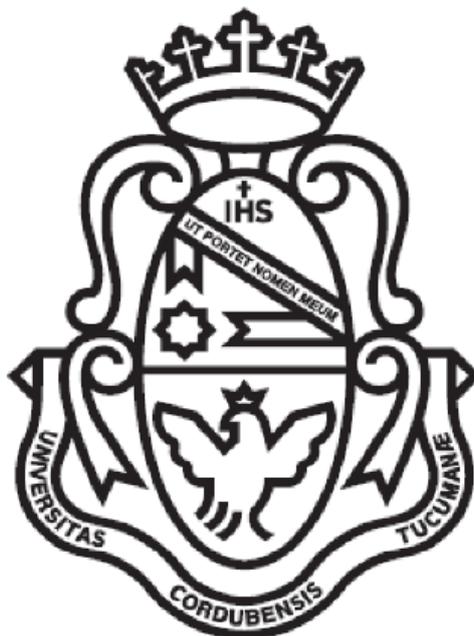


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA



FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y
NATURALES

INFORME TÉCNICO FINAL DE LAS PRÁCTICAS SUPERVISADAS:

**CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS
TEMPORARIOS PARA ENTIBACIONES EN OBRAS DE
EXCAVACIÓN**

Autor: Armendariz, Alejandro

Carrera: Ingeniería Civil

Tutor: M.Sc Ing. Pedro Agustín Covassi

Supervisor Externo: Ing. Ricardo Francisco Viguera

Fecha: 27/08/2022

AGRADECIMIENTOS

Durante mis 6 años de cursado, los cuales arrancaron en 2017, viví una etapa en la cual experimente nuevos retos y nuevos sueños. Retos como el de adaptarme a una nueva vida independiente y al compromiso para dedicarle mucho tiempo al estudio, del cual no me salve de las frustraciones y los miedos. Esos retos fueron superándose poco a poco gracias a la irreprochable presencia de mi familia, quienes fueron mis pilares principales para mi sustento. Agradecer a mi mamá, a mi papá y a mi hermano que desde Levalle hicieron un esfuerzo enorme para que yo pueda continuar y enfocarme con mis estudios y un agradecimiento a parte para Antonela, con quien viví y compartí estos seis años e hizo que hayan sido maravillosos.

Agradecer a mi segunda familia, a quienes conocí durante el cursado de la carrera y que pasaron de ser compañeros de cursado a ser hermanos de la vida. Junto a ellos fue posible llevar adelante la carrera como lo he hecho, uno a la par del otro y por sobre todo, lo más importante fue el tiempo compartido, en el cual me hicieron crecer como persona.

También agradecer a mis amigos que me siguieron acompañando desde el lugar en el que vine y que siempre han estado presentes. A todos muchas gracias.

Además, agradecer a la Universidad Nacional de Córdoba y por supuesto a la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales por haberme abierto las puertas y permitirme formarme como futuro profesional en sus aulas. También agradecer a Cim SRL por haberme permitido llevar adelante las Prácticas Supervisadas.

RESUMEN

El presente informe describirá las tareas realizadas en el marco de las Prácticas Supervisadas (PS), llevadas a cabo en la empresa CIM SRL. Las mismas consistieron en el cálculo y verificación de anclajes postensados temporarios para una misma tipología de entibado, en dieciséis proyectos de excavación. Para eso se abordarán conceptos generales de lo que ocurre en una excavación y de lo que es un anclaje, como es su funcionamiento y sus ventajas de utilizarlo frente a otros elementos como por ejemplo puntales o anclajes pasivos.

Además de abordar los conceptos generales, que serán necesarios considerar para comprender el funcionamiento de los anclajes, se describirán algunas metodologías de cálculo que permitan diseñar y verificar los anclajes postensados temporarios. Luego se ejemplificarán distintos casos, en donde se divide a los proyectos en función de alguna particularidad que hizo que se tengan en cuenta distintos criterios en la solución.

INDICE

AGRADECIMIENTOS	1
RESUMEN	2
INDICE.....	3
INDICE DE FIGURAS.....	5
INDICE DE TABLAS.....	8
INDICE DE ANEXOS.....	8
CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	10
1.1. INTRODUCCIÓN.....	10
1.2. TAREA REALIZADA	10
1.3. PROYECTOS	12
1.3.1. <i>Ubicación.....</i>	<i>12</i>
1.3.2. <i>Descripción de los Proyectos</i>	<i>13</i>
1.4. OBJETIVOS.....	14
1.4.1. <i>Objetivos Generales.....</i>	<i>14</i>
1.4.2. <i>Objetivos Específicos</i>	<i>14</i>
1.5. CAPÍTULOS	14
<i>Capítulo 1: Introducción.....</i>	<i>14</i>
<i>Capítulo 2: Conceptos Generales de Excavaciones</i>	<i>15</i>
<i>Capítulo 3: Conceptos Generales de Anclajes</i>	<i>15</i>
<i>Capítulo 4: Casos Particulares.....</i>	<i>15</i>
CAPITULO 2: CONCEPTOS GENERALES DE EXCAVACIONES	16
2.1. PROYECTOS CON OBRAS DE EXCAVACIÓN	16
2.2. CONCEPTO DE EMPUJE	17
2.2.1. <i>Empuje Activo.....</i>	<i>19</i>
2.2.2. <i>Profundidad a excavar sin contención.....</i>	<i>21</i>
2.2.3. <i>Empuje en términos de desplazamientos.....</i>	<i>22</i>
2.3. DIAGRAMAS EMPIRICOS	23
2.3.1. <i>Arenas</i>	<i>24</i>
2.3.2. <i>Arcillas blanda a media</i>	<i>24</i>
2.3.3. <i>Arcilla compacta a muy compacta</i>	<i>25</i>
2.3.4. <i>Arcilla dura de Fm. Pampeana</i>	<i>26</i>
2.4. ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO	27
2.4.1. <i>Sistema de Sostenimiento tratados en esta PS.</i>	<i>30</i>
CAPITULO 3: CONCEPTOS GENERALES DE ANCLAJES	32
3.1. ANCLAJES	32
3.1.1. <i>Clasificación de los anclajes</i>	<i>33</i>
3.2. ANCLAJES ACTIVOS.....	35
3.2.1. <i>Diferencia entre anclaje pasivo y activo.....</i>	<i>35</i>
3.2.2. <i>Componentes.....</i>	<i>38</i>
3.2.3. <i>Análisis de estabilidad.....</i>	<i>43</i>
3.2.3.1. <i>Deformaciones y sollicitaciones en la secuencia constructiva.....</i>	<i>43</i>
3.2.3.2. <i>Modos de falla externos.....</i>	<i>47</i>
3.2.3.3. <i>Modos de falla internos.....</i>	<i>50</i>

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

3.2.3.4.	<i>Modo de falla del muro</i>	56
3.2.4.	<i>Modos de falla analizados en esta PS</i>	58
3.2.4.1.	<i>Metodología RLF</i>	58
3.2.4.2.	<i>Metodología SLD</i>	63
CAPITULO 4: CASOS PARTICULARES		66
4.1.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO	66
4.1.1.	<i>Solicitaciones</i>	66
4.1.2.	<i>Longitud libre</i>	67
4.1.3.	<i>Longitud de bulbo</i>	69
4.1.4.	<i>Número de torones</i>	70
4.1.5.	<i>Inclinación</i>	70
4.2.	PARTICULARIDADES DE LOS PROYECTOS	70
4.2.1.	<i>Cargas de servicio y cargas sísmicas</i>	71
4.2.2.	<i>Selección de inclinación</i>	71
4.2.3.	<i>Adopción de longitudes mínimas</i>	75
4.2.4.	<i>Limitación de longitud total</i>	76
4.2.5.	<i>Estación Estori</i>	77
CONCLUSIÓN		80
BIBLIOGRAFIA		81
ANEXO		82

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: UBICACIÓN DE LOS PROYECTOS, REGIÓN METROPOLITAN DE SANTIAGO DE CHILE (GOOGLE EARTH).	12
FIGURA 2: PRESIÓN ACTIVA DE SUELO DE RANKINE (BRAJA M. DAS, 2013).	18
FIGURA 3: PRESIÓN ACTIVA DE SUELO DE RANKINE PARA SUELO NO COHESIVO (BRAJA M. DAS, 2013), ELABORACIÓN PROPIA.	18
FIGURA 4: ROTACIÓN DEL MURO SIN FRICCIÓN PARA EL EMPUJE ACTIVO (BRAJA M. DAS, 2013). ...	20
FIGURA 5: DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN ACTIVA DE SUELO DE RANKINE CONTRA UN MURO DE CONTENCIÓN PARA UN SUELO COHESIVO (BRAJA M. DAS, 2013).	21
FIGURA 6: RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA EMPUJE ACTIVO Y PASIVO DE SUELO DE RANKINE (CATEDRA DE GEOTECNIA LLL, 2021).	22
FIGURA 7: CAMBIO DEL DIAGRAMA DE EMPUJE SEGÚN EL TIPO DE DESPLAZAMIENTO PERMITIDO (CATEDRA DE GEOTECNIA LLL, 2021).	24
FIGURA 8: DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARENA (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI).	24
FIGURA 9: DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARCILLA BLANDA A MEDIA (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI)	25
FIGURA 10: DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARCILLA COMPACTA A MUY COMPACTA (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI)	26
FIGURA 11: DIAGRAMA DE EMPUJE HIDROSTÁTICO EN LA GRIETA DE ALTURA H/2 (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI).	26
FIGURA 12: DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARCILLA MUY COMPACTA A DURA (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI).	27
FIGURA 13: ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO TEMPORARIOS O ENTIBADOS (ELABORACIÓN PROPIA).	29
FIGURA 14: ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PERMANENTES (ELABORACIÓN PROPIA).	30
FIGURA 15: COMPONENTES PRINCIPALES DE UN ANCLAJE (GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES AL TERRENO EN OBRAS DE CARRETERA).	33
FIGURA 16: FORMAS DEL BULBO SEGÚN LA INYECCIÓN UTILIZADA (CÁTEDRA DE GEOTECNIA LLL, 2021).	35
FIGURA 17: A) DIAGRAMA DE ESFUERZO SOBRE ANCLAJE ACTIVO (ELABORACIÓN PROPIA).	36
FIGURA 17: B) DIAGRAMA DE ESFUERZO SOBRE ANCLAJE PASIVO (ELABORACIÓN PROPIA).	36
FIGURA 18: INCREMENTO DE DEFORMACIONES VS INCREMENTO DE CARGA EN UN ANCLAJE ACTIVO Y PASIVO (ELABORACIÓN PROPIA).	37
FIGURA 19: CABEZA DE UN ANCLAJE ACTIVO (INTERNET).	38
FIGURA 20: SECCIÓN LONGITUDINAL DE UNA ANCLAJE PASIVO CON LOS ELEMENTOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN (ING. AUFUSTO JOSÉ LEONI).	39
FIGURA 21: LONGITUD DE LA ZONA LIBRE (GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS, 1999) ..	39
FIGURA 22: SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA ZONA LIBRE (ELABORACIÓN PROPIA).	42

FIGURA 23: SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA ZONA ANCLADA (ELABORACIÓN PROPIA). 42

SE PUEDE OBSERVAR QUE EN LA FIGURA 23 LOS CABLES NO ESTÁN ENVAINADOS, YA QUE SE BUSCA QUE ENTRE ELLOS Y EL BULBO INYECTADO HAYA LA MAYOR ADHERENCIA POSIBLE, DISTINTA A LA ZONA LIBRE EN DONDE SE NECESITA QUE LOS CABLES SE PUEDAN DESPLAZAR Y DEFORMAR PARA TRANSFERIR LAS CARGAS POR TRACCIÓN A LA ZONA DE BULBO. 42

FIGURA 24: PROGRESO DE LA DEFORMACIÓN DEL MURO Y DEL EMPUJE DEL SUELO EN LA SEGUNDA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 44

FIGURA 25: PROGRESO DE LA DEFORMACIÓN DEL MURO Y DEL EMPUJE DEL SUELO DE LA CUARTA A LA SEXTA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 45

FIGURA 26: PROGRESO DE LA DEFORMACIÓN DEL MURO Y DEL EMPUJE DEL SUELO AL EJECUTAR EL SEGUNDO NIVEL DE ANCLAJE (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 46

FIGURA 27: PROGRESO DE LA DEFORMACIÓN DEL MURO Y DEL EMPUJE DEL SUELO AL FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 46

FIGURA 28: SUPERFICIES DE FALLA PARA LA ESTABILIDAD GLOBAL (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 48

FIGURA 29: ENVOLVENTE DE SUPERFICIES DE FALLAS CRITICAS (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 48

FIGURA 30: FALLA POR DESLIZAMIENTO (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 49

FIGURA 31: FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA EN EL TALÓN (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 50

FIGURA 32: FALLA POR ARRANCAMIENTO DEL REFUERZO (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 50

FIGURA 33: CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DEL ANCLAJE (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI). 51

FIGURA 34: DIAGRAMA OBTENIDO DEL ENSAYO PRESIOMÉTRICO DE MENARD (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI)..... 52

FIGURA 35: ÁBACO PARA LA OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE ADHERENCIA ÚLTIMA EN ARENAS Y GRAVAS (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI)..... 53

FIGURA 36: ÁBACO PARA LA OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE ADHERENCIA ÚLTIMA EN ARCILLAS Y LIMOS (ING. AUGUSTO JOSÉ LEONI). 53

FIGURA 37: FALLA POR TENSIÓN DEL REFUERZO (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*, 1999). 55

FIGURA 38: FALLA POR FLEXIÓN DEL MURO (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 56

FIGURA 39: FALLA POR CAPACIDAD PASIVA INSUFICIENTE (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 57

FIGURA 40: COMPORTAMIENTO EN EL EXTREMO EMPOTRADO D AL VARIAR LA LONGITUD EMPOTRADA (*GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS*,1999). 57

FIGURA 41: ADHERENCIA LÍMITE EN ARENAS Y GRAVAS (GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA, 2001)..... 61

FIGURA 42: ADHERENCIA LÍMITE EN ARCILLAS Y LIMOS (GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA, 2001). 61

FIGURA 43: ADHERENCIA LÍMITE EN MARGAS (GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA, 2001).	62
FIGURA 44: ADHERENCIA LÍMITE EN ROCAS CON ALGÚN GRADO DE ALTERACIÓN (GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA, 2001).	62
FIGURA 45: VALORES ÚLTIMOS DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR METRO PARA DISEÑO PRELIMINAR (<i>GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS</i>, 1999).	64
FIGURA 46: ESQUEMA PARA EL CÁLCULO DE LA LONGITUD LIBRE (ELABORACIÓN PROPIA).	67
FIGURA 47: LONGITUD HORIZONTAL (ELABORACION PROPIA).	68
FIGURA 48: TEOREMA DEL SENO (ELABORACIÓN PROPIA).	68
FIGURA 49: DESLINDE ESTE ACOTADO PARA CALCULAR LOS PUNTOS DE INTERESECCIÓN	72
FIGURA 50: ENSAYO DE PRESIOMETRÍA EXTRAÍDO DE LA MECÁNICA DE SUELOS.	78
FIGURA 51: ÁBACO PARA GRAVAS Y ARENAS (GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES EN OBRAS DE CARRETERA, 2001).	78

