes Activos (A) y Pasivos (P)

TRAMO	LONGITUD DEL TRAMO	LADO	SECCIÓN TIPO	NIVEL DE ANCLAJE	Nº SEGÚN PLANO	TIPO A = Activo	SEPARACIO N	LONGITUD / ANCLAJE
unidades							m	m
17+467 AL 17+477	10	IZQUIERDO	2	1	1	P	3	7.7
				2	2	P	3	7.7
				3	3	P	1.5	17.7
				4	4	P	1.5	18.7
				5	5	P	1.5	17.7
17+477 AL 17+485	8	DERECHO	3	1	1	P	3	13.7
				2	2	P	3	13.7
				3	3	P	3	13.7
				4	4	P	3	12.7
				5	5	P	1.5	11.7
				6	6	P	1.5	10.7
				7	7	P	1.5	8.7
		IZQUIERDO	3	1	1	P	3	7.7
				2	2	P	3	7.7
				3	3	P	1.5	15.7
				4	4	P	1.5	14.7
				5	5	P	1.5	12.7
				5	5	P	1.5	12.7
17+485 AL 17+495	10	DERECHO	2	1	1	P	3	13.7
				2	2	P	3	13.7
				3	3	A	1.5	15.7
				4	4	A	1.5	15.7
				5	5	A	1.5	15.7
				6	6	A	1.5	15.7
				7	7	A	1.5	15.7
		IZQUIERDO	3	1	1	P	3	7.7
				2	2	P	3	7.7
				3	3	P	1.5	15.7
				4	4	P	1.5	14.7
				5	5	P	1.5	12.7
				5	5	P	1.5	12.7
				5	5	P	1.5	12.7
17+495 AL 17+505	10	DERECHO	3	1	1	P	3	13.7
				2	2	P	3	13.7
				3	3	P	3	13.7
				4	4	P	3	12.7
				5	5	P	1.5	11.7
				6	6	P	1.5	10.7
				7	7	P	1.5	8.7
		IZQUIERDO	3	1	1	P	3	7.7
				2	2	P	3	7.7
				3	3	P	1.5	15.7
				4	4	P	1.5	14.7
				5	5	P	1.5	12.7
				5	5	P	1.5	12.7
				5	5	P	1.5	12.7
17+505 AL 17+515	10	DERECHO	2	1	1	P	3	13.7
				2	2	P	3	13.7
				3	3	A	1.5	15.7
				4	4	A	1.5	15.7
				5	5	A	1.5	15.7
				6	6	A	1.5	15.7
				7	7	A	1.5	15.7
		IZQUIERDO	3	1	1	P	3	7.7
				2	2	P	3	7.7
				3	3	P	1.5	15.7
				4	4	P	1.5	14.7
				5	5	P	1.5	12.7
				5	5	P	1.5	12.7
				5	5	P	1.5	12.7

Fuente: Elaboración propia

TABLA N° 4.3. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes Activos (A) y Pasivos (P)

TRAMO	LONGITUD DEL TRAMO	LADO	SECCIÓN TIPO	NIVEL DE ANCLAJE	Nº SEGÚN PLANO	TIPO A = Activo	SEPARACIO N	LONGITUD / ANCLAJE				
unidades												
17+515 AL 17+520	5	DERECHO	3	1	1	P	3	13.7				
				2	2	P	3	13.7				
				3	3	P	3	13.7				
				4	4	P	3	12.7				
				5	5	P	1.5	11.7				
				6	6	P	1.5	10.7				
				7	7	P	1.5	8.7				
		IZQUIERDO	3	1	1	P	3	7.7				
				2	2	P	3	7.7				
				3	3	P	1.5	15.7				
				4	4	P	1.5	14.7				
				5	5	P	1.5	12.7				
				m								
				m								
17+520 AL 17+525	5	DERECHO	3	1	1	P	3	13.7				
				2	2	P	3	13.7				
				3	3	P	3	13.7				
				4	4	P	3	12.7				
				5	5	P	1.5	11.7				
				6	6	P	1.5	10.7				
				7	7	P	1.5	8.7				
		IZQUIERDO	4 y 5	1	1	P	3	7.7				
				2	2	P	1.5	17.7				
				3	3	P	1.5	14.7				
				4	4	P	1.5	12.7				
				m								
				m								
				17+525 AL 17+535	10	DERECHO	2	1	1	P	3	13.7
2	2	P	3					13.7				
3	3	A	1.5					15.7				
4	4	A	1.5					15.7				
5	5	A	1.5					15.7				
6	6	A	1.5					15.7				
7	7	A	1.5					15.7				
IZQUIERDO	4 Y 5	1	1			P	3	7.7				
		2	2			P	1.5	17.7				
		3	3			P	1.5	14.7				
		4	4			P	1.5	12.7				
		m										
		m										
		17+535 AL 17+545	10			DERECHO	5	1	1	P	3	12.7
2	2			P	3			13.7				
3	3			P	3			12.7				
4	4			P	3			11.7				
5	5			P	1.5			11.7				
6	6			P	1.5			9.7				
7	7			P	1.5			6.7				
IZQUIERDO	4 Y 5			1	1	P	3	7.7				
				2	2	P	1.5	17.7				
				3	3	P	1.5	14.7				
				4	4	P	1.5	12.7				
				m								
				m								
				17+545 AL 17+555	10	DERECHO	4	1	1	P	1.5	12.7
2	2	P	3					12.7				
3	3	A	1.5					15.7				
4	4	A	1.5					15.7				
5	5	A	1.5					15.7				
6	6	A	1.5					15.7				
7	7	A	1.5					15.7				
IZQUIERDO	4 Y 5	1	1			P	3	7.7				
		2	2			P	1.5	17.7				
		3	3			P	1.5	14.7				
		4	4			P	1.5	12.7				
		m										
		m										

Fuente: Elaboración propia

TABLA N° 4.4. Resumen de mejoras en la aplicación de anclajes Activos  
(A) y Pasivos (P)

TRAMO	LONGITUD DEL TRAMO	LADO	SECCIÓN TIPO	NIVEL DE ANCLAJE	Nº SEGÚN PLANO	TIPO A = Activo	SEPARACIO N	LONGITUD / ANCLAJE
unidades								
17+555 AL 17+565	10	DERECHO	5	1	1	P	3	12.7
				2	2	P	3	13.7
				3	3	P	3	12.7
				4	4	P	3	11.7
				5	5	P	1.5	11.7
				6	6	P	1.5	9.7
				7	7	P	1.5	6.7
		IZQUIERDO	4 Y 5	1	1	P	3	7.7
				2	2	P	1.5	17.7
				3	3	P	1.5	14.7
				4	4	P	1.5	12.7
				1	1	P	1.5	12.7
				2	2	P	3	12.7
				3	3	A	1.5	15.7
17+565 AL 17+575	10	DERECHO	4	4	4	A	1.5	15.7
				5	5	A	1.5	15.7
				6	6	A	1.5	15.7
				7	7	A	1.5	15.7
				1	1	P	3	7.7
				2	2	P	1.5	17.7
				3	3	P	1.5	14.7
		IZQUIERDO	4 Y 5	4	4	P	1.5	12.7
				1	1	P	3	12.7
				2	2	P	3	13.7
				3	3	P	3	12.7
				4	4	P	3	11.7
				5	5	P	1.5	11.7
				6	6	P	1.5	9.7
17+575 AL 17+595	20	DERECHO	5	7	7	P	1.5	6.7
				1	1	P	3	7.7
				2	2	P	1.5	17.7
				3	3	P	1.5	14.7
				4	4	P	1.5	12.7
				1	1	P	3	10.7
				2	2	P	3	10.7
		IZQUIERDO	4 Y 5	3	3	P	3	10.7
				4	4	P	1.5	10.7
				5	5	P	1.5	10.7
				6	6	P	1.5	10.7
				7	7	P	1.5	9.7
				1	1	P	3	11.7
				2	2	P	1.5	15.7
17+595 AL 17+620	25	DERECHO	6	3	3	P	1.5	13.7
				4	4	P	1.5	11.7
				1	1	P	3	11.7
				2	2	P	1.5	15.7
				3	3	P	1.5	13.7
				4	4	P	1.5	11.7
				IZQUIERDO	6	1	1	P
		2	2			P	1.5	15.7
		3	3			P	1.5	13.7
		4	4			P	1.5	11.7

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. CONCLUSIONES

- Los sistemas de pernos anclados han evidenciado un rápido avance en el procedimiento de corte y sostenimiento.
- Todo proyecto de excavación afecta el comportamiento del terreno; el tener conciencia de ello además del buen criterio para la elección del sistema de sostenimiento correspondiente, puede reducir dichas afectaciones.
- El proyecto de aplicación señalado en éste informe sólo toma consideraciones de diseño para un sistema de sostenimiento provisional.
- El proceso constructivo empleado ha presentado limitaciones en cuanto a que no contemplaba los daños a las estructuras existentes colindantes a la zona de trabajo.
- La seguridad en el procedimiento constructivo empleado depende en gran medida de la capacidad de auto-sostenimiento (parámetros geotécnicos) del terreno entre las etapas de excavación y estabilización con shotcrete (ver Figura N° 2.6).
- La falta de la implementación de un sistema de monitoreo sobre la posible afectación de las estructuras involucradas provocó la aparición de proyectos de reparación y mantenimiento que no fueron contempladas en el costo de la obra.
- Para el caso de la aplicación señalada, no se consideró en el proyecto inicial la posibilidad de ocurrencia de siniestros, en vista de que el tipo de proyecto analizado era solo del tipo provisional.

## 5.2. RECOMENDACIONES

- Para optimizar la característica de rapidez constructiva del sistema de sostenimiento mediante pernos anclados se deberá de definir los procedimientos constructivos de acuerdo a las limitaciones propias del terreno (auto-sostenimiento).
- Un análisis más sensible a las deformaciones del suelo bajo la base de elementos existentes permitiría conocer a tiempo el tipo de sostenimiento que se le puede dar (anclajes activos) a un talud de corte para no afectar las estructuras colindantes.
- Las obras provisionales deben ser consideradas dentro de un análisis de riesgo. De acuerdo al tipo de obra provisional como en el caso del proyecto de aplicación, éstas eran obras que estaban expuestas a grandes riesgos, en vista de que si una de ellas falla, los procesos se paralizarían. Se recomienda darles importancia a las obras provisionales para el diseño de su vida útil y consideraciones en el periodo de retorno.
- Se debe implementar un sistema de monitoreo meses antes de iniciado el proyecto con meses de anticipación para conocer el estado actual de las estructuras existentes y replantear los sistemas de anclaje y los procedimientos constructivos de tal forma de no disminuir su performance.
- Las buenas prácticas evidenciadas en otros países sobre el empleo de pernos anclados activos para obras provisionales, prohíbe dejar los pernos activados bajo tierra, ya que una posible futura excavación podría romper la tensión generada en los bulbos de anclaje.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LRFD “Bridge Construction Specifications”, 2010
- AASHTO LRFD “Bridge Design Specifications”, 2010
- AASHTO “Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - CIVIL ELEMENTS”, 2010
- CEMAL, B. ARRIOGLU, E. “Diseño de ademes em minas. Ed. Limusa”
- Eurocode 3: “Design of Steel Structures - Design of Joints”, European Standard, CEN.
- FHWA, “Geotechnical Circular No 7, Soil Nail Walls, publication FHWA-IF-03-017, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C., 2003
- FHWA, “Manual for Design & Construction monitoring of soil Nail Walls”, FHWA-SA-96-096R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C., 1998
- Neotecnica, “Estudio Geotécnico para el Túnel”, Proyecto Vía Expresa Línea Amarilla, 2012
- Tan, Yean-Chin & Chow, Chee-Meng, “Slope stability and stabilization”, 2004
- TYPESA, “Estudio de Estabilidad de taludes para la excavación del túnel”, Proyecto Vía Expresa Línea Amarilla, 2012

## ANEXOS

## ANEXO 1: PLANOS

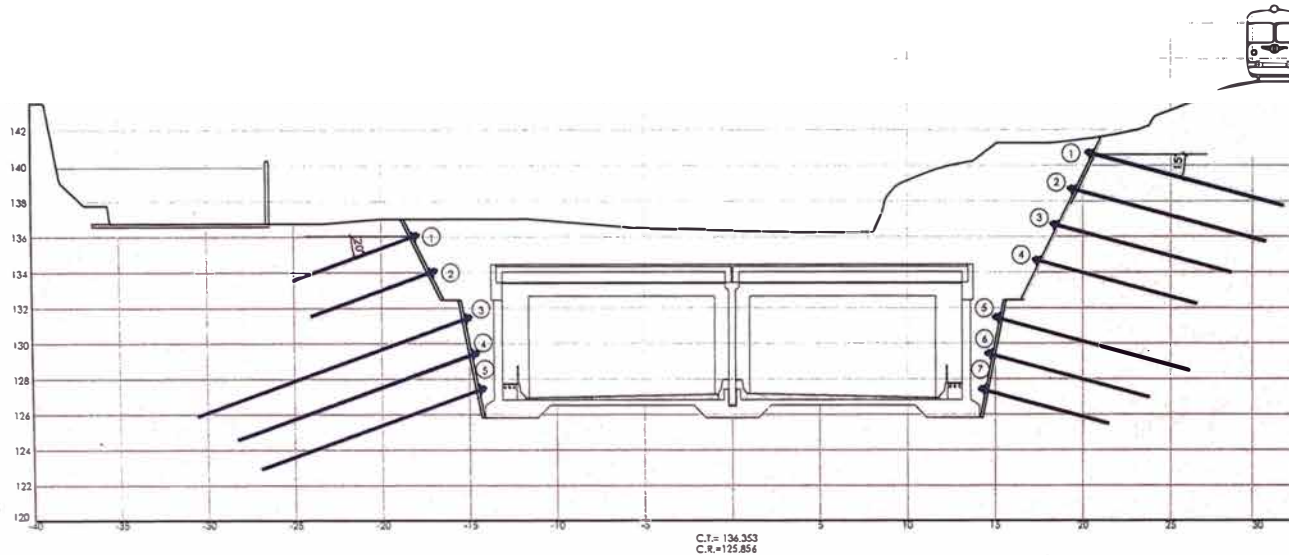


SECCIÓN TIPO 1 (P.K.17+440)

LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	134.00	7.70	3.00
2	20°	134.00	7.70	3.00
3	20°	131.40	14.70	1.50
4	20°	129.40	14.70	1.50
5	20°	127.40	13.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+400-17+460



LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	140.60	11.70	3.00
2	15°	138.60	11.70	3.00
3	15°	136.60	10.70	3.00
4	15°	134.60	9.70	3.00
5	15°	131.40	11.70	1.50
6	15°	129.40	9.70	1.50
7	15°	127.40	7.70	1.50

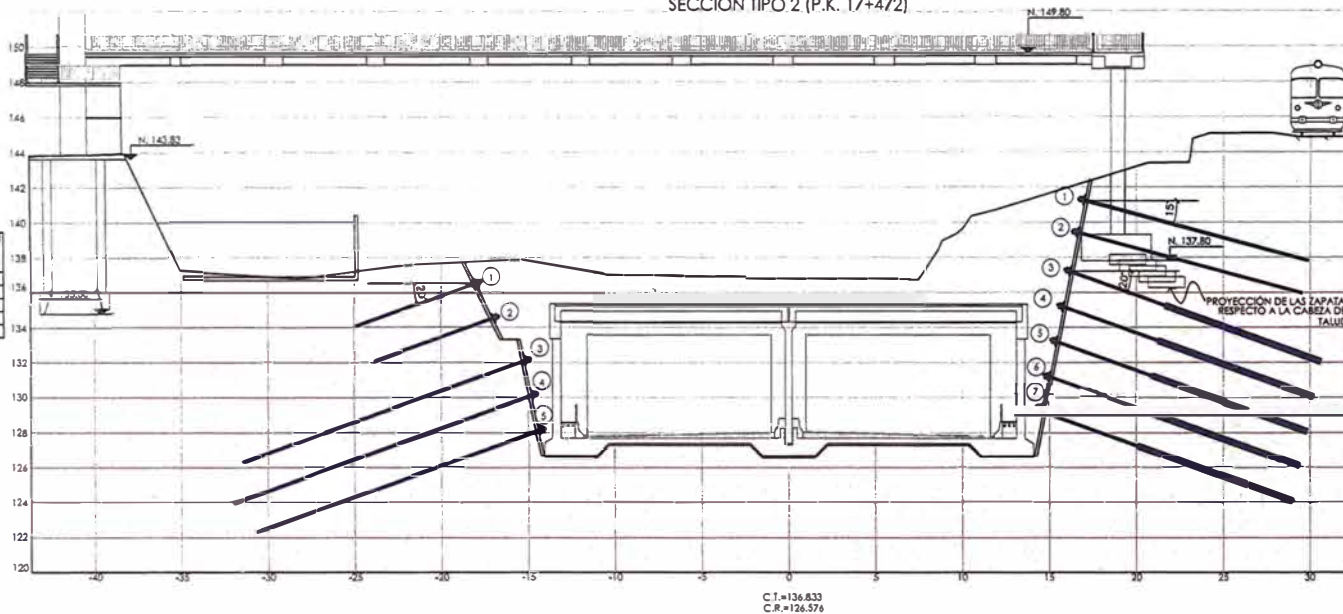
TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+420-17+453

SECCIÓN TIPO 2 (P.K. 17+472)

LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	136.70	7.70	3.00
2	20°	134.70	7.70	3.00
3	20°	132.30	17.70	1.50
4	20°	130.30	18.70	1.50
5	20°	128.30	17.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+460-17+477



LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.40	13.70	3.00
2	15°	139.40	13.70	3.00

ANCLAS ACTIVAS

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD LIBRE M	LONGITUD BULBO M	SEPARACION HORIZONTAL M	TENSION PRETENSADA Kgf
3	20°	137.40	6.20	9.50	1.50	270
4	20°	135.40	6.20	9.50	1.50	270
5	20°	133.40	6.20	9.50	1.50	270
6	20°	131.40	6.20	9.50	1.50	270
7	20°	129.40	6.20	9.50	1.50	270

TRAMOS DE APLICACION  
P.K. 17+467-17+477  
P.K. 17+485-17+495  
P.K. 17+505-17+515  
P.K. 17+525-17+535

GRAVA Y ARENA SUELTAS

GRAVAS ARENOSAS DENSAS

NOTA:  
LOS ANCLAJES SE DISPONDRAN A TRESBOLLO, SIGUIENDO  
LOS DATOS DE LA TABLA CORRESPONDIENTE.



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA



CONSTRUCTORA



JEFE DE PROYECTO  
ING. AERILS DE LA ROSA TORO ROJAS  
DISEÑO  
ING. JOSÉ LUIS SANCHEZ JIMENEZ  
DESAR.  
ING. ALVARO DEL CUYLLO MARTINEZ

REVISIONES	
Nº	FECHA
01	09-08-2012
	INFORME EJECUTIVO

PROYECTO  
VIA EXPRESA LINEA AMARILLA  
(VIA PARQUE RIMAC)

Nº DE PLANO  
TU-E102-01  
Nº DE HOJA  
1 de 3

DESCRIPCION DEL PLANO  
TUNEL  
ESTABILIDAD DE TALUDES  
P.K. 17+420 - 17+620

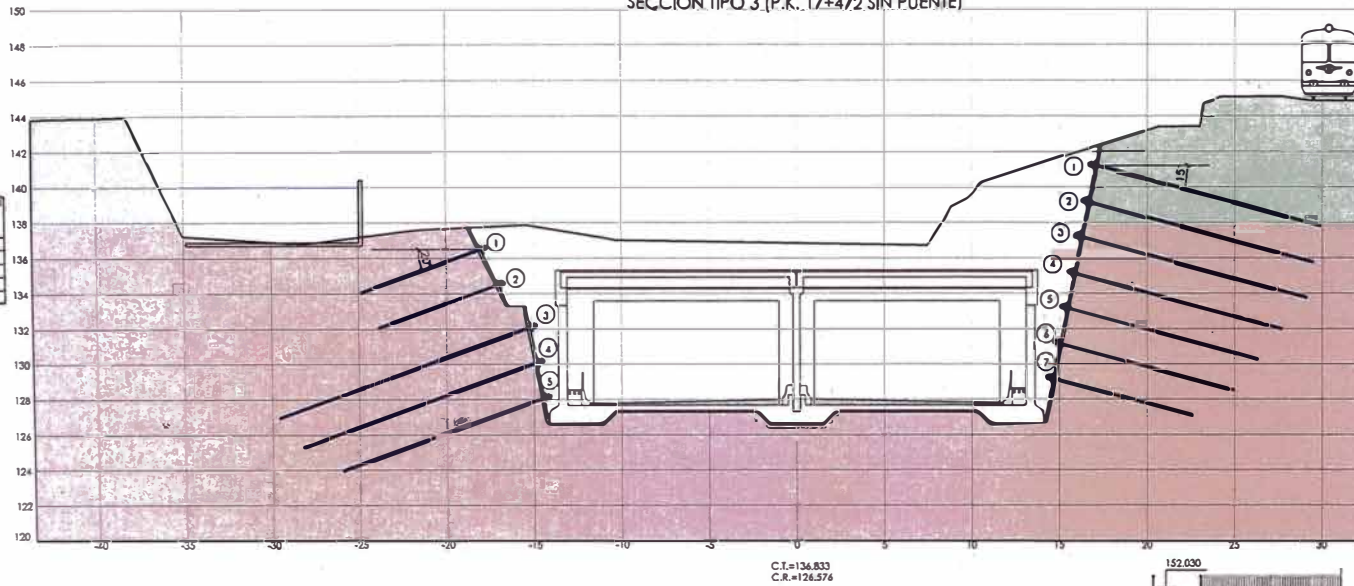
FECHA  
MAYO 2012  
ESCALA  
1:150

SECCIÓN TIPO 3 (P.K. 17+472 SIN PUENTE)

LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	136.70	7.70	3.00
2	20°	134.70	7.70	3.00
3	20°	132.30	15.70	1.50
4	20°	130.30	14.70	1.50
5	20°	128.30	12.70	1.50

TRAMOS DE APLICACION  
P.K. 17+477-17+520



C.T.=136.833  
C.R.=126.576

LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.40	13.70	3.00
2	15°	139.40	13.70	3.00
3	15°	137.40	13.70	3.00
4	15°	135.40	12.70	3.00
5	15°	133.40	11.70	1.50
6	15°	131.40	10.70	1.50
7	15°	129.40	8.70	1.50