INDICE DE TABLAS

TABLA 1 ELEMENTOS DE PROTECCION CONTRA LA CORROSIÓN PARA UN ANCLAJE TEMPORARIO EN LA ZONA DE LA CABEZA, ZONA LIBRE, DE BULBO Y ENLACE ENTRE AMBAS.	41
TABLA 2 OBTENCIÓN DE LAS DIFERENCIA ENTRE EJE DE ANCLAJES INTERSECTADOS (ELABORACIÓN PROPIA).	72

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: PLANTA GENERAL.	82
ANEXO 2: DESLINDE NORTE.	82
ANEXO 3: DESLINDE SUR.	83
ANEXO 4: PLANTA GENERAL DONDE SE VEN LAS INTERSECCIONES.	83
ANEXO 5: INTERSECCIÓN LINDERO ESTE.	84
ANEXO 6: INTERSECCIÓN LINDERO SUR.	84
ANEXO 7: INTERSECCIÓN LINDERO OESTE.	85
ANEXO 8: DESLINDE ESTE.	85
ANEXO 9: DESLINDE SUR.	86
ANEXO 10: TABLA RESUMEN DE LONGITUDES, TORONES, INCLINACIÓN.	86
ANEXO 11: TABLA RESUMEN DE NIVELES DE ANCLAJE (NA), SOLICITACIÓN DE SERVICIO, INCLINACIÓN Y NIVEL DE SELLO DE FUNDACIÓN (NSF).	87
ANEXO 12: PLANTA GENERAL DONDE SE IDENTIFICAN LAS PILAS CON INCLINACIÓN DE 45°.	87
ANEXO 13: SECCIÓN CON DOS NIVELES DE ANCLAJE.	88
ANEXO 14: SECCIÓN CON 3 NIVELES DE ANCLAJE.	89
ANEXO 15: TABLA RESUMEN DE LONGITUDES, TORONES E INCLINACIÓN.	89
ANEXO 16: TABLA RESUMEN DE NIVELES DE ANCLAJE (NA), SOLICITACIÓN DE SERVICIO, SOLICITACIÓN SÍSMICA Y NIVEL DE SELLO DE FUNDACIÓN (NSF).	90
ANEXO 17: PLANTA GENERAL.	90
ANEXO 18: SECCIÓN DEL DESLINDE SUR.	91
ANEXO 19: PLANTA GENERAL.	91
ANEXO 20: VISTA DEL DESLINDE PONIENTE.	91
ANEXO 21: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL DESLINDE PONIENTE.	92
ANEXO 22: SECCIÓN DEL DESLINDE PONIENTE.	93
ANEXO 23: TABLA RESUMEN DE LONGITUDES, TORONES E INCLINACIÓN.	93
ANEXO 24: TABLA RESUMEN DE NIVELES DE ANCLAJES (NA), SOLICITACIÓN DE SERVICIO, INCLINACIÓN Y NIVEL DE SELLO DE FUNDACIÓN (NSF).	93
ANEXO 25: PLANTA GENERAL DE LA ESTACIÓN ESTORI.	94
ANEXO 26: SECCIÓN DE LOS PILOTES SELECCIONADOS.	95



CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

ANEXO 27: DATOS DE LAS SOLICITACIONES. 96

ANEXO 28: TABLA RESUMEN DE LONGITUDES, TORONES E INCLINACIÓN. 96

ANEXO 29: TABLA RESUMEN DE NIVELES DE ANCLAJES (NA), SOLICITACIÓN DE SERVICIO, INCLINACIÓN Y NIVEL DE SELLO DE FUNDACIÓN (NSF). 96

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

En el Presente informe se describirán las tareas realizadas por el alumno Armendariz Alejandro en el marco de la correspondientes Prácticas Supervisadas, materia que integra el plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

Las Prácticas Supervisadas (PS) se realizaron en la empresa CIM SRL, entre los meses de agosto a noviembre del año 2021 realizando tareas en el área de Geotecnia. Dentro de la empresa el Ing. Ricardo Francisco Viguera llevaba adelante la supervisión externa, quien era el responsable de evacuar las dudas, intercambiar ideas, orientar al alumno hacia la solución de los problemas, aportar conocimiento y evaluar el desempeño. Como tutor interno el M.Sc Ing. Pedro Agustín Covassi fue designado por parte de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales.

La empresa Cim SRL cuenta con una sede en la provincia de Córdoba, Argentina y Cim Group Inc. con sede en Panamá. Ambas conforman a Cim Group, empresa constituida a partir de la concurrencia de profesionales especialistas con una importante formación a nivel posgrado y con una amplia experiencia en diferentes áreas de la Ingeniería como la geotecnia, cálculo estructural, geología y geomorfología e impacto ambiental.

La tarea que se llevó a cabo en la empresa consistió en el estudio de proyectos de entibaciones en obras civiles, compuesto de un muro pantalla de pilotes o pilas discontinuas y anclajes. De las mismas se tuvo que diseñar los anclajes de carácter temporario, compuestos por sistemas de cables de acero postensados. Tales entibaciones eran construidas para permitir la construcción de la subestructura de edificios de distinta tipología, para la extensión del Metro de Santiago de Chile (línea 7).

Como modalidad de trabajo, las Prácticas Supervisadas se llevaron a cabo virtualmente, no por cuestiones de la pandemia, sino que por una conveniencia de ambas partes se decidió que las tareas sean de esta manera. Se destaca la enorme disposición por parte del Ing. Ricardo Francisco Viguera para mantener un vínculo continuo mediante reuniones virtuales, en donde se estudiaba al proyecto y se definían los lineamientos generales a seguir para el diseño de los elementos de anclaje.

1.2. TAREA REALIZADA

Con el objetivo de definir la tarea realizada y la que será objeto de desarrollo del informe, se dividirán las tareas realizadas en función de lo realizado. Se tendrá así dos clasificaciones, una en donde fue necesario diseñar los anclajes del sistema de entibado y otra en donde solo se realizaron tareas complementarias.

Las tareas en donde fue necesario calcular y verificar los anclajes, abarcan proyectos del siguiente tipo:

- *Excavación del subsuelo de edificios:* Proyectos de entibación con muros pantalla compuesto de pilotes o pilas discontinuas, con anclajes postensados temporarios y donde el refuerzo de los mismos se componen de torones de acero.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

- *Extensión de la línea de metro de Santiago de Chile:* Al igual que el proyecto anterior, se trata del mismo sistema de entibación, solo que el mismo se trata de la ejecución del pique (espacio donde se alojara la galería de acceso de la estación y donde se comienzan las excavaciones con las tuneladoras) y la rampa de acceso.

Se definen a las tareas complementarias aquellas que se trataron de:

- *Computo de pilas y pilotes:* Se debió computar el número de pilas o pilotes y las longitudes de los mismos.
- *Computo de anclajes en proyectos de estabilización de taludes:* Esta tarea consistía en únicamente computar la cantidad de anclajes pasivos en taludes estabilizados con este sistema que se compone de muros proyectados anclados con pernos. Se computaron también los metros lineales de pernos.

Respecto a las tareas en donde se requirió calcular y verificar, las mismas consistieron en calcular la longitud libre y la longitud de bulbo del anclaje, como también el número de torones de acero o cables por anclaje. Para eso se debió tener en cuenta una serie de parámetros y variables que se irán viendo en el desarrollo del informe para luego poder ejemplificar los distintos proyectos agrupándolos según algunas particularidades. Se verá que el cálculo se resumía en una tabla que contiene los resultados del cálculo y otros parámetros como datos. Como parámetros se tiene la inclinación respecto al plano horizontal, resumen de las solicitudes de cada nivel de anclaje, la ubicación del anclaje mediante su nivel respecto al terreno y la altura del muro. Como resultados de cálculo se tiene el número de torones por nivel, la longitud libre, la longitud de bulbo y la longitud total.

Para las tareas complementarias, también se generaba un resumen en donde se debía indicar la cantidad de pilas o pilotes, el número de anclajes y los metros lineales de los mismos.

De esta diferenciación entre las tareas, el informe se centra en las primeras, donde se tuvo que realizar el cálculo y verificación de las longitudes de los anclajes y definir el número de torones. En función de esto, se abarcarán los temas teóricos y conceptuales correspondientes al sistema de anclaje de la entibación en cuestión.

A continuación, se hace una descripción de los pasos que se siguieron para realizar dicha tarea:

- En primer lugar, se recibía la documentación correspondiente al proyecto vía E-mail, donde se indicaba la tarea que debía realizarse y el plazo de tiempo en el cual se debía entregar. Seguidamente, en el cuerpo del mismo e-mail se solicitaba que se lea la documentación adjunta para luego, en una reunión programada, definir los lineamientos generales para el cálculo, evacuar dudas, etc. La documentación consistía en un estudio de mecánica de suelo del lugar donde se proyectaba la obra, los respectivos planos de detalle, tanto los cortes como las vistas del sistema de entibado
- En los primeros proyectos, se recomendaron bibliografías para estudiar los sistemas de anclajes, metodologías de cálculo para el diseño y verificación de dicho sistema como así también la herramienta a utilizarse para el cálculo, que en este caso se utilizó el Excel.

- Recibida la documentación en el mail y acordada la reunión, se debía reunir todos los parámetros necesarios para el cálculo que se brindaban en la documentación y por parte de la empresa.

1.3. PROYECTOS

En esta sección se menciona donde se ubican los proyectos y se describe cuales con los proyectos con los que en el capítulo 4 se ejemplifican los cálculos a partir de dividirlos en aquellas particularidades que los hicieron distintos entre cada uno. Lo que tienen en común los proyectos es que el sistema de entibación es el mismo para poder ejecutar la excavación del suelo.

1.3.1. Ubicación

En lo que respecta a la ubicación, los proyectos se encuentran ubicados en la región metropolitana de Santiago de Chile y se componen de un total de 16 proyectos. En la figura 1 se puede observar la ubicación de cada uno.

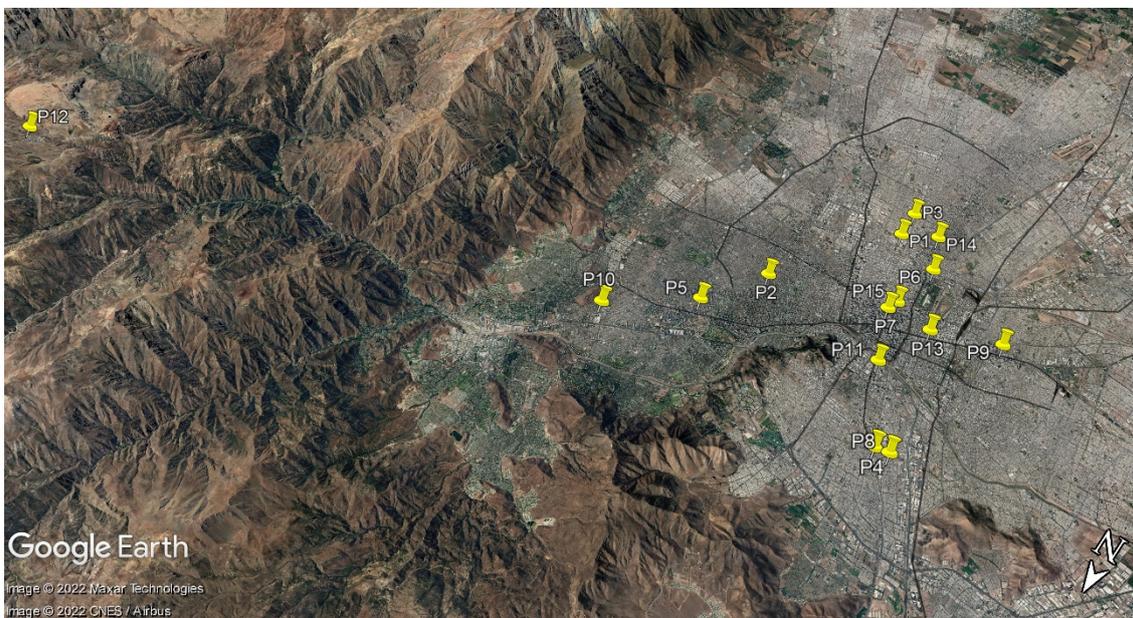


Figura 1: Ubicación de los proyectos, región metropolitana de Santiago de Chile (Google Earth).

Una característica importante del sector es el suelo, el cual se verá que conocer sus propiedades es muy importante cuando se trata de en entibación. Los proyectos se encuentran ubicados en una zona conocida como “Gravas de Santiago”, se trata de un suelo formado por depósitos de sedimentos transportados por la acción fluvial. De esta manera, la región está dividida en distintas unidades geológicas, según corresponda al río en cuestión, por ejemplo, el “Ripio del Mapocho” que es consecuencia de los depósitos generados por el río Mapocho. De esta manera, la zona donde está la urbanización corresponde a depósitos generados por los ríos Maipo, Mapocho y Clarillo. Dicha información se extrajo de los mismos estudios de mecánica de suelo de los proyectos.

1.3.2. Descripción de los Proyectos

Los proyectos se dividen en 16 y a continuación se los describe según sus características generales para identificarlos, ya que más adelante, en el capítulo 4 se los cita.

P1, se trata de un edificio de 12 pisos y un nivel de subsuelo. El entibado está compuesto de 55 pilas de 60x60 cm discontinuas y con un solo nivel de anclaje.

P2, se trata de un edificio de 8 pisos con 3 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 44 pilas de diferentes secciones y de las cuales tiene un nivel de anclaje.

P3, se trata de un Edificio de 8 pisos con un nivel de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 20 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen un nivel de anclaje.

P4, se trata de un Edificio de 8 pisos con 2 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 59 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen un nivel de anclaje.

P5, se trata de un Edificio de 15 pisos con 5 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 60 pilotes de 88 cm de diámetro y de los cuales tienen tres niveles de anclaje.

P6, se trata de un proyecto de entibación que consta de un total de 50 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen un nivel de anclaje.

P7, se trata de un proyecto de entibación que consta de un total de 62 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen entre uno y dos niveles de anclaje.

P8, se trata de dos edificios de 14 pisos con 2 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 32 pilas de 70x50 cm y de las cuales tienen un nivel de anclaje.

P9, se trata de un edificio de 14 pisos y un nivel de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 56 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen un nivel de anclaje.

P10, se trata de un edificio de 8 pisos y 4 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 46 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen tres niveles de anclaje.

P11, se trata de un edificio de 25 pisos y 2 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 63 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen un nivel de anclaje.

P12, se trata de un edificio de 6 piso, semienterrado por tener un terreno con mucha pendiente. El proyecto de entibación consta de un total de 22 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen entre dos y tres niveles de anclaje.

P13, se trata de un edificio de 4 pisos y 2 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 108 pilas de diferentes secciones y de las cuales solo de la pila 99 a la 108 tienen un nivel de anclaje.

P14, se trata de un edificio de 7 pisos y 3 niveles de subsuelo. El proyecto de entibación consta de un total de 122 pilas de diferentes secciones y de las cuales tienen un nivel de anclaje.

P15, se trata de un proyecto de entibación que consta de un total de 34 pilas de diferentes secciones y de las cuales van apuntalados con un nivel de anclaje.

P16, se trata la galería de acceso y del pique de la estación Estori. El proyecto de entibación que consta de un total de 41 pilas de 1,00x1,20 m separadas cada 3,00 m y de 56 pilotes de 1,20 m de diámetro con distintas separaciones y de los cuales tienen entre dos y siete niveles de anclaje.

1.4. OBJETIVOS

En esta sección se definen los objetivos generales y particulares se siguen para desarrollar el informe, de manera que lo que se pretende desarrollar y transmitir sea claro.

1.4.1. Objetivo General

El objetivo general del informe es explicar la metodología de cálculo utilizada para obtener las longitudes de los anclajes y el número de torones que componen el refuerzo del mismo. Para ello, se abordará explicando que son las entibaciones, que es una excavación, el porqué de su ejecución en estos tipos de proyectos y cuando es necesario tener que recurrir a un sistema de entibación y que variables me condicionan el diseño. También, se introducirán los distintos sistemas de sostenimiento que pueden utilizarse y a partir de allí introducir el sistema utilizado en los proyectos y definir a los anclajes.

1.4.2. Objetivos Específicos

Los mismos son propuestos para poder cumplir con el *objetivo general*, con lo cual a continuación se enlistan los mismos:

- Abordar los conceptos generales de las excavaciones y de los anclajes.
- Analizar las sollicitaciones del suelo que condicionan el diseño del entibado.
- Definir y clasificar los modos de fallas que condicionan al diseño del entibado.
- Mención y descripción de la metodología de cálculo a través de la cual se tomó como referencia para el cálculo.
- Ejemplos de cálculo de algunos proyectos, considerando alguna particularidad que hizo que se tengan en cuenta distintas soluciones entre los mismos.

1.5. CAPÍTULOS

En la siguiente sección se resumen los capítulos que conforman al presente informe.

Capítulo 1: Introducción

En el mismo se describen las tareas realizadas en la práctica supervisada (PS) y cuáles fueron los proyectos en los cuales se participó. También se plantea la modalidad de trabajo en la empresa y los objetivos bajo los cuales se pretende desarrollar el informe.

Capítulo 2: Conceptos Generales de Excavaciones

En el mismo se introduce el concepto de excavación y cuando es necesario recurrir a esta práctica. También se abordan los conceptos teóricos para describir los fenómenos físicos que suceden al excavar y cuáles son las consecuencias de estos en el entorno de la excavación. Con el objetivo de introducir el sistema de entibación utilizado, se hace una clasificación de las distintas estructuras de sostenimiento que se pueden utilizar en proyectos que se trataron en la PS.

Capítulo 3: Conceptos Generales de Anclajes

En el mismo se describen y clasifican los anclajes postensados utilizados en los entibados de los proyectos abordados en la PS. También se realiza una comparación con los anclajes pasivos, para evidenciar el comportamiento de ambos sistemas frente a las sollicitaciones y su modo de trabajo. Luego, se introducen los modos de falla que deben verificarse en entibaciones en cuestión y cuáles de ellos debieron ser calculados, utilizando metodologías como las planteadas.

Capítulo 4: Casos Particulares

En el mismo se expone el procedimiento de cálculo que se utilizó para obtener las longitudes de los anclajes y el número de torones. También, para poner en números los cálculos realizados se agrupan los proyectos en cuatro particularidades distintas que se presentaron para obtener los valores que se expresan en la tabla resumen que se adjuntan en los anexos, las cuales eran entregadas una vez finalizada la tarea.

CAPITULO 2: CONCEPTOS GENERALES DE EXCAVACIONES

En el presente capítulo se pretende hablar sobre las excavaciones, mecanismo por el cual en este tipo de proyectos y en general, son necesario para ejecutar las fundaciones y los niveles de subsuelo de la obra. Posteriormente se procede a definir las diferentes técnicas de sostenimiento permiten la ejecución de una excavación vertical en el terreno.

2.1. PROYECTOS CON OBRAS DE EXCAVACIÓN

En una zona urbana puede ser necesaria la práctica de la excavación para ejecutar una obra de distinta índole como, por ejemplo, hacer distintos niveles de subsuelo para un edificio, proyectar una obra lineal de agua, cloaca o gas, etc. Ésta técnica en la cual se extrae el material del lugar donde se necesita construir impone nuevas condiciones que antes no estaban previstas en el sitio y que comprometen a la estabilidad del suelo. Estas nuevas condiciones deben tenerse en cuenta para llevar adelante una excavación segura, tanto para el personal que trabaje como para las edificaciones vecinas a la obra. De esta manera queda en vista que no solo se puede comprometer nuestra seguridad sino la de terceros y es por eso que se debe tener conocimiento de los factores que puedan influir en la estabilidad del suelo y las posibles solicitaciones que favorezcan a la inestabilidad.

Si se parte desde un principio, antes de realizar cualquier actividad en el suelo y se analiza al mismo antes de ser modificado por la excavación, inicialmente estará bajo condiciones iniciales de tensión, en donde un elemento de suelo está en equilibrio. Cuando se quita suelo se genera una variación de los estados tensionales iniciales, los cuales vienen acompañados con deformaciones. Estas variaciones de tensiones y cambio de estado deben ser tenidos en cuenta ya que generaran que el muro de la excavación se desplazase hacia el interior de la misma si no si no se tiene ningún elemento que los sostenga. Estos desplazamientos, en una zona urbana, deben poder medirse, calcularse y controlarse ya que si hay edificaciones cercanas se puede generar una situación que comprometa su estructura y la seguridad de las personas que habiten en ella.

Entonces sabiendo que en el proceso de excavación se modifica el estado tensional del suelo y por ende se producirán desplazamientos, se puede traducir estos cambios en solicitaciones que actuarán sobre el muro excavado. Si se pretende hacer una excavación sin algún tipo de sostenimiento del muro, se deberá analizar sus propiedades resistentes y ver si puede o no resistir las solicitaciones y autosoportarse. Las solicitaciones se verán que no solo son debidas al peso mismo del suelo, sino que también pueden estar asociadas a sobrecargas en la superficie del terreno debido a la presencia de edificaciones, de los equipos utilizados en obra, también pueden ser debidas a la actividad sísmica y a la presencia del agua. De estas solicitaciones se pretende analizar y dar una introducción a las que son debidas al peso propio del suelo, que es generada debido al empuje del suelo cuando el mismo falla y lo hace bajo un estado plástico de tensiones correspondiente a la falla.

Estos escenarios que se generan al cambiar el estado inicial del suelo, condicionaran el diseño arquitectónico de la obra. Como se verá en la siguiente sección, se definirá si el suelo es apto o no para soportar las solicitaciones, ya que, a partir de esto, deberá definirse si será necesario realizar estructuras de sostenimiento. En los proyectos en cuestión, debido a las características de la excavación y de las propiedades suelo es necesario recurrir a sistemas de sostenimiento y a prácticas de excavación con taludes

inclinados. De esta manera, en el informe solo se abordara la práctica de la excavación mediante entibados.

2.2. CONCEPTO DE EMPUJE

Como se mencionó antes, al realizar una excavación ocurre que en el suelo varía su estado tensional y consecuencia de ello se producen desplazamiento, por ende, en esta sección se desarrolla el concepto de empuje que genera el suelo cuando esto ocurre.

Analizando un elemento de suelo, sin generalizar si es cohesivo o granular, se puede decir que al excavar se produce una relajación de tensiones en el sentido horizontal que producirá deformaciones en la masa de suelo. Se puede analizar este fenómeno bajo el concepto de empuje mediante la teoría de Rankine (1857) quien investigó las condiciones de presión sobre el suelo en un estado de equilibrio plástico.

Entonces, analizando el elemento de suelo, y bajo la consideración de que el medio es homogéneo e isótropo, partiendo de un momento inicial donde está bajo esfuerzos de compresión efectivos verticales y horizontales, llamando a este estado como inicial o en reposo.

$$\sigma'_o = \gamma \cdot z \text{ (esfuerzo vertical efectivo)} \quad \text{Ec. 2.1}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_o \cdot K_0 \text{ (esfuerzo horizontal efectivo)} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde γ es el peso específico del elemento; z la profundidad a la que se encuentra el elemento respecto el nivel de terreno; K_0 es el *coeficiente de presión lateral en reposo*.

El valor del coeficiente K_0 se puede obtener de distintos autores como por ejemplo:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \text{ (Formula de Jaky para arenas)} \quad \text{Ec. 2.3}$$

Donde ϕ' es el ángulo de fricción del suelo.

También como:

$$K_0 = 0.44 + 0.42 \cdot \left[\frac{IP (\%)}{100} \right] \text{ (Formula de Massarsch para arcillas NC)} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Donde IP es el índice de plasticidad expresado en porcentaje.

Otra forma es:

$$K_{0(SC)} = K_{0(NC)} \cdot \sqrt{OCR} \text{ (para arcillas sobreconsolidadas)} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde OCR es la relación de sobresconsolidación.

Ahora bien, si próximo al elemento, se comienza a excavar, el esfuerzo horizontal efectivo σ'_a , de compresión, comenzará a disminuir por la relajación que se produce en el suelo debido a que, inicialmente el suelo que se quitó estaba generando un esfuerzo igual y contrario que permitía el equilibrio. Si se le permite al muro de la excavación girar libremente en su parte superior respecto de su base, σ'_a disminuirá hasta un valor en el cual se genera un estado de equilibrio plástico donde el suelo falla a lo largo de un plano donde se supera la resistencia a fricción. Se puede representar en el círculo de Mohr, para un caso de un suelo friccional o bien para uno cohesivo, donde en el primero la cohesión es cero y en el segundo no.

Para un suelo cohesivo, el círculo de Mohr tiene la forma de la figura 2, donde el estado de reposo está representado por el círculo a y cuando se produce el estado plástico

previo a la falla, por el círculo *b* que corresponderá a la condición de empuje activo y se da para un valor σ'_a .

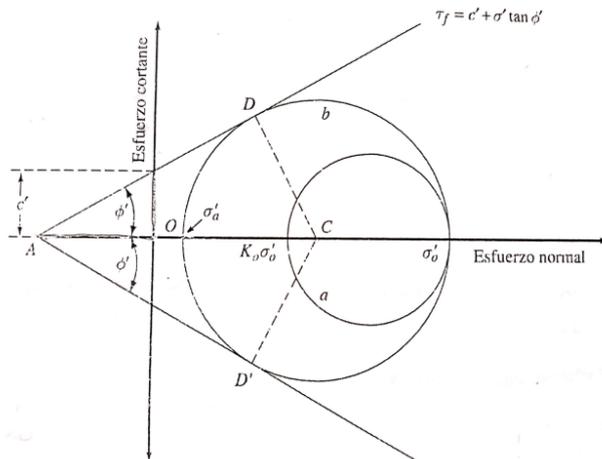


Figura 2: Presión activa de suelo de Rankine (Braja M. Das, 2013).

Si se analiza la figura, se puede observar que la tensión vertical σ'_o se mantiene en un valor constante para ambos círculos a medida que disminuye la tensión horizontal efectiva σ_a . Al pasar del círculo *a* al *b* debido a esta disminución de la tensión, el valor de $\sigma_a = \sigma'_o \cdot K_0$ pasa a σ'_a llamada *presión activa de Rankine*, cuyo valor de compresión es menor y se pasa de un estado de reposo al denominado estado *activo de Rankine*. También se observa que al ser un suelo cohesivo, la cohesión c' , representada en la ordenada, aporta a la resistencia cortante, expresada por la ecuación de la recta, por lo cual al comparar el círculos de Mohr de un suelo cohesivo con uno friccional, se observa que en este último, la recta de la envolvente de falla comienza desde el origen 0. Para un mismo estado tensional como en la figura 2 se puede alcanzar la falla mucho antes que en el suelo cohesivo. En la figura 3 se observa lo planteado.

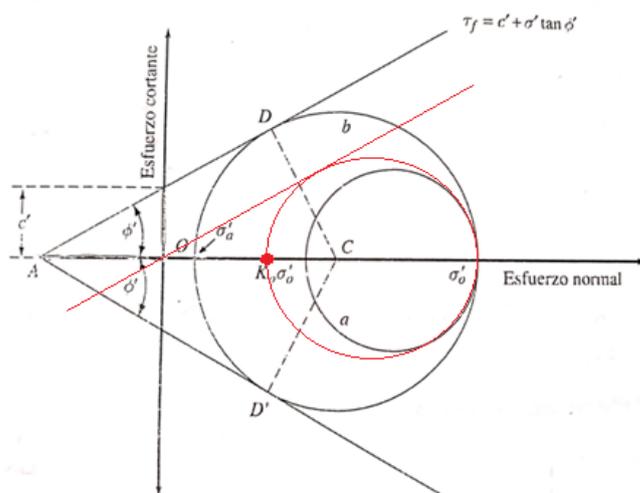


Figura 3: Presión activa de suelo de Rankine para suelo no cohesivo (Braja M. Das, 2013), Elaboración propia.

Quiere decir que la cohesión es un parámetro que me puede permitir que el suelo resista una condición más desfavorable, y como se verá más adelante me permite que el suelo tenga capacidad de autoaporte.

A partir del círculo de Mohr de la figura 2 se puede obtener el valor de la presión de empuje activo (σ'_a), el cual podrá integrarse para poder obtener la fuerza de empuje que genera el suelo sobre el muro excavado.

Operando en términos de γ, z, c' y ϕ' , donde ϕ' es el ángulo de fricción interna del suelo, partiendo de:

$$\text{sen } \phi' = \frac{CD}{AO + OC} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Se obtiene que:

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Ec. 2.7}$$

Expresión donde queda definido el *coeficiente de presión activo de Rankine* (K_a) como:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Ec. 2.8}$$

De esta manera, se puede expresar la Ec. 2.1 como,

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad \text{Ec. 2.9}$$

De manera similar, pero en vez de analizar el muro cuando el mismo gira en virtud de cómo se mueve el suelo, se impone que gire y se mueva hacia el interior del suelo, es posible llegar también a la falla y el estado que se genera se lo llama *estado pasivo de Rankine*, en el cual se produce la falla por llegar a un estado plástico para un valor σ'_p de compresión mayor a σ'_a , llamada *presión pasiva de Rankine*, y se obtiene haciendo el mismo desarrollo anterior:

$$\sigma'_p = \gamma z \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Ec. 2.10}$$

Donde el *coeficiente de presión pasivo de Rankine* (K_p) es:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Ec. 2.11}$$

Hasta aquí se desarrollaron las expresiones que permiten obtener el valor de las tensiones que se generan al producirse la falla del suelo mediante la teoría de Rankine. A partir de ahora se analizará el caso del empuje activo para introducir el desarrollo de las sollicitaciones que se genera sobre el muro y también compararlo con el empuje pasivo.

2.2.1. Empuje Activo

El efecto que produce el empuje activo de Rankine sobre el muro de la excavación, se puede apreciar en la *fig. 4*. Donde el muro está representado por el plano AB y al momento que comienza a girar hacia el interior de la excavación el suelo comienza a deformarse en la dirección del muro. En el momento en que el muro alcanza la posición A'B, el suelo habrá llegado a una deformación correspondiente al estado

plástico, desarrollando el empuje activo de Rankine. La falla que se provoca al llegar a este estado se materializa en el plano BC', formando un ángulo de $(45 + \frac{\phi'}{2})$ con la dirección del plano principal mayor. En el círculo de Mohr de la figura 2, éste plano se representa por la recta CD.