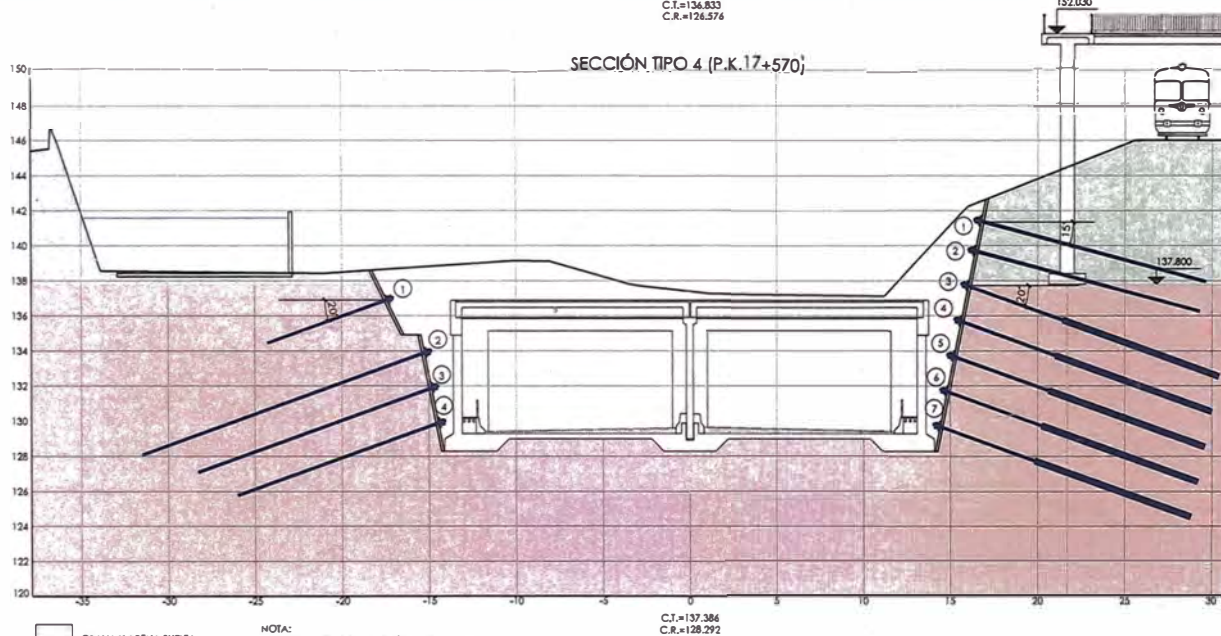
TRAMOS DE APLICACION  
P.K. 17+453-17+467  
P.K. 17+477-17+485  
P.K. 17+495-17+505  
P.K. 17+515-17+525

SECCIÓN TIPO 4 (P.K. 17+570)

LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	136.90	7.70	3.00
2	20°	133.90	17.70	1.50
3	20°	131.90	14.70	1.50
4	20°	129.90	12.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+520-17+595



C.T.=137.364  
C.R.=128.292

LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.70	12.70	1.50
2	15°	139.70	12.70	3.00

ANCLAS ACTIVAS

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD LIBRE M	LONGITUD BULBO M	SEPARACION HORIZONTAL M	TENSION PRETENSADA KN
3	20°	137.70	6.20	9.50	1.50	270
4	20°	135.70	6.20	9.50	1.50	270
5	20°	133.70	6.20	9.50	1.50	270
6	20°	131.70	6.20	9.50	1.50	270
7	20°	129.70	6.20	9.50	1.50	270

TRAMOS DE APLICACION  
P.K. 17+545-17+555  
P.K. 17+565-17+575

- GRAVA Y ARENA SUELT
- GRAVAS ARENOSAS DENSAS

NOTA:  
LOS ANCLAJES SE DISPONDRÁN A TRESBOLILLO, SIGUIENDO  
LOS DATOS DE LA TABLA CORRESPONDIENTE.



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA



CONCESIONARIO:

CONSTRUCTORA



JEFE DE PROYECTO  
ING. AERLS DE LA ROSA TORO ROJAS

DISEÑO:  
ING. JOSÉ LUIS SANCHEZ JIMENEZ

DEBAR.:  
ING. ALVARO DEL CUMILLO MARTINEZ

REVISIONES

N°	FECHA	DESCRIPCION
01	09-05-2013	INFORME EJECUTIVO

PROYECTO:

VÍA EXPRESA LINEA AMARILLA  
(VIA PARQUE RIMAC)

N° DE PLANO:

TU-ET02-01

DESCRIPCION DEL PLANO:

TÚNEL  
ESTABILIDAD DE TALUDES  
P.K. 17+420 17+620

N° DE HOJA:

2 de 3

FECHA:

MAYO 2012

ESCALA:

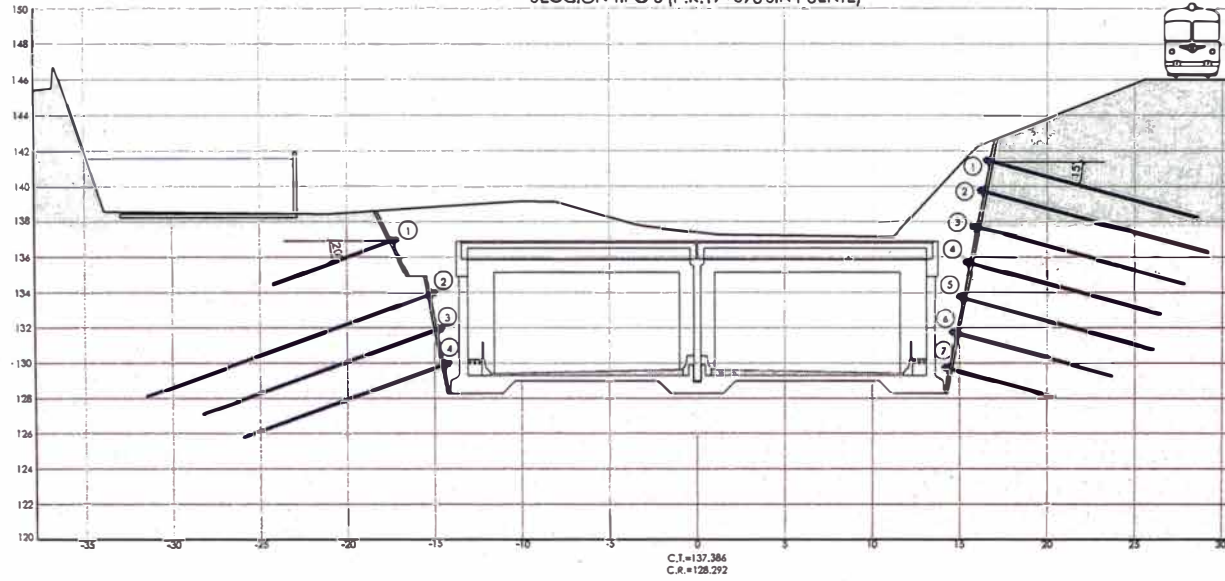
1:150

SECCIÓN TIPO 5 (P.K. 17+570 SIN PUENTE)

LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	133.90	7.70	3.00
2	20°	133.90	17.70	1.50
3	20°	131.90	14.70	1.50
4	20°	129.90	12.70	1.50

TRAMO DE APLICACIÓN  
P.K. 17+520-17+595



C.T.=137.386  
C.R.=128.292

LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.70	12.70	3.00
2	15°	139.70	13.70	3.00
3	15°	137.70	12.70	3.00
4	15°	135.70	11.70	3.00
5	15°	133.70	11.70	1.50
6	15°	131.70	9.70	1.50
7	15°	129.70	6.70	1.50

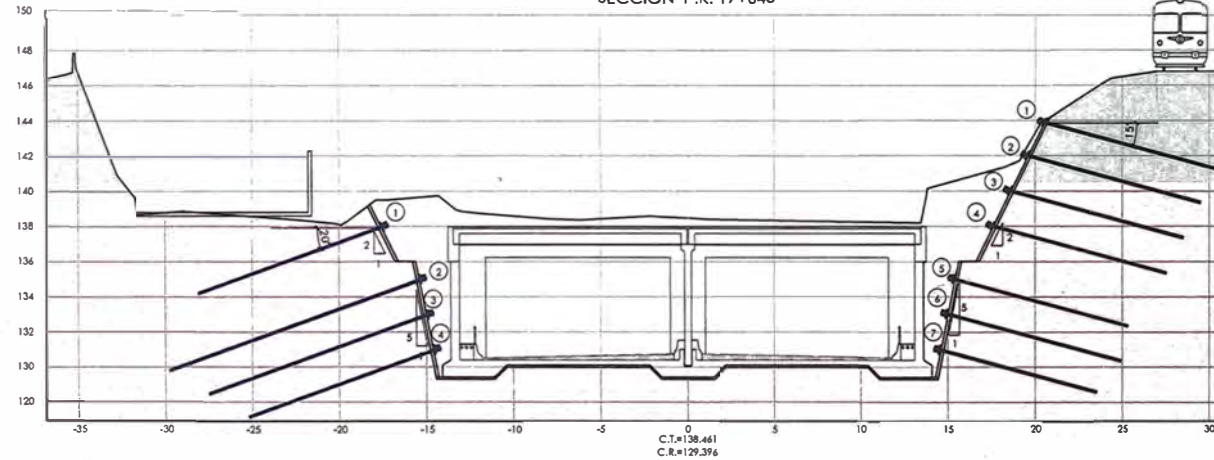
TRAMOS DE APLICACIÓN  
P.K. 17+535-17+545  
P.K. 17+555-17+565  
P.K. 17+575-17+595

SECCIÓN P.K. 17+640

LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	137.99	11.70	3.00
2	20°	135.00	15.70	1.50
3	20°	133.00	13.70	1.50
4	20°	131.00	11.70	1.50

TRAMO DE APLICACIÓN  
P.K. 17+595-17+620



C.T.=138.461  
C.R.=129.396

LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	143.99	10.70	3.00
2	15°	141.99	10.70	3.00
3	15°	139.99	10.70	3.00
4	15°	137.99	10.70	1.50
5	15°	135.00	10.70	1.50
6	15°	133.00	10.70	1.50
7	15°	131.00	9.70	1.50

TRAMO DE APLICACIÓN  
P.K. 17+595-17+620

-  GRAVA Y ARENA SUELTA
-  GRAVAS ARENOSAS DENSAS

NOTA:  
LOS ANCLAJES SE DISPONDRÁN A TRESBOLLO, SIGUIENDO  
LOS DATOS DE LA TABLA CORRESPONDIENTE.