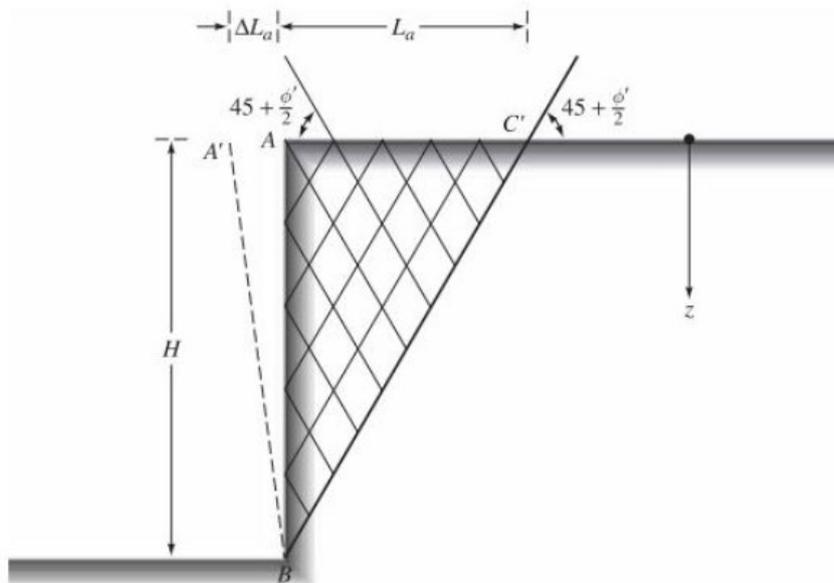


Figura 4: Rotación del muro sin fricción para el empuje activo (Braja M. Das, 2013).

Entonces la masa de suelo dentro del triángulo ABC' alcanza el estado activo de Rankine y al plano BC' se denomina *plano de desplazamiento*. Notar que en la figura se puede ver que el suelo dentro del triángulo ABC' estará sometido a la misma deformación unitaria en la dirección horizontal en todas partes, de valor $\frac{\Delta La}{La}$. Se verá que los anclajes deberán desarrollar su capacidad de carga fuera del triángulo ABC', por lo que se deberá coser con la longitud del tramo libre del anclaje al plano de falla BC'. El plano de deslizamiento se lo denomina como plano teórico de falla o cuña de falla.

Se puede obtener el valor de la fuerza asociada al empuje de la masa de suelo que se desplaza a partir de la ecuación 2.9. En la misma se nota que el empuje activo se compone de dos términos, uno que representa la tensión horizontal la cual solicita al muro con una variación lineal y el otro es la cohesión, que es constante en la profundidad y resta el termino anterior produciendo un efecto positivo que aporta a la capacidad de resistencia del suelo. Estas componentes están representadas en la figura 5, donde la suma de ambos efectos me da el diagrama de empuje.

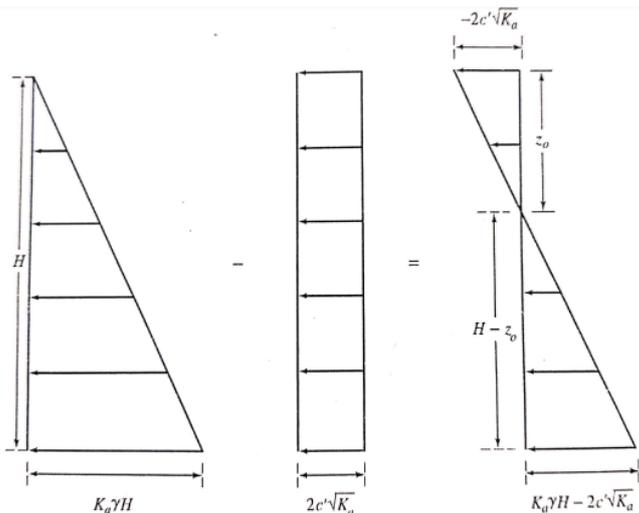


Figura 5: Distribución de la presión activa de suelo de Rankine contra un muro de contención para un suelo cohesivo (Braja M. Das, 2013).

Se puede observar que en el diagrama resultante de sumar ambos efectos queda definido un punto donde la presión horizontal es cero, definiendo así dos zonas de distinta altura y comportamiento. En Z_0 el efecto de la cohesión es tal que se cancela la componente horizontal de empuje, de forma tal que el suelo puede autosostenerse, estando lejos de la falla. En $H - Z_0$ el efecto de la cohesión desaparece por la componente de presión horizontal y en esta condición, en el suelo se inducen tensiones de tracción, haciendo que el muro este solicitado y se necesite de una estructura de contención para soportar el empuje que se genera. En términos de fuerza, integrando los diagramas, se transforma la ecuación 2.9, en términos de fuerza de empuje:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - H 2c' \sqrt{K_a} \quad \text{Ec. 2.12}$$

El primer término tiene una variación lineal con la profundidad y el segundo es constante en toda la altura H de la excavación.

No obstante es necesario considerar que deben considerarse otras solicitaciones que generan condiciones desfavorables en conjunto con el empuje del suelo. Estos también tendrán su diagrama de esfuerzo y pueden estar asociado a la presencia de agua, a sobrecargas sobre el nivel de terreno y al sismo. En este sentido en los proyectos ya se daban los valores de solicitación. En secciones más adelante se menciona este aspecto, pero para introducir las solicitaciones consideradas, se tenía al empuje del suelo, las sobrecargas de edificaciones vecinas y el sismo. El efecto del empuje del agua no se consideró ya que en los estudios de suelo se mencionaba que no se encontraba la presencia del nivel freático.

2.2.2. Profundidad a excavar sin contención

De lo visto anteriormente, es posible determinar la profundidad hasta la cual se puede excavar sin la necesidad de contener la misma. Entonces, si se analiza la ecuación 2.9, para un suelo cohesivo y uno friccional se puede definir cuál es la profundidad

máxima bajo la condición en donde no hay presencia de agua. Si lo hubiera, cambiarían las condiciones de sollicitación y la propiedad del suelo.

Para un suelo *cohesivo*, donde se tiene la cohesión c' en el término de la derecha, igualando a cero la ecuación, se despeja la profundidad z , la cual se denomina profundidad máxima o altura crítica H .

$$H = \frac{2 \cdot c'}{\gamma \cdot \sqrt{Ka}} \quad \text{Ec. 2.13}$$

Superada ésta profundidad son necesarias técnicas de sostenimiento.

Para un suelo *Granular*, al no poseer cohesión se considera que no es posible la excavación vertical sin técnicas de contención.

2.2.3. Empuje en términos de desplazamientos

Anteriormente se analizó el estado activo bajo componentes de fuerza, donde se llegaba al equilibrio entre las fuerzas estabilizante y desestabilizante y se obtenía un punto donde se equilibren y a partir de allí despejar y obtener la profundidad máxima o crítica. También se puede analizar el fenómeno en términos de desplazamientos y deformaciones y tener una idea de la magnitud de los desplazamientos que se producen.

Si se observa la figura 6 se aprecia la diferencia de deformaciones que deben producirse para que ocurra la falla en un estado de empuje activo (K_a) y para uno pasivo (K_p). En la ordenada está la presión horizontal σ_h que es la que va variando y en las abscisas se tienen las deformaciones para el caso en que se analice. Para el empuje activo es $(+\frac{\Delta H}{H})$ y para el pasivo es $(-\frac{\Delta H}{H})$, en donde H es la altura del muro de la excavación. Estas deformaciones se miden respecto a cuanto se desplazó el muro en su parte superior al girar desde su base.

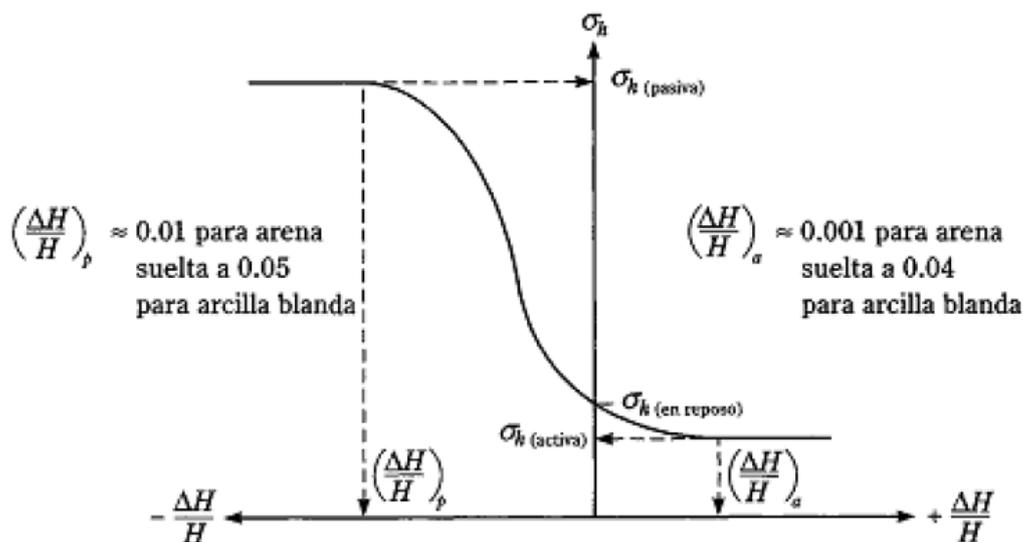


Figura 6: Relación tensión-deformación para empuje activo y pasivo de suelo de Rankine (Catedra de Geotecnia III, 2021).

Se puede observar que el desplazamiento que debe ocurrir para que el suelo falle superando la resistencia de fricción en el estado pasivo es del orden de 10 veces mayor que para un estado activo. Suponiendo el ejemplo de un suelo arenoso en donde el muro es de 10 m de altura, y se permite que el mismo se desplace hacia la excavación una magnitud de 10 mm, no encontramos en una condición muy inestable. Y si se pretende empujar al muro, para llegar a la falla, se debería desplazar 100 mm y hacerlo bajo esfuerzos mayores que en el anterior caso. Esto quiere decir que para evitar que el muro se desplace una magnitud que signifique poner en riesgo la estabilidad se debe empujar al suelo en una magnitud mucho mayor de lo que el suelo empuja.

Analizando las deformaciones debido a un empuje activo $\left(+\frac{\Delta H}{H}\right)$, se pasa de tener un estado de presión de reposo a tener un valor de presión activa, en este cambio de estado, las presiones sobre el terreno son menores que para el estado inicial (K_0 es mayor a K_a). Para el empuje pasivo $\left(-\frac{\Delta H}{H}\right)$ se analiza de la misma forma, en donde se puede ver que, para que ocurra la falla los esfuerzos que se deben generar son mayores que en el estado activo y de reposo, y a su vez las deformaciones deben ser más grandes (K_p es mayor a K_0).

Entonces como no se quiere comprometer la seguridad de los trabajadores y de los vecinos, se tendrá que recurrir a técnicas que eviten que estos desplazamientos sean de magnitudes suficientes para que se produzca la falla. De aquí surge el planteo de cuanto vamos a permitir que nuestra excavación se desplace sin traer consigo serias consecuencias en el entorno y en mi proyecto. Es por esto que se deberá hacer un análisis riguroso de cuanto podemos permitir que se desplace el muro sin afectar el entorno.

Bajo este concepto de controlar los desplazamientos, los sostenimientos no podrán ser diseñados con las hipótesis planteadas por la teoría de Rankine ya que no se cumple, debido a que la estructura de sostenimiento no se la deja girar en virtud de que es contenida. Esto hace que el cálculo teórico del empuje sobre la estructura se resuelva por diagramas empíricos que resultan de experiencias medidas en modelos o en excavaciones ejecutadas, donde es práctica común el uso de una envoltura de presión lateral para el diseño excavaciones apuntaladas.

2.3. DIAGRAMAS EMPIRICOS

Para poder diseñar una estructura de sostenimiento, se necesita conocer los esfuerzos que la solicitan, para eso es necesario conocer los diagramas de empuje sobre la misma. En la sección anterior se vio que para un muro que gira libremente desde su base, la sollicitación que se genera es un diagrama de empuje triangular. Ahora bien, como el diagrama de empuje es una solución simplificada del problema de interacción suelo-estructura para casos específicos de apoyo de la estructura de contención, al restringir cierto tipo de desplazamiento se obtendrán otros diagramas de empuje. Por ende, la forma que tenga dependerá del modo en que se deforme el muro, pero también depende por ejemplo, de la secuencia constructiva y variaciones en los estratos de suelo. En la figura 7 se puede ver cómo es que va cambiando el diagrama de empuje según sea el tipo de desplazamiento que se permita.

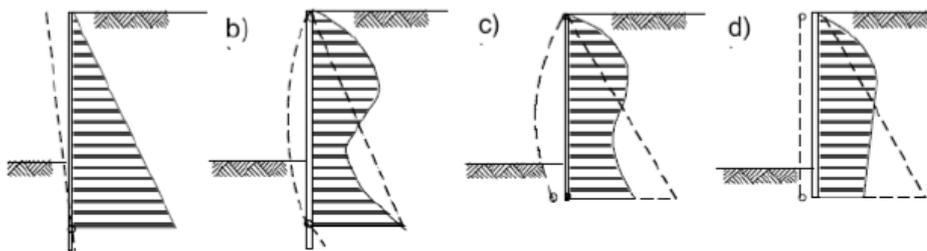


Figura 7: Cambio del diagrama de empuje según el tipo de desplazamiento permitido (Catedra de geotecnia III, 2021).

Entonces, como estos elementos deben contener al muro, debemos exigirle que sean capaces de soportar las cargas y bajo un cierto grado de rigidez. Por ejemplo, si tenemos puntales muy esbeltos puede que no se cumpla el comportamiento supuesto o si el anclaje no desarrolla la capacidad suficiente. Por lo tanto, los diagramas de tensiones desentenderán de la deformación a la que es sometido el muro.

A continuación se abarcaran los distintos diagramas envolventes de presión sobre las estructuras de entibación. Las mismas fueron resueltas por diversos autores y para poder citar algunas, se presentan los diagramas de presión que desarrollo Peck (1969) para arenas, arcillas blandas y arcillas duras.

2.3.1. Arenas

El valor de la presión es constante en la altura y vale:

$$0,65 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde γ es el peso unitario del suelo; H la altura del corte excavado; K_A el coeficiente de empuje activo de Rankine, donde lo afectamos por un factor de 0,65.

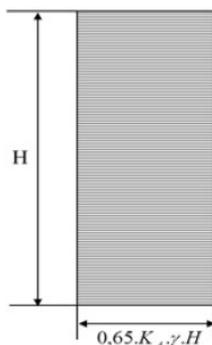


Figura 8: Diagrama de empuje para una arena (Ing. Augusto José Leoni).

2.3.2. Arcillas blanda a media

Para arcillas que tienen una compacidad relativa correspondiente a los suelos blandos con un valor de SPT comprendido en un entorno de, $2 \leq N_{60} \leq 8$. Dicha envolvente se cumple para cuando la relación $\frac{\gamma H}{c} > 4$, que es para cuando la presión activa comienza a ser de tracción y deja de afectar la componente de cohesión.

La presión σ es la mayor de:

$$\sigma = \gamma H \left[1 - \frac{4c}{\gamma H} \right] \quad \text{ó} \quad \sigma = 0,3\gamma H \quad \text{Ec. 2.15}$$

Donde

$$K'a = \left[1 - \frac{4c}{\gamma H} \right] \quad \text{Ec. 2.16}$$

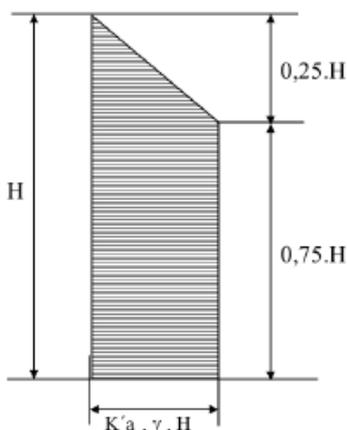


Figura 9: Diagrama de empuje para una arcilla blanda a media (Ing. Augusto José Leoni).

En algunos reglamentos recomiendan que este diagrama adicione un coeficiente de reducción del valor de la cohesión por la falla de capacidad de carga en la base de la excavación. Esta reducción en los reglamentos de aplicación en la ciudad autónoma de Buenos Aires se valoriza en un valor de 0,7 y en otros países se toman valores hasta de 0,4. Quedando $K'a$ como:

$$K'a = \left[1 - m \frac{4c}{\gamma H} \right] \quad \text{Ec. 2.17}$$

2.3.3. Arcilla compacta a muy compacta

Para suelos arcillosos en la que los valores de SPT se ubican en el siguiente entorno de valores, $8 \leq N_{60} \leq 30$.

Es aplicable para cuando $\frac{\gamma H}{c} \leq 4$

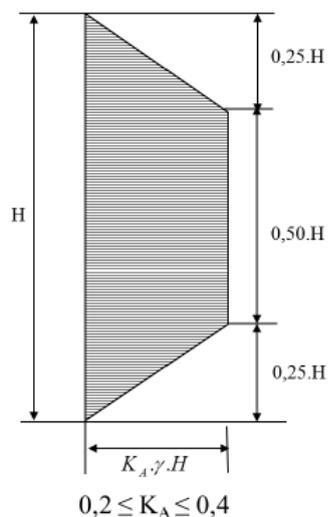


Figura 10: Diagrama de empuje para una arcilla compacta a muy compacta (Ing. Augusto José Leoni).

2.3.4. Arcilla dura de Fm. Pampeana

Otro tipo de envolvente que se cita es la correspondiente a los suelos fuertemente preconsolidados de la formación Pampeana, de la región de la provincia de Buenos Aires, sur de Santa Fé y Córdoba y el este de la provincia de la Pampa.

Los expertos consideraron que la peor situación de desequilibrio que se podría presentar, la constituye las fisuras en su interior, que ante una relajación de tensiones generadas por una excavación podrían formar una grieta de tracción, que al ser colmatada por el agua de lluvia genera un diagrama de empuje hidrostático, como se puede observar en la figura 11.

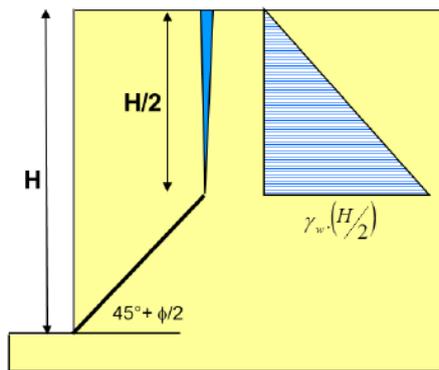


Figura 11: Diagrama de empuje hidrostático en la grieta de altura $h/2$ (Ing. Augusto José Leoni).

Quienes lo estudiaron, fijaron la magnitud de la grieta en una profundidad igual a la mitad de la excavación y generaron un diagrama de empuje a lo largo de toda la altura H de la excavación que genere el mismo empuje resultante dado por la resultante del diagrama de presión hidrostática:

$$Pa = \frac{1}{8} \gamma_w H^2 = 0,125 \gamma_w H^2 \quad Ec. 2.18$$

Es igual a

$$0,15 \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \frac{H}{2} + 0,10 \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \frac{H}{2} = (0,15 + 0,10) \cdot \gamma_w \cdot \frac{H^2}{2} = 0,125 \gamma_w H^2 \quad Ec. 2.19$$

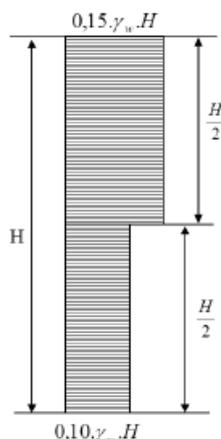


Figura 12: Diagrama de empuje para una arcilla muy compacta a dura (Ing. Augusto José Leoni).

Hasta aquí hemos considerado que las solicitaciones son únicamente por el peso propio del suelo, pero en realidad existen otras solicitaciones posibles que solicitan a la estructura además de la carga muerta del suelo. Las mismas deben poderse estudiar y clasificar si serán eventos extremos, inusuales o usuales, en donde la diferencia entre cada una se la tiene en cuenta en el factor de seguridad que quiero exigirle a mi estructura.

Entre estas solicitaciones tengo que considerar aparte la debida a la presencia de agua, sismo en caso de que la zona sea susceptible a eventos sísmicos, presencia de edificaciones que induzcan una sobrecarga adicional y cargas móviles.

La determinación es importante para diseñar el muro y los elementos de anclaje. Se recuerda que en las tareas designadas no se debió calcular éstas, sino que eran dato.

2.4. ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO

Ya habiendo introducido algunos tipos de diagramas que se generan sobre el muro de la excavación, el cual evita que el suelo se desplace lo suficiente como para que no se genere el diagrama triangular de presiones activas. En esta sección se introducen los

distintos tipos de estructuras de sostenimientos que permiten sostener a la excavación para luego hacer la introducción al sistema utilizado en los proyectos.

El objetivo de utilizar una estructura de sostenimiento es el que me permita contener la excavación para no comprometer la seguridad de la obra y la del entorno, de modo que no permitamos que una falla producida por una mala práctica en la excavación de nuestra obra haga de la misma una actividad riesgosa. Para hacer un buen diseño de las mismas es muy importante conocer las variables que la condicionan, como por ejemplo las propiedades del suelo, las solicitaciones, la resistencia de los elementos que componen a la estructura de sostenimiento, el método constructivo, entre otros. Considerar estas variables nos va a ayudar a definir la tipología de estructura de sostenimiento que debemos ejecutar en nuestro proyecto. Estas variables pueden estudiarse en conjunto y determinar posibles escenarios desfavorables, que impliquen un análisis detallado en el que participe un equipo interdisciplinario de profesionales.

Algunos escenarios desfavorables pueden ser los siguientes:

- Presencia de edificaciones vecinas en los deslindes de la obra, los cuales puedan ser comprometidos si no se tiene un control de los desplazamientos admisibles.
- Interferencia con servicios públicos de agua, luz o gas en los deslindes que tengan en su proximidad una calle, lo cual suponga una desventaja al proyectar anclajes.
- El espacio con el que se dispone en obra, el cual me puede definir si una tipología es conveniente frente a otra.
- La técnica constructiva con el cual deba construirse el sostenimiento, la misma puede suponer que las solicitaciones varíen a lo largo de su ejecución y sean diferentes a las que se supusieron inicialmente.
- La seguridad del personal que trabaja en la obra y de las que viven en las edificaciones vecinas es una condición muy importante que debe cumplirse al definir las medidas de control de desplazamiento y deformaciones esperadas.
- Las propiedades del suelo son un parámetro importante que se necesitan para poder determinar, por ejemplo, si es necesario tener que proyectar lechada entre dos pilotes discontinuos o bien el suelo es capaz de generar el efecto arco. También determinara la longitud a la cual el anclaje debe empotrarse en el terreno para desarrollar la resistencia que se necesita, entre otros.
- Si la zona en la cual se emplaza la obra es sísmica se deberá tener en cuenta las solicitaciones sísmicas sobre la estructura de sostenimiento.
- La presencia del nivel freático puede hacer que se genere un diagrama de presión hidrostática, la cual debe tenerse en cuenta en el análisis de solicitaciones. En los casos en que se especifica que no se observó la presencia de la misma deben tomarse igualmente medidas para evitar filtraciones de agua por detrás del muro y que genere un diagrama de presión hidrostática.
- Los medios de transporte dentro de la obra y en caso de limitar con una calle suponen una condición de sobrecarga si estos están sobre el terreno que se está conteniendo, por lo que se las tiene que poder transformar en sobrecargas para el diseño.

Un aspecto no menos importante, que es motivo de comparar diferentes tipologías para ver cuál es más conveniente, es el aspecto económico que cada una de las soluciones presenta.

A continuación se propone una clasificación de los distintos tipos de sostenimiento que pueden utilizarse para contener una excavación de la tipología que se viene describiendo, excavaciones en zonas urbanas. Se clasifican a los distintos sistemas en dos grandes grupos, aquellas que son de carácter permanente como sostenimientos Permanentes, figura 14, y aquellas que son de carácter temporario como sostenimientos temporarios, figura 13.

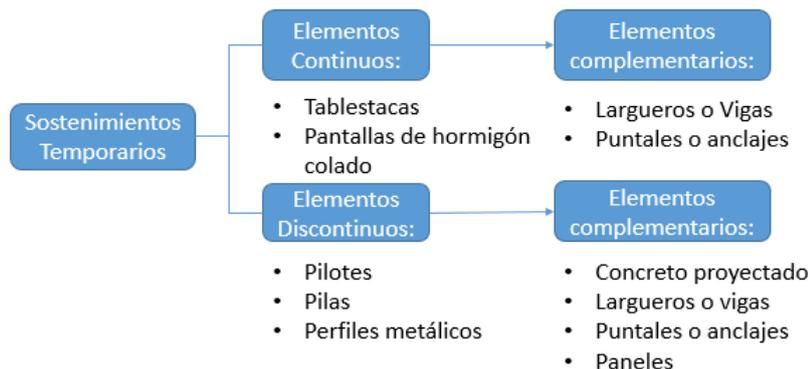


Figura 13: Estructuras de sostenimiento Temporarios o Entibados (Elaboración propia).

En la primera figura se puede observar la clasificación de los sostenimientos temporarios o también llamados entibados, que son aquellos que se diseñan para que no formen parte del proyecto arquitectónico ni estructural ya que su función solo es la de sostener la excavación, y luego ser retiradas o bien quedar perdidas en el terreno. Tenemos como elemento principal el vertical, el cual puede ser continuo o discontinuo. Como elemento secundario se pueden tener los complementarios solos o en combinación, como por ejemplo una larguero que una los primeros y sea el elemento donde el anclaje se ejecute. Un ejemplo de estos pueden ser los sistemas de Muros Berlines, los cuales se componen de perfiles metálicos hincados de manera discontinua, entre medios de estos se usan tablonces de madera o bien concreto proyectado y en diferentes niveles se proyectan anclajes o puntales que están apoyados en vigas horizontales que apoyan sobre las primeras que son verticales.

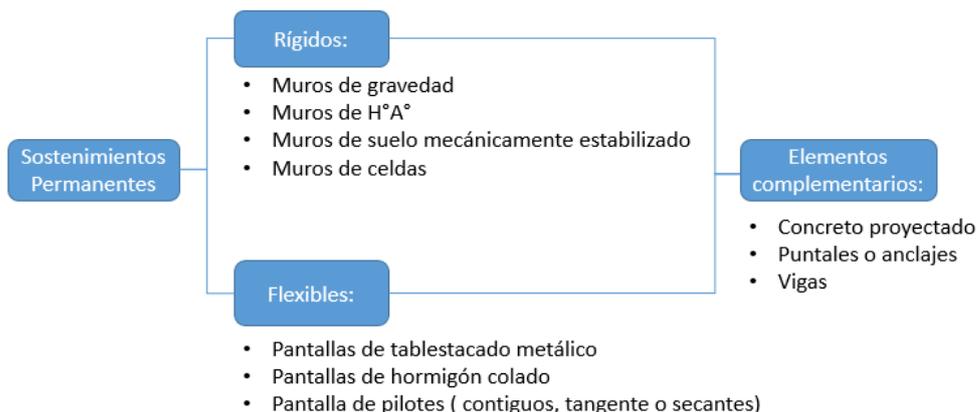


Figura 14: Estructuras de sostenimiento permanentes (Elaboración propia).

Los sostenimientos permanentes son aquellos que en su diseño se los proyecta para que luego de contener la excavación puedan cumplir otra función como elemento estructural del proyecto. Un ejemplo son los muros pantalla de hormigón armado, en donde es su armado se tiene en cuenta los refuerzos necesarios para ejecutar las columnas y las futuras losas de subsuelo.

Las posibilidades son varias y el tipo de estructura a utilizar dependerá de cual se adapte más al cumplimiento de los escenarios anteriormente planteados.

2.4.1. Sistema de Sostenimiento tratados en esta PS.

La estructura de sostenimiento utilizada en los proyectos se corresponde a la construcción de un muro pantalla de pilotes o pilas discontinuas de carácter temporario y permanente. Para el primer caso, en algunos proyectos se los diseña como entibados y para el segundo caso, se los diseña como socialzados (submuraciones). A su vez, estos elementos verticales están anclados en diferentes niveles mediante anclajes postensados de carácter temporario. Que los anclajes sean instalados por un periodo de tiempo “temporario” significa que se retiran una vez que los pisos de subsuelo ya están construidos y sean capaces de resistir el empuje del suelo para que pasen a actuar como puntales. Esta estructura de sostenimiento se construye a lo largo del perímetro de la obra donde sea necesario contener el suelo para construir la subestructura del edificio y es además un sistema de entibación que se ejecuta en etapas. Con lo cual en el capítulo 3 se analizan los esfuerzos generados en la metodología constructiva que permitirá entender los diagramas vistos en la Sección 2.3.

Respecto a los socialzados, son utilizados en este medio como soporte y apoyo de los muros medianeros y transmiten su carga al terreno por debajo del nivel de subterráneo a construirse. En Chile, los mismos son denominados pilas y son ejecutados a mano y generalmente de sección cuadrada. Aquellos que no cumplen la función de socialzados son elementos de carácter temporario o también denominados entibados, donde una vez ya construido el muro de los subsuelos y las fundaciones, quedan perdidos en el terreno. También pueden ser pilas que sean utilizadas para el entibado o bien, pilotes.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

Estos elementos verticales están separados en una distancia tal que, mediante el *efecto de arco* se permite mantener la estabilidad del suelo entre los elementos verticales. Que el suelo entre medio de las pilas pueda desarrollar correctamente tal efecto y pueda mantenerse sin usar ninguna protección adicional, dependerá del suelo. En estos proyectos, los primeros metros del suelo de Santiago presenta una deposición de origen fluvial conformado por gravas y cantos rodados se hace necesaria la proyección de concreto sobre mallas electrosoldadas entre las pilas y más abajo donde se encuentra una deposición de origen fluvial-glaciar con presencia de más finos plásticos y una compacidad mayor se puede generar el efecto de arco y no sería necesaria la protección.