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA



CONSTRUCCION:



JEFE DE PROYECTO:  
ING. AERLIS DE LA ROSA TORO ROJAS  
DISEÑO:  
ING. JOSÉ LUIS BANCHEZ JIMENEZ  
DEAR: ING. ALVARO DEL CUYLLO MARTINEZ

REVISIONES

NO.	FECHA	DESCRIPCION
01	08-05-2012	INFORME EJECUTIVO

PROYECTO:

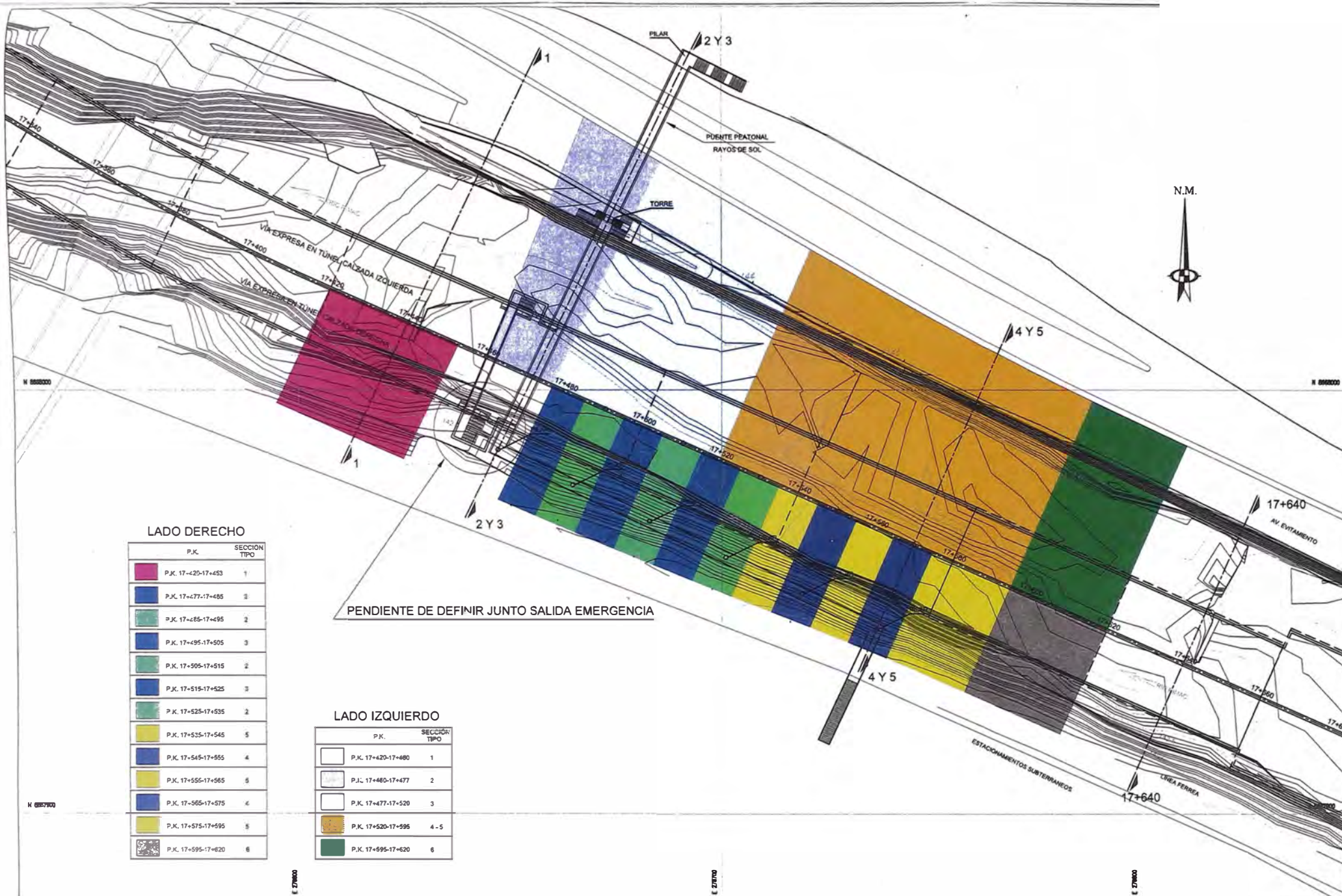
VÍA EXPRESA LÍNEA AMARILLA  
(VÍA PARQUE RÍMAC)

Nº DE PLANO:  
TU-ET02-01  
Nº DE HOJA:  
3 de 3

DESCRIPCION DEL PLANO

TÚNEL  
ESTABILIDAD DE TALUDES  
P.K. 17+420 - 17+620

FECHA:  
MAYO 2012  
ESCALA:  
1:150

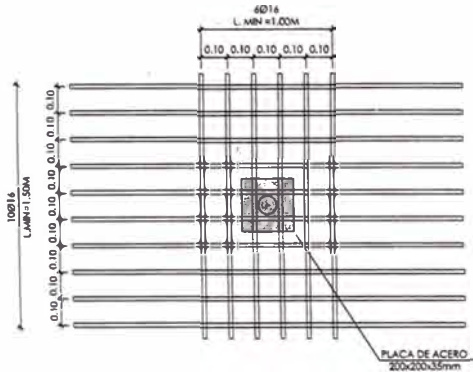


LADO DERECHO

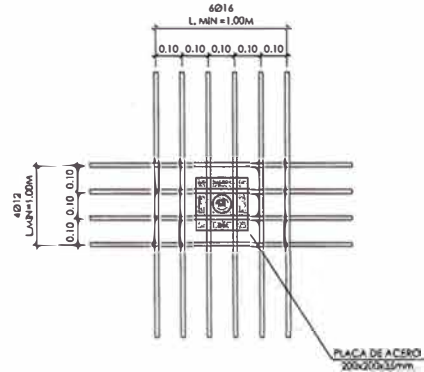
P.K.	SECCIÓN TIPO
P.K. 17+420-17+453	1
P.K. 17+477-17+485	3
P.K. 17+485-17+495	2
P.K. 17+495-17+505	3
P.K. 17+505-17+515	2
P.K. 17+515-17+525	3
P.K. 17+525-17+535	2
P.K. 17+535-17+545	5
P.K. 17+545-17+555	4
P.K. 17+555-17+565	5
P.K. 17+565-17+575	4
P.K. 17+575-17+595	5
P.K. 17+595-17+620	6

LADO IZQUIERDO

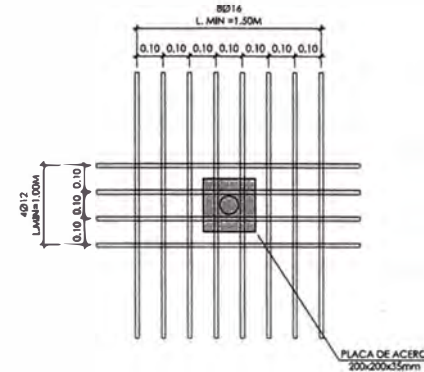
P.K.	SECCIÓN TIPO
P.K. 17+420-17+480	1
P.K. 17+480-17+477	2
P.K. 17+477-17+520	3
P.K. 17+520-17+595	4-5
P.K. 17+595-17+620	6



REFUERZO ADICIONAL EN ZONA DE COLOCACIÓN DE BARRA DE NAILING CON SEPARACIÓN HORIZONTAL DE 3.00M  
ESC. 1:10



REFUERZO ADICIONAL EN ZONA DE COLOCACIÓN DE BARRA DE NAILING CON SEPARACIÓN HORIZONTAL DE 1.50M  
ESC. 1:10



REFUERZO ADICIONAL DE 1.50M ACTIVO  
ESC. 1:10

NOTAS GENERALES

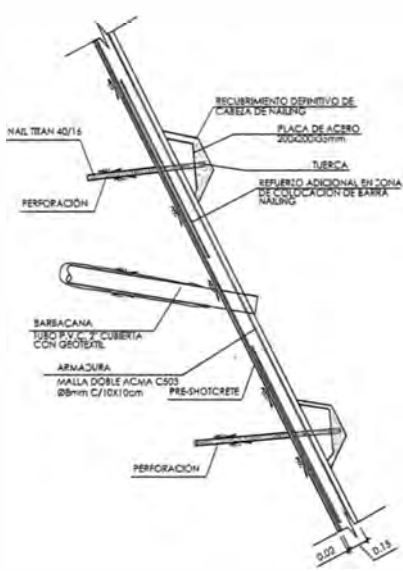
1. NAILS O REFUERZOS PASIVOS
  - 1.1 PERNO AUTOPERFORANTE ISCHEBECK TITAN 40/16 O SIMILAR.
  - 1.2 SE DEBEN INYECTAR CON LECHADA DE CEMENTO A/C=40/45 A PRESIÓN DE INYECCIÓN 10-20 BARES.
  - 1.3 LA ARMADURA DE SUJECCIÓN DEBERÁ SER AJUSTADA CONFORME LA CONFIGURACIÓN FINAL DE LA OBRA.
2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS.

TIPO DE BARRA	TITAN 40/16
DIÁMETRO EXTERIOR-INTERIOR NOMINAL (MM)	40-16
CARGA ÚTIL (KN)	660
CARGA DE FLUENCIA (KN)	525
CARGA CARACTERÍSTICA (KN)	465
ÁREA DE SECCIÓN (MM <sup>2</sup> )	879
MOMENTO DE INERCIA (CM <sup>4</sup> )	8.98
PESO (KG/M)	6.90

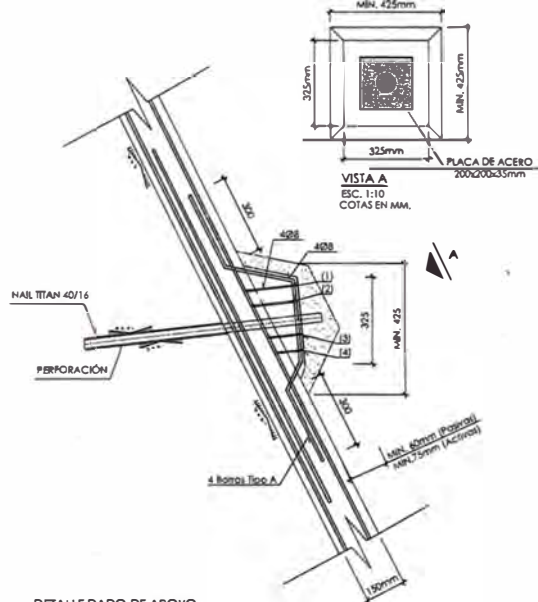
3. FRICCIÓN UNITARIA DEL PROYECTO PARA LA UNIDAD IDENTIFICADA EN EL PROYECTO SE CONSIDERÓ UNA FRICCIÓN UNITARIA ADMISIBLE DE 150KN/M<sup>2</sup>. EN GRAVA Y ARENA SUELTAS Y DE 200KN/M<sup>2</sup> PARA GRAVAS ARENOSAS DENSAS, DE ACUERDO A LO INDICADO EN EL INFORME D INGENIERÍA DE SUELOS. LA FRICCIÓN UNITARIA DEBERÁ VERIFICARSE MEDIANTE ENSAYOS DE INVESTIGACIÓN O APITUD.

4. DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN DEL BULBO. EL DIÁMETRO EQUIVALENTE DEL NAIL ESTÁ RELACIONADO CON LA BROCA DE PERFORACIÓN Y EN EL CASO DEL SISTEMA ISCHEBECK TITAN ES EL SIGUIENTE.

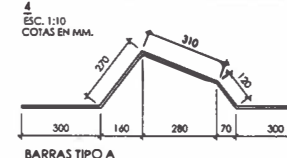
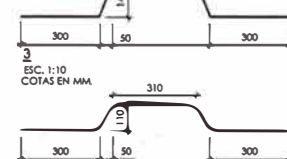
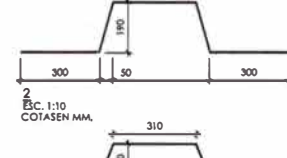
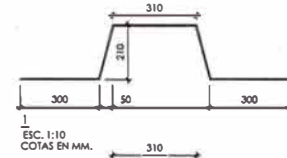
TIPO DE BARRA	DIÁMETRO DE BROCA DE PERFORACIÓN (MM)	DIÁMETRO DE NAILS EQUIVALENTE (MM)
40/16	70	145



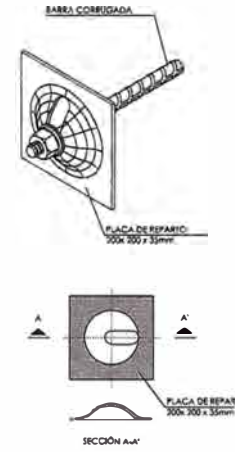
DETALLE ARMADURA NAILS TITAN 40/16  
ESC. 1:20



DETALLE DADO DE APOYO  
ESC. 1:10  
COTAS EN MM.