Hasta aquí se describió genéricamente la tipología de sostenimiento utilizado en los proyectos. A partir de ahora el desarrollo del informe se centra en los elementos de anclajes que se utilizaron para sostener al muro y permitir que la estructura no sufra grandes desplazamientos que, como vimos puede comprometer la seguridad de la obra y del entorno.

CAPITULO 3: CONCEPTOS GENERALES DE ANCLAJES

En el presente capítulo se define y clasifica a los anclajes postensados, elementos que sostienen a las pilas de hormigón armado o pilotes en los proyectos en cuestión. Además, se realizara una comparación con los anclajes pasivos y ver en qué se diferencia con los anclajes activos en los cuales se realizó el diseño.

3.1. ANCLAJES

Se considera importante realizar una comparación entre anclajes y puntales para identificar sus diferencias. El hecho de que un anclaje se elija por sobre un puntal es que en los primeros se dejan un espacio libre en la obra que permite un movimiento ideal de las herramientas, maquinarias y la ejecución de la misma estructura. Mientras que los puntales impiden tener espacio libre en la obra. Éstos se suelen materializar con perfiles o tubos que recorren horizontalmente a la excavación desde dos muros opuestos que deben ser contenidos o bien por puntales a 45° empotrados en el terreno, con lo cual quitan espacio para el movimiento en obra. En los casos en que los muros de contención están muy separados, puede que se necesiten puntales de grandes secciones, con lo cual puede ser complicada su ejecución, además de que pueda resultar costosa. Para el caso en que el espacio sea angosto, como una excavación de una zanja para servicios de cloacas, resulta una práctica conveniente y económica frente a la idea de querer usar anclajes.

Una desventaja de usar anclajes es que puede resultar una solución económicamente cara y también, se tiene la situación de que invaden el terreno colindante pudiendo generar conflictos legales con los propietarios ya que se puede afectar a las estructuras. También, una desventaja es que la protección frente a la corrosión, la cual debe ser correcta y estar bien ejecutada, ya que con esto se evita la corrosión de los cables, y sus exigencias son mayores para un anclaje permanente que para cuando son temporarios.

Con lo descripto anteriormente se puede concluir que cuando tenemos un proyecto, se debe estudiar el espacio libre que se necesite para el uso de las maquinarias y la construcción de la subestructura del edificio. También se debe tener estudiadas las posibles interferencias con servicios o edificaciones linderas a nuestra obra para evitar tener dolores de cabeza. Entonces, los anclajes pueden ser una buena solución por la cual hayan sido seleccionadas en estos proyectos, además de ser una técnica muy utilizada y estudiada para este tipo de proyectos y zona.

Dada la introducción anterior, se puede decir que un anclaje es aquel elemento que nos permite transferir por tracción los esfuerzos que actúan sobre el muro hacia el interior del terreno y además nos permite evitar tener grandes desplazamientos en la estructura. De manera general, el mismo consta de 3 elementos principales que se pueden observar en la figura 15. En la misma se puede identificar la cabeza, la zona libre y la zona de anclaje o bulbo.

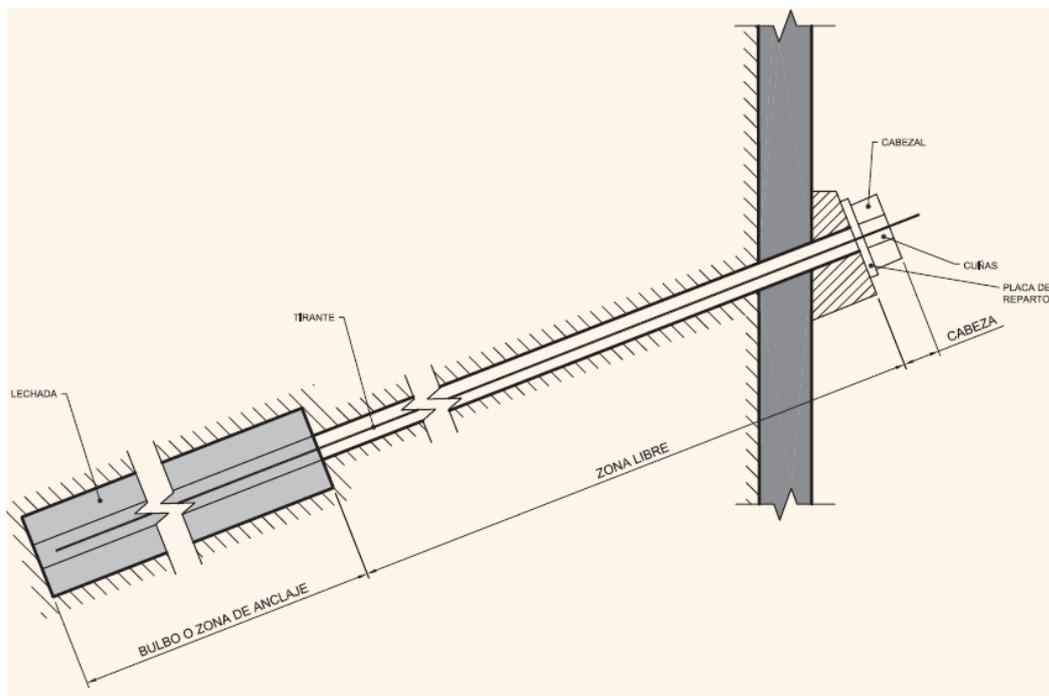


Figura 15: Componentes principales de un anclaje (Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera).

Si definimos genéricamente a estos elementos, tenemos que la cabeza nos permite transmitir las solicitaciones del muro al anclaje, la zona libre puede estar compuesta mediante cables de acero o barras y lo que me permite es generar un vínculo con la zona de anclaje y trasmite por tensiones de tracción los esfuerzos, y por último la zona de anclaje es la que finalmente trasmite los esfuerzos al terreno a través de las tensiones de fricción que se genera en la interfaz suelo-bulbo, donde el bulbo se materializa mediante la inyección de lechada de cemento.

3.1.1. Clasificación de los anclajes

Se realizara una clasificación del sistema de anclajes en función de cuatro características, las cuales son el mecanismo por el cual transfieren las cargas, el material constituyente del tirante, la vida útil de servicio y la inyección del bulbo.

Mecanismo por el cual transfieren las cargas al suelo

Se puede diferencia dos mecanismos por el cual el anclaje comienza a transferir el empuje por el que es sometido el muro. En primer lugar tenemos los anclajes **activos** en donde una vez ejecutado el anclaje, se deja pasar un tiempo luego de realizada la inyección para obtener la resistencia necesaria para someterlo a una carga de postensado llamada carga de bloqueo. Esta carga permite desarrollar la capacidad de carga del anclaje y hace que el muro sea empujado contra el suelo. En segundo lugar están los anclajes **pasivos** en donde una vez ejecutados se los somete a una carga de postensado inferior a la de bloqueo, debido a esto será necesario que la estructura se desplace hacia el interior de la excavación para que el anclaje desarrolle la capacidad suficiente y comience a transferir el empuje al suelo. De esta manera ya se

puede apreciar una primera diferencia entre ambos sistemas en donde la diferencia radica en los desplazamientos que suceden en el muro para cada sistema.

Material constituyente del tirante

Los anclajes pueden estar conformados por refuerzos a base de *cables* o *barras* de acero. Los anclajes de cable son preferibles frente a los de barra en terrenos que puedan sufrir movimientos, para evitar una rigidez excesiva en la cabeza que pueda llegar a su rotura, y cuando hay que absorber acciones que requieran gran capacidad. En estos proyectos, los anclajes están conformados por cables.

Vida útil de servicio

Se pueden tener **anclajes permanentes**, que son aquellos que se los proyectan para una vida útil superior a los dos años, y **anclajes temporarios**, para aquellos que se proyectan en un periodo inferior a dos años. En los proyectos que se tratan en el informe son anclajes de carácter temporario, estos significan que una vez construidas las losas de los subsuelos de los edificios, las cargas que tomaban los anclajes serán tomados por las losas como si fueran puntales.

Dentro de la consideración de un anclaje como temporario o permanente, está la importancia en la que se debe tener en cuenta la técnica para evitar la corrosión de los elementos que componen al anclaje.

Inyección del bulbo

En la figura 15 se puede apreciar la disposición típica de un anclaje activo, donde el bulbo se lo puede materializar mediante la inyección de cemento a gravedad o a presiones mayores. Entonces se puede diferenciar entre la inyección única global (IUG), la inyección repetitiva (IR) y la inyección repetitiva y selectiva (IRS). El usar una o la otra dependerá del tipo de suelo que tengamos y la capacidad de carga que se busque desarrollar. Respecto al tipo de suelo, se cita algunas recomendaciones acerca de qué sistema de inyección podemos utilizar según la "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera" (2001):

- IUG: Adecuados en Rocas, terrenos cohesivos duros y suelos granulares.
- IR: Adecuados en Rocas fisuradas blandas, suelos aluviales gruesos y finos
- IRS: Adecuados en suelos con predominio de finos y de consistencia media baja.

Según sea el tipo de inyección, la configuración del bulbo cambia, en la figura 16 se puede observar la forma de los bulbos que fueron inyectados con IUG (B), IR (C) y IRS (C). En la figura A) no se realiza ninguna inyección a presión.

La diferencia entre la IR y la IRS es que en la primera se realiza la inyección a través de todos los manguitos al mismo tiempo, en cambio en la segunda, se puede hacer la inyección uno por uno, de manera de seleccionar la posición en que se pueda hacer la misma, gracias a un obturador.

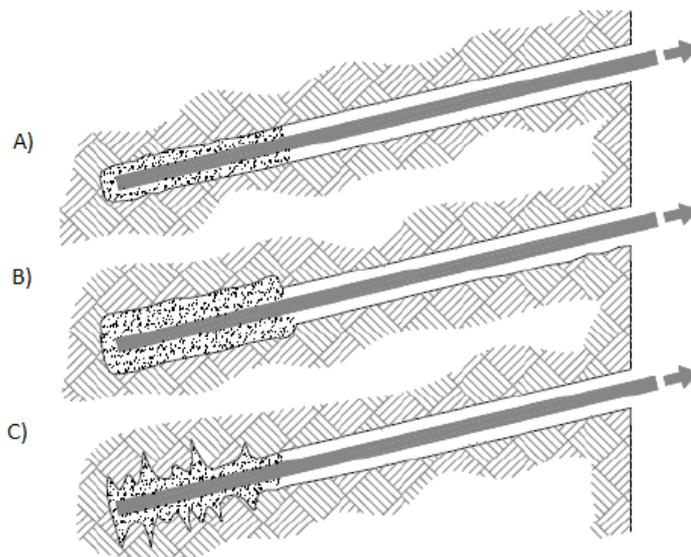


Figura 16: Formas del bulbo según la inyección utilizada (Cátedra de Geotecnia III, 2021).

Genéricamente, el procedimiento de ejecución de la lechada es la siguiente; cuando se termina de efectuar la perforación, en la cual se usa una lechada para extraer los restos de la perforación y además mantener la forma del orificio, se hace una IUG que consta inyectar un mortero de cemento a una presión muy baja, casi como si fuera por gravedad, y cuando alcance su resistencia se tesa el anclaje. Pero si decidimos generar inyecciones con presiones mayores, se hace luego de haber realizado la primera y de esta manera se garantiza una mayor capacidad de carga del fuste que para el caso de una IUG. Esto es cierto porque agrandamos el diámetro del bulbo y por ende se obtienen mejores resultados de capacidad de carga.

3.2. ANCLAJES ACTIVOS

En la siguiente sección se definen y caracterizan los anclajes tratados en la PS. Los mismos están compuestos por cables de acero o torones y son de carácter temporario. También se abordaran las consideraciones que se tuvieron en cuenta para su diseño y cuál es la diferencia con los anclajes pasivos.

3.2.1. Diferencia entre anclaje pasivo y activo

Como principales diferencias entre ambos sistemas de anclaje, se propone hacer la diferenciación según los esfuerzos generados en ambos anclajes y las deformaciones y desplazamientos que se generan en la estructura.

Esfuerzos en el anclaje

El mecanismo de resistencia del anclaje o también llamada capacidad de carga, depende de las tensiones de rozamiento que se generan en el perímetro o fuste del bulbo en la llamada interfaz suelo-bulbo. Esta tensión de rozamiento que se desarrolla la denominaremos tensión de adherencia (q_s), y para que la misma se pueda desarrollar debe ocurrir un desplazamiento relativo entre el bulbo y el suelo. Éste

movimiento hace que el bulbo se comience a solicitar y también lo haga el cable. Con el objetivo de mostrar el incremento de los esfuerzos sobre el anclaje, se pueden observar las figuras 17 a) y b).

En la figura a), es el caso de un anclaje activo, en donde las tensiones comienzan a crecer linealmente desde el extremo del bulbo hasta el otro extremo antes de comenzar la zona libre, donde a partir de allí, las tensiones se mantienen constante hasta la cabeza.

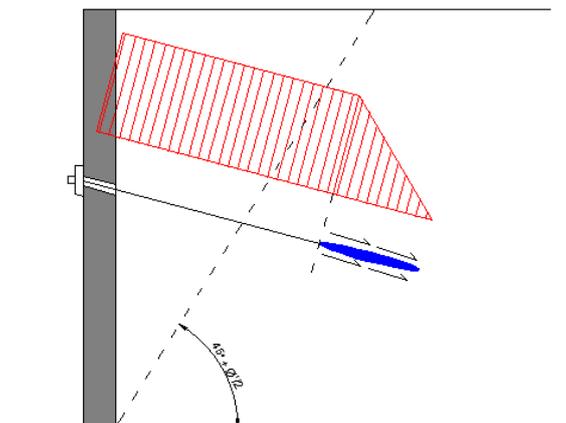


Figura 17: a) Diagrama de esfuerzo sobre anclaje activo (Elaboración propia).

Se puede observar que el desarrollo del bulbo está por detrás del plano teórico de falla, ya que es necesario que el bulbo no esté en la zona donde la masa de suelo se desliza, evitando que se las tensiones de tracción sobre el anclaje se puedan transferir al terreno mediante la fricción.

En la figura b), para el caso de un anclaje pasivo, el diagrama de las tensiones comienza a crecer linealmente con los desplazamientos desde el extremo del anclaje hasta la cuña de falla y desde allí comienzan a disminuir linealmente hasta la cabeza.

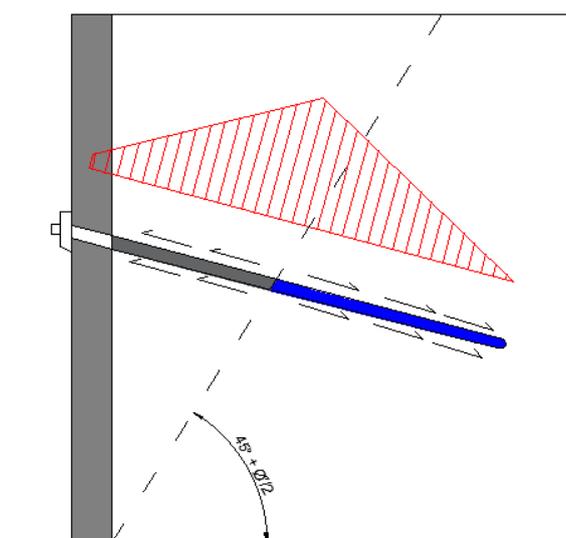


Figura 17: b) Diagrama de esfuerzo sobre anclaje pasivo (Elaboración propia).

También se puede observar la configuración del anclaje pasivo, en donde el anclaje está cubierto en toda su longitud por la lechada de cemento que permite que en toda su longitud se puedan desarrollar las tensiones de rozamiento. Además, en la figura se observa que la longitud que efectivamente está aportando a la capacidad de carga para transferir el empuje, es la que está por detrás del plano teórico de falla, ya que la zona que queda dentro de la masa de suelo que se desplaza no está aportando nada a la capacidad de carga del anclaje.

Entonces se puede decir que, en los anclajes pasivos las tensiones crecerán linealmente con los desplazamientos, esto significa que, para que comience a transferir el esfuerzo de tracción sobre el refuerzo, debe producirse un desplazamiento relativo entre el bulbo y el suelo progresivo a medida que se ejecutan la excavación. Estos desplazamientos son mayores que en el caso activo, ya que al ejecutarlos se los somete a una carga de bloqueo que deja bajo tensión al anclaje y no sea necesario que este se desplace para estarlo. Entonces en un anclaje pasivo no ejecutamos esta carga inicial y por ende es necesario que se desplace para que comience a tomar transferir el empuje.

En definitiva, se puede notar que el mecanismo para tomar carga en cada sistema es distinto, en donde los mayores desplazamientos ocurren para los anclajes pasivos, como se verá en el siguiente desarrollo.

Deformaciones y desplazamientos

Los materiales que componen a los tirantes de los anclajes activos pueden ser cables de acero o barras de alta resistencia, los cuales son elementos rígidos. En el caso de anclajes pasivos, se usan elementos más dúctiles ya que estos deben permitir sin fallar mayores deformaciones. Teniendo en cuenta estas características, podemos observar como es el comportamiento del anclaje frente a las deformaciones, el cual es distinto según el caso que analicemos. Con el objetivo de abordar el tema, se presenta a continuación la figura 18.

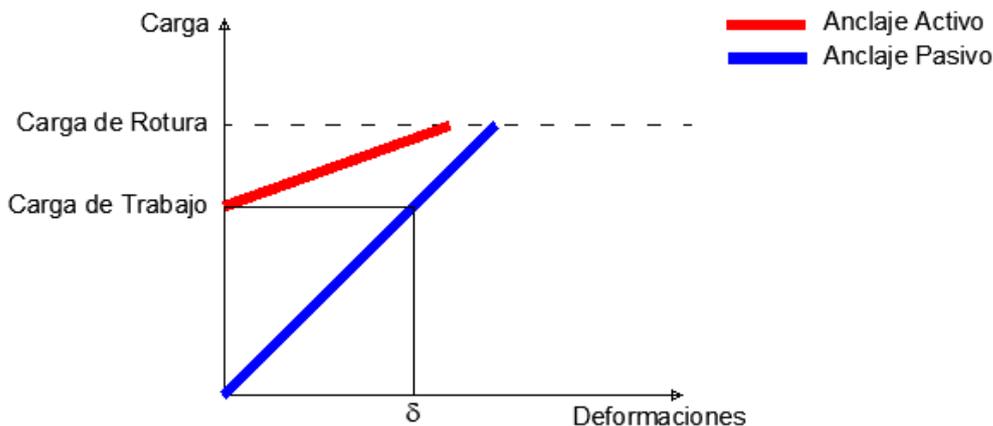


Figura 18: Incremento de deformaciones vs incremento de carga en un anclaje activo y pasivo (Elaboración propia).

Observando la imagen y suponiendo que se trata de un solo elemento sea una barra o un cable, el análisis que se hace de la imagen es, para un anclaje activo tenemos que desde el momento en que se termina de ejecutar se lo somete a una carga de trabajo, que es una carga de postensado que denominaremos carga de bloqueo. La misma hace que los anclajes estén bajo tensión cuando el muro comience a ser solicitado, y lo sea con un valor de tensión igual a la de diseño de modo de que cuando se llegue al valor del empuje de diseño el muro no se desplace considerablemente y las deformaciones sobre el muro sean menores. En cambio, para los anclajes pasivos no están sometidos a una carga inicial, por lo cual para poder llegar a equilibrar el empuje del terreno necesitan experimentar mayores desplazamientos y por ende el refuerzo deberá deformarse más. Es por esto que si analizamos cuanto se tiene que deformar el refuerzo en un caso o en el otro, para una excavación provista por anclajes activos se experimentan menores deformaciones en el refuerzo, pero la carga que se le está imponiendo al muro es mayor que un anclaje pasivo.

3.2.2. Componentes

A continuación, se describe los componentes de un anclaje activo en donde, además, se suman comentarios acerca de consideraciones que se deben tener para su conformación.

Aceros

El acero de los tirantes que conforman al anclaje en la zona libre y anclada puede estar conformado por cables de acero trenzados o por barras con nervios. Como materiales, en cuanto a calidad y servicio deberán cumplir con las exigencias según la Norma del lugar. Como los proyectos se encuentran en Chile y se utilizan cables de acero, la norma de la cual debe guiarse es la NCH 416-96 para cables de hormigón post tensado.

Cabeza

La misma debe permitir tesar los elementos y generar el bloqueo de los mismos para que queden bajo la carga de trabajo o bloqueo. La cabeza se conforma de una placa que ayuda a redistribuir las tensiones generadas por la carga puntual y así evitar que las tensiones en la zona de anclaje sean muy elevadas y de un elemento llamado placa de cuña, que sirve para generar el bloqueo de los cables utilizando cuñas, elementos que se colocan como anillos en los cables y se bloquean en la placa de cuña. Las mismas se pueden observar en las figuras 19 y 20.



Figura 19: Cabeza de un anclaje activo (Internet).

En la figura 19 se puede observar los torones compuestos por cables de acero trenzados, las cuñas, la cabeza y la placa de redistribución.



Figura 20: sección longitudinal de una anclaje pasivo con los elementos de protección contra la corrosión (Ing. Aufusto José Leoni).

En la figura 20 se puede observar un corte en donde podemos ver los elementos de protección contra la corrosión en la zona de la cabeza y la zona libre. Donde las protecciones son en la cabeza, y en los refuerzos de la zona libre.

Longitud libre (L_f)

La zona libre o longitud libre está compuesta por el refuerzo que vincula la cabeza con el bulbo y en la que debe transmitir por tracción los esfuerzos que se generan en la cabeza, y lo debe hacer a medida que se deforma elásticamente. Con lo cual debe estar libre de deformarse y también protegida contra la corrosión. Esta longitud se recomienda que no llegue hasta donde se materializa el plano teórico de falla y desde allí comience la zona de bulbo, sino que se recomienda alargar su longitud en un valor llamada longitud de seguridad de modo que se cosa la falla con el tramo libre. En la figura 21 se puede observar lo que se plantea.

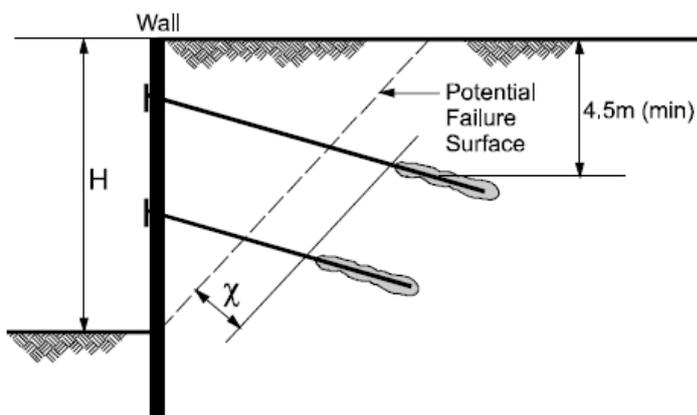


Figura 21: Longitud de la zona libre (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

En la misma se observa que la longitud de seguridad χ , y se recomienda que sea la mayor entre 1,5 m y $0,2.H$, donde H es la altura de la excavación. El motivo de sumar

esta longitud es por si el plano teórico de falla se desarrolla por debajo de la base de la excavación, de manera que se extiende hacia afuera.

Lo que se recomienda es que este tramo de longitud libre tenga valores mínimos, para anclajes con refuerzos compuestos por barras se establece de 3 m y de 4,5 m para anclajes de cables.

Longitud bulbo (L_b)

Es la zona donde se desarrolla la capacidad de carga del refuerzo y para que se desarrolle correctamente en todo el perímetro del bulbo y en todo su largo, se debe hacer una correcta inyección de la lechada, que los cables de acero o las barras tengan la suficiente rugosidad para generar una fuerte adherencia con el bulbo de cemento. Además, esta zona debe estar por detrás del plano teórico de falla.

Como es en el caso de la longitud libre, también se establece una longitud mínima, que según recomienda la FHWA, es que sea de 4,5 m y una longitud máxima de 12 m, especificando que para longitudes mayores a ésta, no se logran aumentos significativos en la capacidad de carga del anclaje. También se puede extraer en el documento de Leoni un concepto referido a este tema que es importante y que se llama factor de eficiencia (f_e) el cual se obtiene de integrar el área sombreada de la figura 33 y dividirla por la longitud del bulbo y la capacidad de carga. De esta forma obtiene un gráfico con una curva en donde indica una disminución de la eficiencia en la capacidad de carga a medida que la longitud del anclaje es mayor, y por ende establece como longitud máxima 10 m.

Inclinación

La inclinación del anclaje se mide por el ángulo que se proyecta respecto de la horizontal. Generalmente se proyectan anclajes con ángulos de 15 a 30 grados, aunque también se suele optar entre los 10 a 45 grados. Esto permite evitar servicios, subsuelos de edificios o fundaciones de viviendas o estratos que no tengan una buena capacidad de adherencia, por ende, no podamos desarrollar una buena capacidad de carga o bien resulte en grandes longitudes de bulbo. Lo más conveniente es que los anclajes estén lo más próximo a la horizontal para minimizar las componentes verticales. Esta variable se la puede ir variando por ejemplo si se tiene una limitación en la longitud del anclaje debido a restricciones en los linderos, entonces se puede usar inclinaciones mayores para asegurar una longitud de anclaje adecuada, en cambio si no hay alguna limitación o interferencia conviene proyectar con la menor inclinación. Esta no puede ser horizontal ya que, en la ejecución del anclaje, el orificio debe llenarse con una lechada y al estar ésta en forma horizontal la parte superior del perímetro de la perforación no tomaría un íntimo contacto con la lechada.

Una recomendación que se describe en el documento de la FHWA es que el bulbo tiene que tener una tapada mínima de suelo para evitar fugas de lechada durante la instalación del anclaje con inyecciones de lechada a presión y evitar el levantamiento del suelo debido a esa inyección. Para el caso de anclajes ejecutados con el método IUG, se requiere esta tapada mínima para proporcionar un confinamiento necesario para desarrollar correctamente la capacidad de carga del mismo. Esta tapada mínima está en la figura 21, con un valor de 4,5 m.

Centradores

Son elementos que me permiten que el cable este correctamente centrado en la perforación y poder ejecutar un recubrimiento mínimo en la zona del bulbo que se

recomienda que sea de 10 mm. También me aseguran el correcto funcionamiento de los elementos de protección de la corrosión.

Lechada de cemento

Es utilizado no solo para materializar el bulbo sino también para proteger contra la corrosión los refuerzos, tanto en la zona libre como en la zona anclada. También debe poder ser resistente a agentes agresivos que estén presente en el suelo. Su dosificación suele ser con una relación de agua/cemento de 0,4 a 0,6.

Protección contra la corrosión

Son aquellos elementos que me permiten proteger los diferentes elementos del anclaje como la cabeza y el refuerzo. Para definir el grado de protección se separa entre los anclajes temporarios y los permanentes. Por ejemplo, de la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera”, se especifica lo siguiente para los anclajes temporarios, según la tabla 1:

Zona de Bulbo	Tirante rodeado de lechada de cemento con un recubrimiento mínimo de 10 mm.
Zona Libre (uno de los que se citan)	Cada cable debe estar rodeado de una vaina de plástico terminada en una junta estanca.
	Cada cable debe estar rodeado de una vaina de plástico rellena de material anticorrosión.
	Todos los cables rodeados por un tubo de plástico relleno de material anticorrosivo.
Enlace entre la cabeza y zona libre	Un tubo de plástico solidario a la placa que recubre el tubo o vainas de la zona libre.
Cabeza	Revestimiento no fluido formado por productos anticorrosión (con o sin caperuza metálica o de plástico), y sin que afecte a los elementos de bloqueo. En zonas de riesgo frente agresiones mecánicas se recomienda proteger la cabeza con caperuza metálica o de plástico.

Tabla 1: Elementos de protección contra la corrosión para un anclaje temporario en la zona de la cabeza, zona libre, de bulbo y enlace entre ambas.

Las vainas o los tubos suelen ser de PVC y van para el refuerzo en la zona libre. En caso que en esa zona también este recubierta de lechada inyectada a gravedad, las mismas deben estar además engrasadas para que se puedan desplazar libremente.

Elementos para las reinyecciones

Para la reinyección, se utilizan tubos con válvulas que permiten la inyección de la lechada a alta presión. Estas válvulas se materializan con manguitos de goma. Para

mantener confinada la inyección en la zona de anclaje, es necesario separarla de la zona libre mediante un obturador.

A continuación, se presentan en las figuras 22 y 23 la conformación de las secciones de la zona libre y la zona de anclaje. Entonces podemos diferenciar dos secciones transversales.

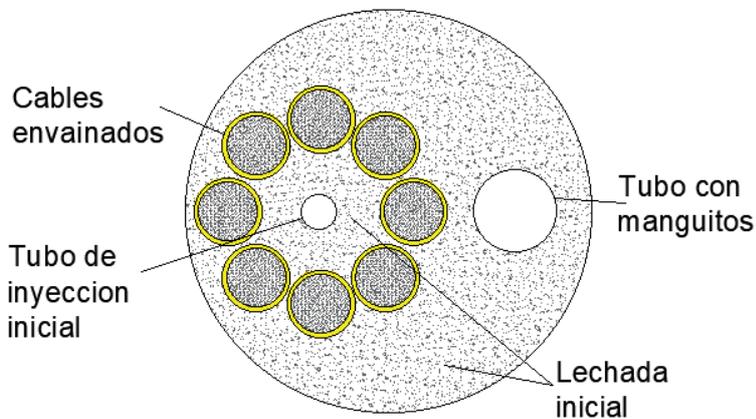


Figura 22: Sección transversal de la zona libre (Elaboración propia).