BARRAS TIPO A  
ESC. 1:10



DETALLE ANCLAS DE FRICCIÓN  
EN ESCALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL SHOTCRETE:

1. HORMIGÓN H30
2. ARMADURA
  - 2.1 MALLA ANCHA DE ACERO TIPO C503.
  - 2.2 LONGITUD DE EMPALME 30CM.
  - 2.3 REFUERZOS DE ACERO A53-42 LONGITUD MÍNIMA DE ANCLAJES Y TRASLAPOS SEGÚN ASTH096 RECUBRIMIENTO SCM CONTRA TERRENO Y 4CM CONTRA EXCAVACIÓN.
3. DOSIFICACIÓN CON CEMENTO DE ALTA RESISTENCIA.
4. SE DEBE APLICAR UNA MEMBRANA DE CURADO A 24HRS DE FINALIZADA LA COLOCACIÓN DEL SHOTCRETE.
5. SE TOMARÁN Y PREPARARÁN 5 MUESTRAS A RAZÓN DE 40M DE HORMIGÓN PROYECTADO O CADA VEZ QUE LA I.T.Q. LO REQUIERA.
7. NO SE PROCEDERÁ A LA COLOCACIÓN DEL SHOTCRETE CON UNA TEMPERATURA INFERIOR A 5°
8. LA COLOCACIÓN DEL SHOTCRETE Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS GENERALES DE ESTE SISTEMA SERÁN REGULADOS POR LA NORMA AC1504R.
9. LOS ENSAYOS Y CONTROLES DEL SHOTCRETE SERÁN REGULADOS POR LA NORMA AC1504R.

- DRENAJE MURO SOIL NAILING  
10. EL DRENAJE SE REALIZARÁ MEDIANTE BARBACANAS DISPUESTAS A CADA 3M

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

11. REALIZAR EXCAVACIÓN EN MASA O GENERAL DE CADA NIVEL O PLATAFORMA DE TRABAJO CON BERMA DE PROTECCIÓN.
12. EL CONTRATISTA O EJECUTOR DEL MURO DE SOIL NAILING DEBERÁ TOMAR TODAS LAS MEDIDAS DE PRECAUCIÓN QUE ESTIME CONVENIENTE AL EJECUTAR EL MURO DE SOIL NAILING.



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA



CONSTRUCCION:



JEFE DE PROYECTO:  
ING. AERLIS DE LA ROSA TORO ROJAS  
DISEÑO:  
ING. JOSÉ LLIBS SANCHEZ JIMENEZ  
DESBAR:  
ING. ALVARO DEL CUMILLO MARTÍNEZ

REVISIONES

N°	FECHA	DESCRIPCIÓN
01	09-05-2015	INFORME EJECUTIVO

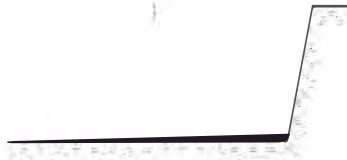
PROYECTO

VÍA EXPRESA LÍNEA AMARILLA  
(VÍA PARQUE RÍMAC)

N° DE PLANO:  
TU-ET02-03  
N° DE HOJA:  
( de )

DESCRIPCIÓN DEL PLANO  
TÚNEL  
DETALLES ESTRUCTURALES  
P.K. 17+420 - 17+520

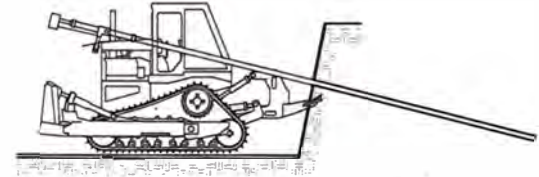
FECHA:  
MAYO 2012  
ESCALA:



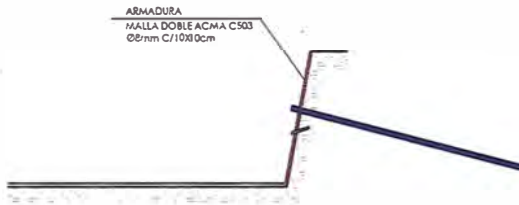
- 1
- PERFRADO DE TALUD Y PLATAFORMADO PARA LA EJECUCIÓN DE PRIMER NIVEL DE NAILS SEGÚN PLANOS.
  - REPLANTEO DE PUNTOS DE ANCLAJE Y PUNTOS DE COLOCADO DE DRENESES (BARBACANAS).



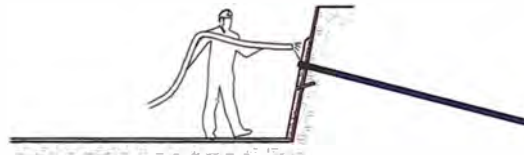
- 2
- COLOCADO DE BARBACANAS DE PVC L=0.30M, D=2" CON UNA TAPA PARA EVITAR INGRESO DE HORMIGÓN PROYECTADO.
  - CAPA DE PRESHOTCRETE E=2CM EN TODO EL TALUD EXPUESTO.



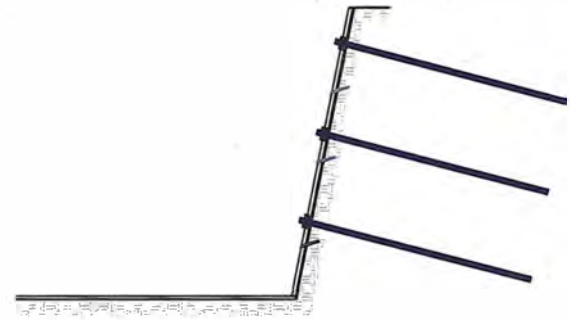
- 3
- PERFORACIÓN DE LA PRIMERA FILA DE NAILS.



- 4
- ARMADO DE PRIMERA MALLA DE REFUERZO Y REPUSOS ADICIONALES EN LAS ZONAS DE NAILS SEGÚN PLANOS.



- 5
- SHOTCRETE E=10CM.
  - ARMADO DE SEGUNDA MALLA DE REFUERZOS.
  - SHOTCRETE E=5CM PARA COMPLETAR LOS 15CM TOTALES.



- 6
- ASEGURADO DE PERNOS CON PLACA Y TUERCA UNA VEZ QUE EL SHOTCRETE HAYA ADQUIRIDO UNA RESISTENCIA MÍNIMA DE 10MPa.
  - SHOTCRETE DE RECUBRIMIENTO DEFINITIVO DE LAS CABEZAS DE NAILS (SANSANCHAMIENTOS).
  - PERFRADO DE TALUD Y PLATAFORMADO PARA LA EJECUCIÓN DE SEGUNDO NIVEL DE NAILS.
  - SE REPITEN LOS PUNTOS 2-12 HASTA LLEGAR AL FONDO DE LA EXCAVACIÓN.

NOTA: LAS ZONAS DE TALUD QUE YA HAN SIDO EXCAVADAS EN SU TOTALIDAD DEBERÁN SER RELENADAS PARA GENERAR LA PLATAFORMA ADECUADA DE TRABAJO Y PARA PROTECCIÓN EL TALUD.



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA

CONCESIONARIO:



CONSTRUCTORA:



JEFE DE PROYECTO:  
ING. AERL.S DE LA ROSA ORO ROJAS  
DISEÑO:  
ING. JOSÉ LUIS BANCHEZ JIMENEZ  
DEBAR: ING. ALVARO DEL CUYLLO MARTÍNEZ

REVISIONES	
N°	FECHA
01	09-05-2012
	DESCRIPCION
	INFORME EJECUTIVO

PROYECTO:

VÍA EXPRESA LÍNEA AMARILLA  
(VÍA PARQUE RÍMAC)

N° DE PLANO:

TU-ET02-04

N° DE HOJA:

1 de 1

DESCRIPCION DEL PLANO:

TÚNEL  
PROCESO CONSTRUCTIVO  
P.K. 17+420 - 17+520

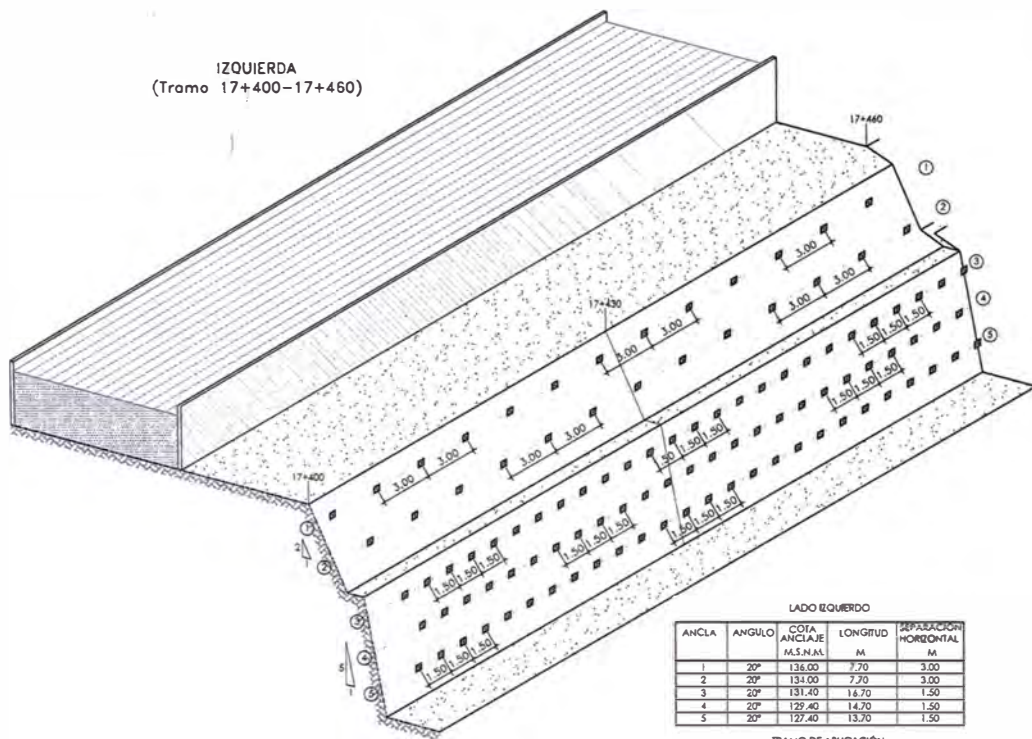
FECHA:

MAYO 2012

ESCALA:

INDICADAS

IZQUIERDA  
(Tramo 17+400-17+460)

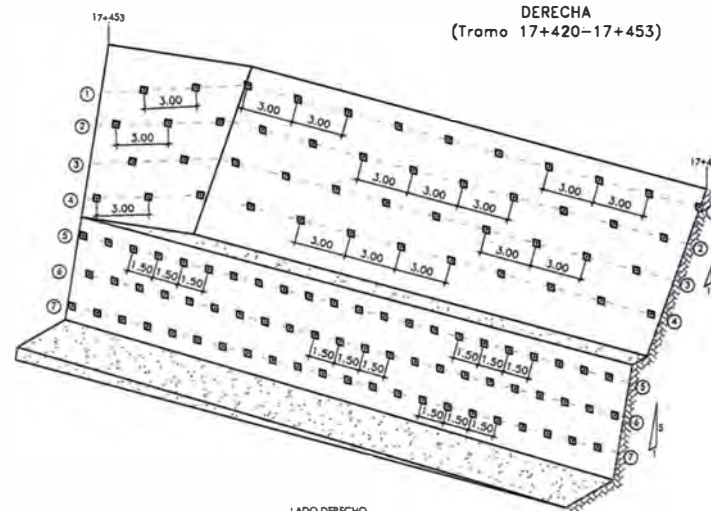


LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	136.00	7.70	3.00
2	20°	131.00	7.70	3.00
3	20°	131.40	16.70	1.50
4	20°	129.40	14.70	1.50
5	20°	127.40	13.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+400-17+460

DERECHA  
(Tramo 17+420-17+453)

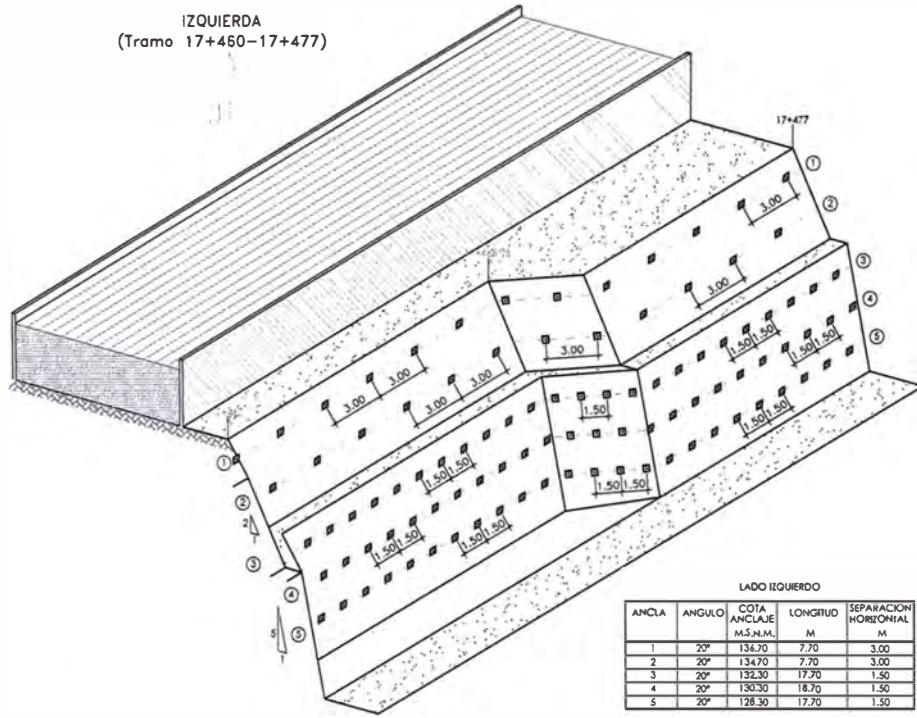


LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	140.60	11.70	3.00
2	15°	138.60	11.70	3.00
3	15°	136.60	10.70	3.00
4	15°	134.60	9.70	3.00
5	15°	131.40	11.70	1.50
6	15°	129.40	9.70	1.50
7	15°	127.40	7.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+420-17+453

IZQUIERDA  
(Tramo 17+460-17+477)

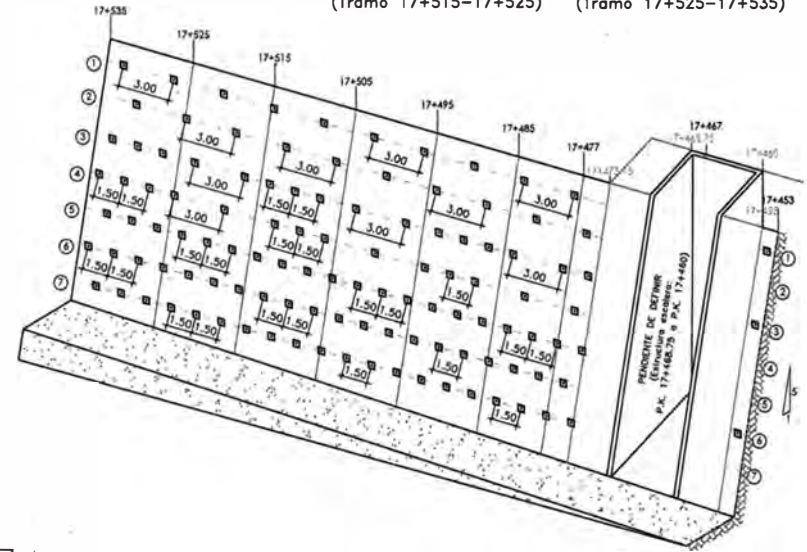


LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	134.70	7.70	3.00
2	20°	134.70	7.70	3.00
3	20°	132.30	17.70	1.50
4	20°	130.30	18.70	1.50
5	20°	128.30	17.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+460-17+477

DERECHA (Tramo 17+453-17+467)  
DERECHA (Tramo 17+467-17+477)  
DERECHA (Tramo 17+477-17+485)  
DERECHA (Tramo 17+485-17+495)  
DERECHA (Tramo 17+495-17+505)  
DERECHA (Tramo 17+505-17+515)  
DERECHA (Tramo 17+515-17+525)  
DERECHA (Tramo 17+525-17+535)



SECCION TIPO 2

SECCION TIPO 3

LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.40	13.70	3.00
2	15°	139.40	13.70	3.00

ANCLAS ACTIVAS

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD LIBRE M	LONGITUD BULBO M	SEPARACION HORIZONTAL M	TIPO DE PRENSADA KN
3	20°	137.40	6.20	9.50	1.50	270
4	20°	135.40	6.20	9.50	1.50	270
5	20°	133.40	6.20	9.50	1.50	270
6	20°	131.40	6.20	9.50	1.50	270
7	20°	129.40	6.20	9.50	1.50	270

LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.40	13.70	3.00
2	15°	139.40	13.70	3.00
3	15°	137.40	13.70	3.00
4	15°	135.40	12.70	3.00
5	15°	133.40	11.70	1.50
6	15°	131.40	10.70	1.50
7	15°	129.40	8.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+453-17+467  
P.K. 17+477-17+485  
P.K. 17+495-17+505  
P.K. 17+515-17+525

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+467-17+477  
P.K. 17+485-17+495  
P.K. 17+505-17+515  
P.K. 17+525-17+535



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA



CONCESIONARIO



CONSTRUCTORA

JEFE DE PROYECTO:  
ING. AERLS DE LA ROSA TORO ROJAS

DISEÑO:  
ING. JOSÉ LUIS SANCHEZ JIMENEZ

DESARROLLO:  
ING. ALVARO DEL CUVILLO MARTINEZ

REVISIONES	
N°	FECHA
01	09-05-2012
	INFORME EJECUTIVO

PROYECTO:  
VIA EXPRESA LINEA AMARILLA  
(VIA PARQUE RIMAC)

N° DE PLANO:  
TU-ET02-05

N° DE HOJA:  
2 de 5

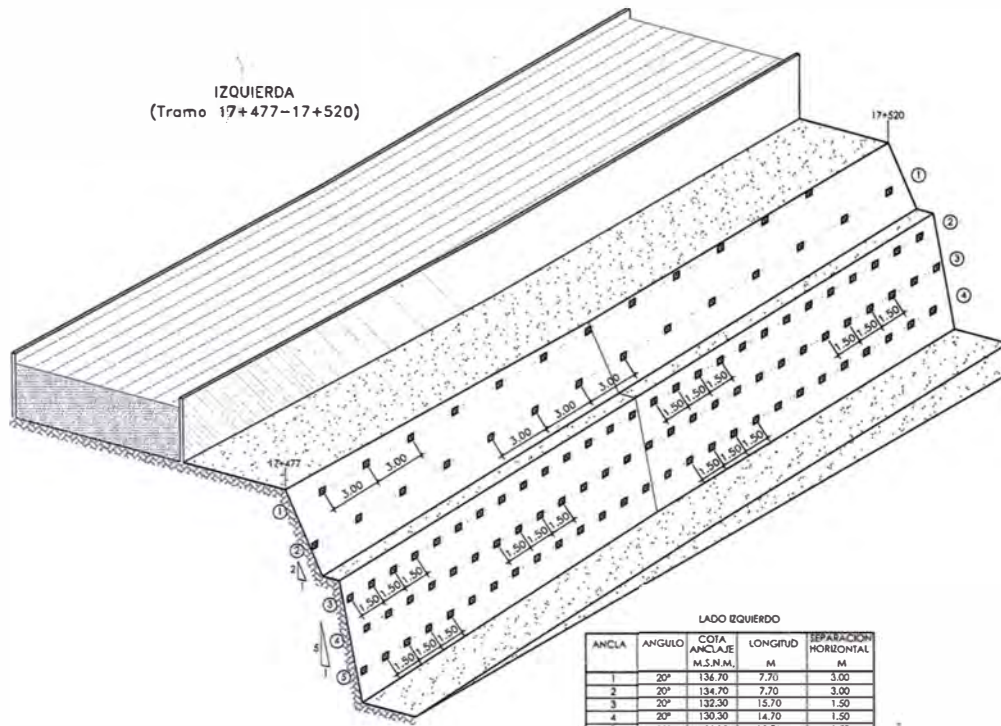
DESCRIPCION DEL PLANO:  
TUNEL  
ESTABILIDAD DE TALUDES  
P.K. 17+420 - 17+620

FECHA:  
MAYO 2012

ESCALA:  
1:50



IZQUIERDA  
(Tramo 17+477-17+520)



LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	136.70	7.70	3.00
2	20°	134.70	7.70	3.00
3	20°	132.30	12.70	1.50
4	20°	130.30	12.70	1.50
5	20°	128.30	12.70	1.50

TRAMOS DE APLICACIÓN  
P.X. 17+477-17+520



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA

CONCESIONARIO:



CONSTRUCTORA:



JEFE DE PROYECTO:  
ING. AERILS DE LA ROSA TORO ROJAS

DISEÑO:  
ING. JOSÉ LUIS SANCHEZ JIMENEZ

DESARL: ING. ALVARO DEL CUMILLO MARTINEZ

REVISIONES

Nº	FECHA	DESCRIPCION
01	REVISOR:	INFORME EJECUTIVO

PROYECTO:

VÍA EXPRESA LÍNEA AMARILLA  
(VÍA PARQUE RÍMAC)

Nº DE PLANO:

TU-E102-05

Nº DE HOJA:

3 DE 5

DESCRIPCION DEL PLANO:

TÚNEL  
ESTABILIDAD DE TALUDES  
P.K. 17+420 - 17+620

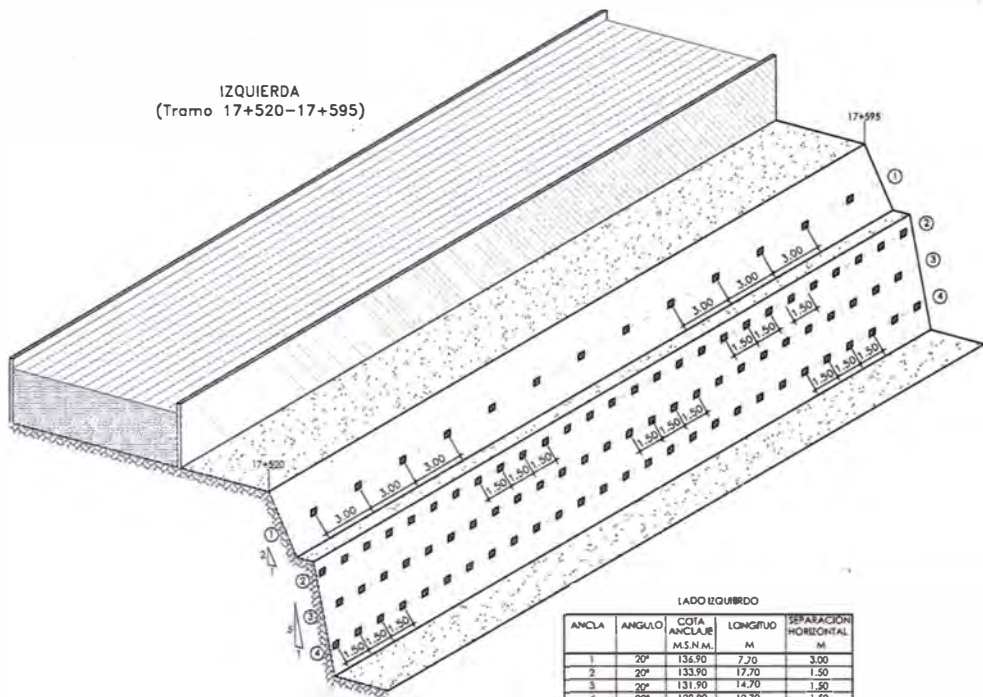
FECHA:

MAYO 2012

ESCALA:

1:150

IZQUIERDA  
(Tramo 17+520-17+595)



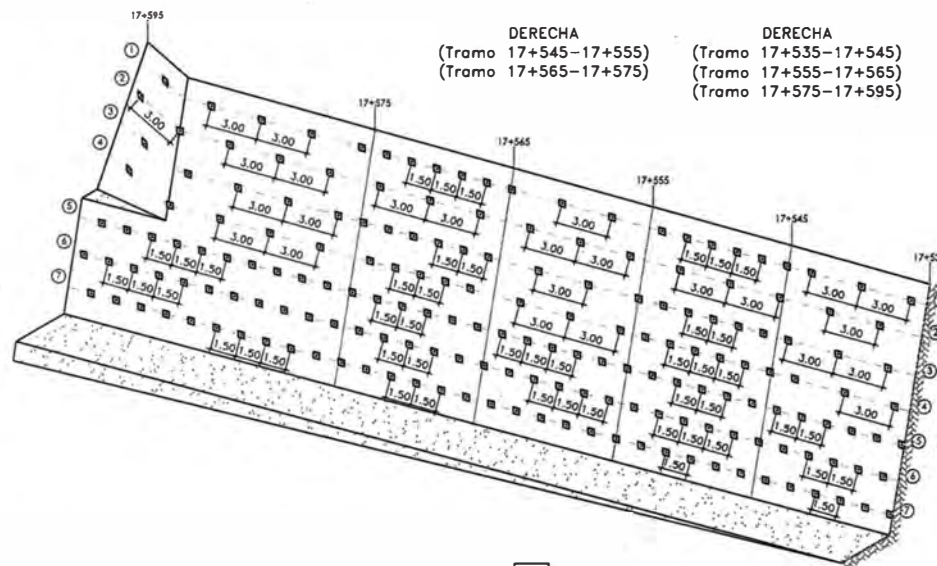
LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	136.90	7.70	3.00
2	20°	133.90	17.70	1.50
3	20°	131.90	14.70	1.50
4	20°	129.90	12.70	1.50

TRAMO DE APLICACION  
P.K. 17+520-17+595

DERECHA  
(Tramo 17+545-17+555)  
(Tramo 17+565-17+575)

DERECHA  
(Tramo 17+535-17+545)  
(Tramo 17+555-17+565)  
(Tramo 17+575-17+595)



LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.70	12.70	1.50
2	15°	139.70	12.70	3.00

ANCLAS ACTIVAS

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD LIBRE M	LONGITUD BULBO M	SEPARACION HORIZONTAL M	TENSION PRETENSADA KN
3	20°	137.70	6.20	9.50	1.50	270
4	20°	135.70	6.20	9.50	1.50	270
5	20°	133.70	6.20	9.50	1.50	270
6	20°	131.70	6.20	9.50	1.50	270
7	20°	129.70	6.20	9.50	1.50	270

TRAMOS DE APLICACION  
P.K. 17+545-17+555  
P.K. 17+565-17+575

SECCION TIPO 4

SECCION TIPO 5

LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COTA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	141.70	12.70	3.00
2	15°	139.70	13.70	3.00
3	15°	137.70	12.70	3.00
4	15°	135.70	11.70	3.00
5	15°	133.70	11.70	1.50
6	15°	131.70	9.70	1.50
7	15°	129.70	6.70	1.50

TRAMOS DE APLICACION  
P.K. 17+535-17+545  
P.K. 17+555-17+565  
P.K. 17+575-17+595



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA

CONCESIONARIO:  
**LAMSAC**  
LINEA AMARILLA

CONSTRUCTORA:



JEFE DE PROYECTO:  
ING. AERLIS DE LA ROSA TORO ROJAS  
DISEÑO:  
ING. JOSÉ LUIS SANCHEZ JIMENEZ  
DESAR: ING. ALVARO DEL CUVILLO MARTINEZ

REVISIONES	
Nº	FECHA

PROYECTO:

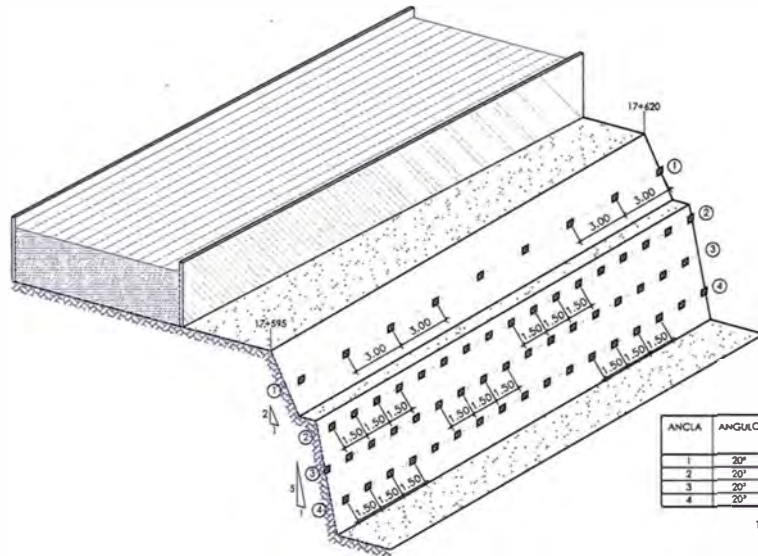
VÍA EXPRESA LINEA AMARILLA  
(VIA PARQUE RIMAC)

Nº DE PLANO:  
TU-ET02-05  
Nº DE HOJA:  
4 DE 5

DESCRIPCION DEL PLANO:  
TÚNEL  
ESTABILIDAD DE TALUDES  
P.K. 17+420 - 17+820

FECHA:  
MAYO 2012  
ESCALA:  
1:150

IZQUIERDA  
(Tramo 17+595-17+620)

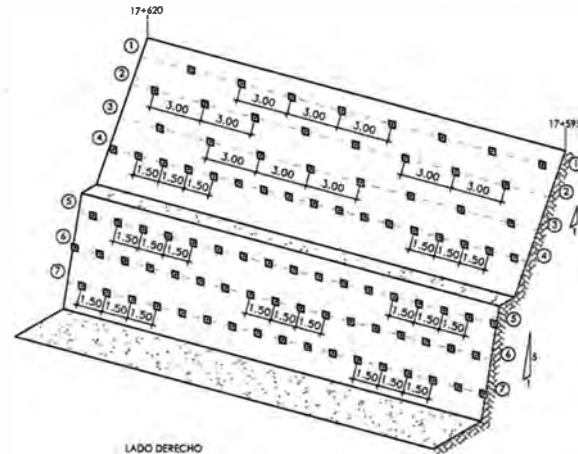


LADO IZQUIERDO

ANCLA	ANGULO	COYA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	20°	137.99	11.70	3.00
2	20°	135.00	13.70	1.50
3	20°	133.00	13.70	1.50
4	20°	131.00	11.70	1.50

TRAMO DE APLICACIÓN  
P.K. 17+595-17+620

DERECHA  
(Tramo 17+595-17+620)



LADO DERECHO

ANCLA	ANGULO	COYA ANCLAJE M.S.N.M.	LONGITUD M	SEPARACION HORIZONTAL M
1	15°	143.99	10.70	3.00
2	15°	141.99	10.70	3.00
3	15°	139.99	10.70	3.00
4	15°	137.99	10.70	1.50
5	15°	135.00	10.70	1.50
6	15°	133.00	10.70	1.50
7	15°	131.00	9.70	1.50

TRAMO DE APLICACIÓN  
P.K. 17+595-17+620



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA

CONSEJALDO:  
**LAMSAC**  
LINEA AMARILLA

CONSTRUCTORA:



JEFE DE PROYECTO:  
ING. ADELIS DE LA ROSA TORO ROJAS  
DISEÑO:  
ING. JOSÉ LUIS SANCHEZ JIMENEZ  
DESAR: ING. ALVARO DEL CIVILLO MARTINEZ

REVISIONES

Nº	FECHA	DESCRIPCION
01	08-09-2012	PROYECTO EJECUTIVO

PROYECTO:

VÍA EXPRESA LINEA AMARILLA  
(VIA PARQUE RÍMAC)

Nº DE PLANO:

TU-ET02-03  
Nº DE HOJAS:  
3 de 5

DESCRIPCION DEL PLANO:

TÚNEL  
ESTABILIDAD DE TALUDES  
P.K. 17+420 - 17+620

FECHA:

MAYO 2012

ESCALA:

1:100

## **ANEXO 2: PARAMETROS GEOTECNICOS**

**Tabla N° 1: Sondajes Diamantinos Ejecutados**

Sondaje	Progresiva	Coordenadas			Profundidad			Observaciones	
		Norte	Este	Cota	Proyectada	Alcanzada	N. Agua*	Campaña	Ejecutor
BP 1	17+120	8,668,062.67	278,573.06	143.449	21.00	21.40	7.30	1ª	Ingeodrilling
BP 2	17+240	8,668,073.73	278,546.13	135.767	20.00	21.30	3.10	1ª	Ingeodrilling
BP 3	17+360	8,668,072.97	278,549.38	136.372	16.00	23.70	0.50	1ª	Ingeodrilling
BP 4	17+480	8,668,033.04	278,669.24	135.772	50.00	26.40	1.00	1ª	Ingeodrilling
BP 5	17+600	8,667,964.93	278,764.31	138.649	52.00	52.30	45.20	2ª	Ingeodrilling
BP 6	17+720	8,667,914.22	278,870.15	140.208	23.00	23.50		2ª	Ingeodrilling
BP 7	17+840			143.000	24.62	24.62	12.00	2ª	Logos
BP 8	17+920	8,667,831.15	279,067.25	147.400	57.00	57.20	26.60	1ª	Ingeodrilling
BP 12	18+400			154.000	57.60	57.70	4.50	2ª	Logos
BP 14	18+640	8667787.456	279830.691	157.580	22.00	23.00		2ª	Ingeodrilling

\* Nivel de agua encontrado en los sondajes

Profundidad Investigada	331.12
-------------------------	--------

**Tabla N° 2: Calicatas Ejecutadas**

Calicata	Progresiva	Coordenadas			Profundidad		
		Norte	Este	Cota	Proyectada	Alcanzada	N. Agua*
C - 1	17+940			150.500	4.00	4.50	4.50
C - 2	18+530			155.000	5.00	5.00	2.00
C - 3	18+530			138.500	3.00	2.50	2.50

\* Nivel de agua encontrado en las calicatas

**Tabla N° 3: Densidades Naturales**

Calicata	Progresiva	Profundidad	Densidad Natural	
			Denominación	Valor (T/m <sup>3</sup> )
C - 1	17+940	3.500	D - 1	2.37
		3.500	D - 2	2.30
C - 2	18+530	2.500	D - 1	2.28
C - 3	17+640	2.000	D - 1	2.37

**Tabla N° 4: Exploración Geofísica - Técnicas MASW y MAM**

Sondaje	Progresiva	Ensayo		Coordenadas		
				Norte	Este	Cota
M 1	17+120	MASW 1	MAM 1	8'668,174.31	278,352.58	140.15
M 2	17+240	MASW 2	MAM 2	8'668,121.13	278,444.98	135.90
M 3	17+360	MASW 3	MAM 3	8'668,075.80	278,548.07	135.46
M 4	17+480	MASW 4	MAM 4	8'668,029.74	278,654.65	136.23
M 5	17+600	MASW 5	MAM 5	8'667,967.78	278,766.27	139.68
M 6	17+720	MASW 6	MAM 6	8'667,914.46	278,875.66	141.56
M 7	17+840	MASW 7	MAM 7	8'667,869.65	278,987.47	143.70
M 8	17+920	MASW 8	MAM 8	8'667,839.95	279,070.50	147.75
M 9	18+040	MASW 9	MAM 9	8,667,828.34	279,227.82	150.71
M 10	18+160	MASW 10	MAM 10	8,667,825.77	279,348.87	151.98
M 11	18+280	MASW 11	MAM 11	8,667,815.66	279,470.08	152.90
M 12	18+400	MASW 12	MAM 12	8,667,821.70	279,594.84	153.11
M 13	18+520	MASW 13	MAM 13	8,667,819.80	279,707.60	156.13
M 14	18+640	MASW 14	MAM 14	8,667,790.94	279,843.26	157.05
M 15	18+760	MASW 15	MAM 15	8,667,812.04	279,946.14	158.92

**Tabla N° 5: Muestras Recabadas**

Calicata	Progresiva	Profundidad	Muestra
BP 1	17+120	9.90 - 11.40	M - 1
		14.10 - 15.60	M - 2
		19.40 - 21.40	M - 3
BP 2	17+240	5.40 - 6.10	M - 1
		10.00 - 10.70	M - 2
		15.20 - 16.40	M - 3
		19.40 - 21.40	M - 4
BP 3	17+360	6.70 - 10.00	M - 1
		14.90 - 17.50	M - 2
		21.40 - 23.70	M - 3
BP 4	17+480	6.90 - 9.20	M - 1
		15.50 - 18.70	M - 2
		22.10 - 24.50	M - 3
C - 1	17+580	4.50	M - 1
C - 2	17+935	3.00	M - 1
C - 3	17 640	2.00	M - 1

Tabla N° 6: Ensayos de Laboratorio Efectuados y por Efectuarse

Ensayo	Norma	BP 1	BP 2	BP 3	BP 4	C - 1	C - 2	C - 3
Descripción e identificación de suelos procedimiento visual manual	NTP 339.150:2001	3	4	3	3	2	1	1
Durabilidad	NTP 400.016:1999	1	1	1	1			
Abrasión	NTP 400.019:1999		1	1				
Análisis Granulométrico (Granulometría Global)	NTP 339.128:1999	3	4	3	3	1		
Densidad Natural	NTP 339.258/NTP 339.253					2	1	1
Peso Específico y Absorción	NTP 400.021:1999	1	1	1	1			
Determinación de Sales Solubles Totales en suelos	NTP 339.152:2001	1	2	2				
Determinación de Cloruros en suelos	NTP 339.177:2002	1	2	2				
Determinación de Sulfatos en Suelos	NTP 400.042 (01)	1	2	2	3			
Clasificación SUCS (Material que pasa la malla 3")	NTP 339.134:1999	3	4	3				
Permeabilidad (Le Franc carga constante)	NTP 339.147	4	4					
Ensayo de Penetración Dinámico (Cono Peck)	NTP E050	2	2					
Triaxial UU (pasante de la malla 3/4")	NTP 339.164:01/ASTM D 2850-95					1		
Corte Directo	MTC E123-1999/ASTM D 3080							
A escala grande remodelada, material pasante malla 4"						1		
Muestra remodelada material pasante malla N° 4						1		

Total Ensayos Efectuados

88

Tabla N° 7: Ensayos Químicos

Ensayo	Norma	BP 1	BP 2		BP 3	
Determinación de Sales Solubles Totales en suelo	NTP 339.152:2001	1020	3395	3135	1030	775
Determinación de Cloruros en suelos	NTP 339.177:2002	22	132	50	40	23
Determinación de Sulfatos en Suelos	NTP 400.042 (01)	105	983	782	99	105

TABLA N° 8 : PARAMETROS PARA EVALUAR ATAQUE DE ELEMENTOS QUIMICOS

Presencia en el suelo de:	p.p.m.	Grado de alteración	Observaciones
SULFATOS*	0- 1000	Leve	Ocasiona Ataque Químico al concreto en contacto
	1000 - 2000	Moderado	
	2000 - 20000	Severo	
	> 20000	Muy Severo	
CLORUROS*	> 6,000	PERJUDICIAL	Ocasiona problemas de corrosión en armaduras o elementos metálicos
SALES SOLUBLES TOTALES**	> 15,000	PERJUDICIAL	Ocasiona pérdida de resistencia por problemas de lixiviación

\* Comité 318-83-ACI

\*\* Experiencia Existente

OTROS VALORES

SALINIDAD	
Clasificación del suelo	CE(es)
muy ligeramente salino	< 2
ligeramente salino	2 - 4
moderadamente salino	4 - 6
fuertemente salino	> 6

Distribución De Cationes %		Relaciones Cationicas		
Clasificación del suelo		Clasificación del suelo	K/Mg	Ca/Mg
Ca <sup>1</sup> =	60 - 75	Normal	0.2 - 0.3	5
Mg <sup>2</sup> =	15 - 20	Deficiencia Mg	> 0.5	
K <sup>+</sup> =	3 - 7	Deficiencia K	< 0.2	
Na <sup>+</sup> =	< 15	Deficiencia Mg		> 10

REACCION O PH	
Clasificación del suelo	PH
Fuertemente ácido	< 5.5
moderadamente salino	5.6 - 6.0
ligeramente ácido	6.1 - 6.5
Neutro	7.0
Ligeramente alcalino	7.3 - 7.8
Moderadamente alcalino	7.9 - 8.4
Fuertemente alcalino	> 8.5

CLASIFICACION	Materia orgánica		
	%	Fosforo disponible ppm P	Potasio disponible ppm K
- Bajo	< 2	< 7	< 100
- Medio	2 - 4	7.0 - 14.0	100 - 240
- Alto	> 4.0	> 14.0	< 240



Tabla N° 9: Resumen de Ensayos de Laboratorio

**Sondaje Diamantino BP 1**

Profundidad	Granulometría		Durabilidad	Peso Especifico	Químicos			Abrasión		
	ASTM D 422				ASTM C 88	ASTM C 127	SST		Cloruros	Sulfatos
	> 3"	> N° 4			> N° 200	ASTM D 512	ASTM D 516		NTP 339.152	ASTM C 131
9.90 - 11.40	> 3"	39.40		2.72	1020	22	105			
	> N° 4	75.10	0.45							
	> N° 200	99.00	7.87							
14.10 - 15.60	> 3"	28.90								
	> N° 4	94.30								
	> N° 200	98.70								
19.40 - 21.40	> 3"	27.60								
	> N° 4	63.40								
	> N° 200	95.40								

**Sondaje Diamantino BP 2**

Profundidad	Granulometría		Durabilidad	Peso Especifico	Químicos			Abrasión		
	ASTM D 422				ASTM C 88	ASTM C 127	SST		Cloruros	Sulfatos
	> 3"	> N° 4			> N° 200	ASTM D 512	ASTM D 516		NTP 339.152	ASTM C 131
5.40 - 6.10	> 3"	47.70								
	> N° 4	94.10			3395	132	983			
	> N° 200	99.70								
10.00 - 10.70	> 3"	63.80		2.74				9		
	> N° 4	96.90	0.46							
	> N° 200	99.80	7.9							
15.20 - 16.40	> 3"	42.60								
	> N° 4	64.80								
	> N° 200	98.10								
19.40 - 21.40	> 3"	43.60			3135	50	782			
	> N° 4	68.20								
	> N° 200	98.10								

**Sondaje Diamantino BP 3**

Profundidad	Granulometría		Durabilidad	Peso Especifico	Químicos			Abrasión		
	ASTM D 422				ASTM C 88	ASTM C 127	SST		Cloruros	Sulfatos
	> 3"	> N° 4			> N° 200	ASTM D 512	ASTM D 516		NTP 339.152	ASTM C 131
6.70 - 10.00	> 3"	32.20								
	> N° 4	91.80	4.64		1030	40	99	13		
	> N° 200	99.80	8.75							
14.90 - 17.50	> 3"	43.60								
	> N° 4	95.00	0.46							
	> N° 200	99.70	7.9							
21.40 - 23.70	> 3"	36.30		2.71	775	23	105			
	> N° 4	90.60								
	> N° 200	99.50								

**Sondaje Diamantino BP 4**

Profundidad	Granulometría		Durabilidad	Peso Especifico	Químicos			Abrasión		
	ASTM D 422				ASTM C 88	ASTM C 127	SST		Cloruros	Sulfatos
	> 3"	> N° 4			> N° 200	ASTM D 512	ASTM D 516		NTP 339.152	ASTM C 131
6.90 - 9.20	> 3"	37.80								
	> N° 4	92.40								
	> N° 200	99.60								
15.50 - 18.70	> 3"	49.50								
	> N° 4	81.70								
	> N° 200	99.10								
22.10 - 24.50	> 3"	38.30		2.72						
	> N° 4	70.30								
	> N° 200	97.70								

**TABLAS 10: Resumen de Granulometrías**

Sondaje Diamantino BP 1		
Profundidad	Granulometría	
	ASTM D 422	
9.90 - 11.40	> 3"	39.40
	3" - N° 4	45.70
	N° 4 - N° 200	13.90
	< N° 200	1.00
14.10 - 15.60	> 3"	28.90
	3" - N° 4	65.40
	N° 4 - N° 200	4.40
	< N° 200	1.30
19.40 - 21.40	> 3"	27.60
	3" - N° 4	36.10
	N° 4 - N° 200	31.70
	< N° 200	4.60

Sondaje Diamantino BP 2		
Profundidad	Granulometría	
	ASTM D 422	
5.40 - 6.10	> 3"	47.70
	3" - N° 4	46.40
	N° 4 - N° 200	5.60
	< N° 200	0.30
10.00 - 10.70	> 3"	63.80
	3" - N° 4	33.10
	N° 4 - N° 200	2.90
	< N° 200	0.20
15.20 - 16.40	> 3"	42.60
	3" - N° 4	22.20
	N° 4 - N° 200	33.30
	< N° 200	1.90
19.40 - 21.40	> 3"	43.60
	3" - N° 4	24.60
	N° 4 - N° 200	29.90
	< N° 200	1.90

Sondaje Diamantino BP 3		
Profundidad	Granulometría	
	ASTM D 422	
6.70 - 10.00	> 3"	32.20
	3" - N° 4	59.60
	N° 4 - N° 200	8.00
	< N° 200	0.20
14.90 - 17.50	> 3"	43.60
	3" - N° 4	51.40
	N° 4 - N° 200	4.70
	< N° 200	0.30
21.40 - 23.70	> 3"	36.30
	3" - N° 4	54.30
	N° 4 - N° 200	8.90
	< N° 200	0.50

Sondaje Diamantino BP 4		
Profundidad	Granulometría	
	ASTM D 422	
6.90 - 9.20	> 3"	37.80
	3" - N° 4	54.60
	N° 4 - N° 200	7.20
	< N° 200	0.40
15.50 - 18.70	> 3"	49.50
	3" - N° 4	32.20
	N° 4 - N° 200	17.40
	< N° 200	0.90
22.10 - 24.50	> 3"	38.30
	3" - N° 4	32.00
	N° 4 - N° 200	27.40
	< N° 200	2.30

Calicata C-1		
Profundidad	Granulometría	
	ASTM D 422	
5	> 3"	40.70
	3" - N° 4	48.60
	N° 4 - N° 200	10.10
	< N° 200	0.60