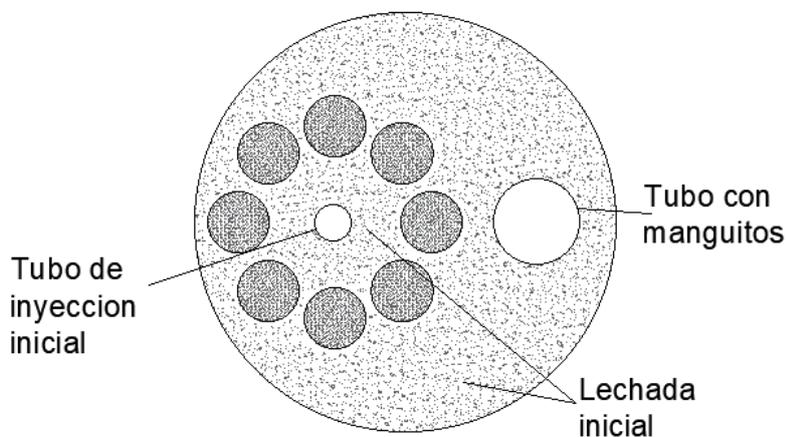


Figura 23: Sección transversal de la zona anclada (Elaboración propia).

Se puede observar que en la figura 23 los cables no están envainados, ya que se busca que entre ellos y el bulbo inyectado haya la mayor adherencia posible, distinta a la zona libre en donde se necesita que los cables se puedan desplazar y deformar para transferir las cargas por tracción a la zona de bulbo.

3.2.3. Análisis de estabilidad.

Para lograr el éxito de una estructura de sostenimiento, desde el punto de vista estructural y funcional, hace falta que el conjunto de elementos que la componen, en este caso muro y anclaje, tengan la capacidad de resistir bajo un cierto grado de seguridad los esfuerzos a los cuales estará sometido en su vida útil. Esto debe ser así, ya que apostamos a que el diseño que realizamos brinde la seguridad necesaria para nuestra obra y para aquellas situaciones que supongan un comportamiento no deseado que pueda comprometer la seguridad de las edificaciones vecinas.

Es por esto que en el presente apartado se enumeran los posibles modos de falla que pueden llevar al fracaso de la solución adoptada si no se tienen estudiados las posibles condiciones de falla que afecten la capacidad de resistencia del anclaje y del muro. En ese sentido se deberán abordar cada uno de ellos para garantizar la integridad de los materiales. Como se verá más adelante, en las PS solo se verificaron algunas, quedando el resto en ser verificadas por otra área de la empresa.

Antes de enumerarlos y explicarlos se cree conveniente hacer un análisis de cómo evolucionan las deformaciones y tensiones en el muro a medida que se ejecutan los anclajes.

3.2.3.1. Deformaciones y solicitaciones en la secuencia constructiva

Como se vio anteriormente en la sección 2.3 de los diagramas empíricos, se cree conveniente analizar como es el proceso de deformación debido a los empujes laterales que se genera en un muro con dos niveles de anclaje para obtener la forma de los diagramas antes vistos. El ejemplo es desarrollado por la FHWA en su documento "*Ground Anchors and Anchored System*". *Federal Highway Administration* (1999)".

Se puede decir que la forma del diagrama de presión dependerá también de la secuencia constructiva, es por esto que en esta sección se analiza cómo se dan diferentes estados de deformación en cada etapa y como termina resultando en un diagrama típico de envolvente. La etapa de construcción de un muro de un entibado con un muro compuesto de pilas o pilotes anclados, se puede enumerar como el siguiente:

- 1) Ejecución de pila o pilote mediante excavación mecánica o manual según sea el que corresponda, generalmente los pilotes se excavan mecánicamente y las pilas manualmente. Luego se coloca la armadura y se cola el hormigón.
- 2) Cuando los elementos verticales ya alcanzaron su resistencia, se comienza con la excavación hasta el primer nivel de anclaje e incluso 1 m bajo el nivel de colocación del mismo.
- 3) Perforación para la colocación de anclajes.
- 4) Instalación de anclaje e inyección de lechada.
- 5) Ensayo de aceptación del anclaje.
- 6) Bloqueo del anclaje.
- 7) Continuar con la excavación hasta el siguiente nivel de anclaje o hasta el nivel de excavación general.
- 8) Construida la losa, el anclaje deberá ser destensado.

A medida que se construye el entibado y se va ejecutando cada etapa, la distribución de las presiones y deformaciones no se asemejan a lo que se asume en el desarrollo del empuje activo. Lo que ocurre es que el aumento de la presión del suelo es lineal en profundidad en un momento inicial pero luego cambian.

Una vez que se termina la ejecución del sostenimiento, quedan dos zonas definidas, una que está expuesta a la excavación y otra que está empotrada en el suelo. En la parte del muro que está expuesta, se encuentran los anclajes que solicitan al muro con presiones de empuje pasivo por la carga de bloqueo y presiones de empuje activo por el suelo. En la parte donde el muro se empotra, las presiones activas tenderán a ser equilibradas por las presiones pasivas del otro lado del muro, llegando así a un punto de equilibrio donde se hacen cero los empujes y se define una distancia en donde se define la longitud final de empotramiento del muro. Superada ésta profundidad, los empujes pasivos son mayores al activo y esto es favorable para el equilibrio del sistema.

Entonces, dicho lo anterior, se analizará el ejemplo propuesto en 4 etapas distintas. La primera en donde el muro actúa en voladizo, luego cuando el anclaje empuja al muro, la continuación de la excavación hasta el siguiente anclaje y la etapa final de la excavación.

Muro en Voladizo

Cuando se comienza a ejecutar la segunda etapa, inicialmente el muro estará sometido a presiones y deformaciones que correspondan al estado activo. En la figura 24 se puede ver que el diagrama de empuje, representada por la línea más oscura, en donde crece linealmente desde la parte superior hasta una profundidad en que el empuje pasivo de la parte empotrada lo contrarresta.

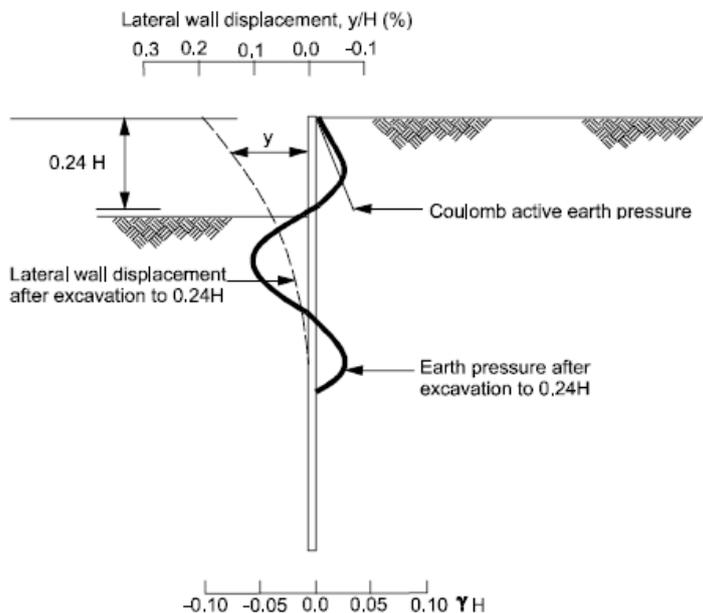


Figura 24: Progreso de la deformación del muro y del empuje del suelo en la segunda etapa de construcción (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

También se puede observar que en ese momento se supone una deformación horizontal en la parte superior del muro del 0,2% de la relación (y/H) , donde H es la altura total de la excavación, y es el desplazamiento horizontal.

Esfuerzo del anclaje

Al ejecutar las etapas cuarta a sexta, se producen cambios en la presión lateral del suelo como resultado de la carga de bloqueo y de ensayo. En la figura 25 se puede observar que durante el proceso de postensado el anclaje empuja el muro contra el suelo más de lo que el suelo lo está empujando, dando por resultado un aumento de presiones pasivas. Estas presiones inducidas por el anclaje son mayores a la presión activa que genera el suelo, entonces la línea más oscura tiende a acercarse a la línea de la presión pasiva de Rankine. También, se puede ver que no se tienen presiones asociadas al estado activo, sino que son las de reposo, ya que el anclaje no permite que el muro se desplace lo suficiente para que se desarrolle el estado activo de Rankine.

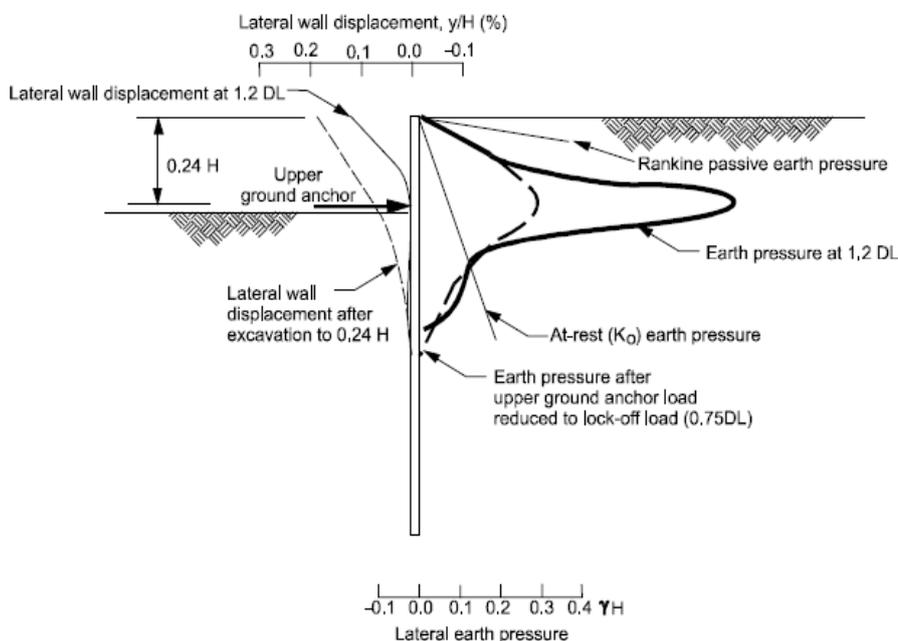


Figura 25: Progreso de la deformación del muro y del empuje del suelo de la cuarta a la sexta etapa de construcción (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

Además se puede observar que las presiones que ejerce el anclaje en el momento en que se ensaya son mayores a la de bloqueo, ya que la carga de bloqueo se la establece en el orden del 75% de la carga de diseño y la carga de ensayo es del orden del 120% de la carga de diseño (Desing Load).

Excavación hasta el anclaje inferior

Cuando se excava hasta el nivel del segundo anclaje, el muro sufre una deformación más abultada en su parte inferior y las presiones se redistribuyen de forma tal que se reducen las presiones pasivas iniciales en la zona de anclaje y lo mismo pasa en la subrasante de la excavación, quedando la configuración que se ve en la figura 26.

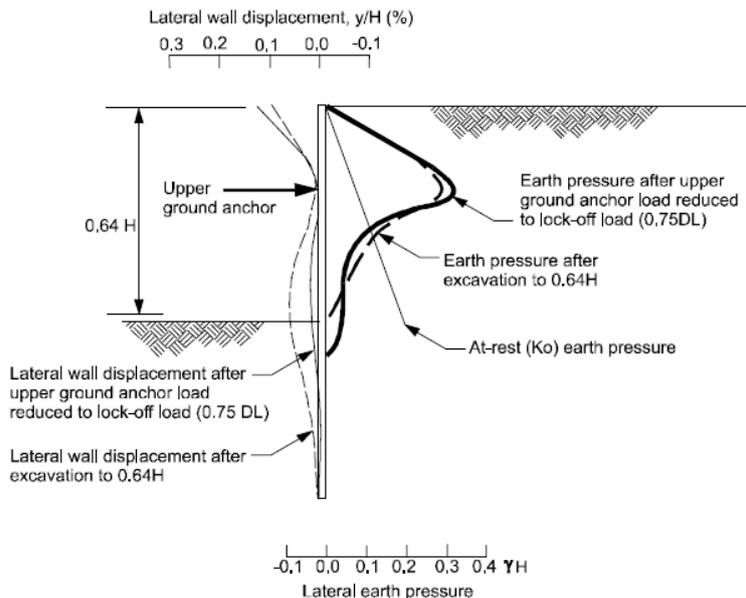


Figura 26: Progreso de la deformación del muro y del empuje del suelo al ejecutar el segundo nivel de anclaje (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

Fin de la excavación

Al ejecutar el segundo anclaje producirá sobre el muro una nueva configuración de deformación local similar a la del anclaje superior. También se desarrolla un bulbo de presión bajo las mismas características al primer anclaje y queda la configuración de la figura 27, donde la deformación del muro se abulta en la parte inferior del mismo y debe ser contrarrestada por el empuje pasivo que se pueda desarrollar en la zona empotrada para así evitar la falla por levantamiento del pie.

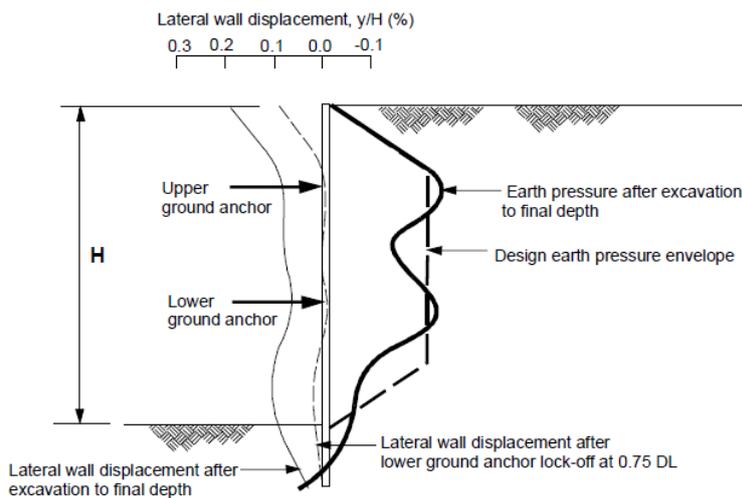


Figura 27: Progreso de la deformación del muro y del empuje del suelo al final de la construcción (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

De esta forma queda definida una envolvente trapezoidal de las presiones. Aquí se puede ver que, si se suponen condiciones únicamente activas con una distribución triangular, se estaría sobrestimando las presiones al pie de la excavación, dado como resultado en flexiones mayores de las que en realidad hay. También en una longitud de empotramiento mayor para lograr presiones pasivas que equilibren las activas. Además, se estaría subestimando la carga que toman los anclajes y las flexiones del muro en la parte superior.

A continuación, se enumeran y se explican de manera sintética la causa de cada uno de los modos de falla y que se debe analizar al respecto para verificar la condición de estabilidad. Para eso se clasifican a los modos de falla en Externos, Internos y del Muro. Luego se hace énfasis sobre los que se debieron verificar, que es el arrancamiento del refuerzo y la falla por tensión, recordando que los que restan fueron verificados por otra área de la empresa.

3.2.3.2. Modos de falla externos

En esta clasificación entran las fallas se pueden producir considerando al conjunto de la estructura como uno solo y se analiza para tres situaciones posibles de inestabilidad.

a. *Falla por inestabilidad global*

Consiste en evaluar la estabilidad del talud considerando toda la estructura de sostenimiento en conjunto, analizando distintas superficies de deslizamiento del talud bajo la acción de todas las cargas que actúen sobre el mismo y que generen una inestabilidad y todas aquellas que tienden a estabilizar el sistema. De esta forma se determina un FS (Factor de Seguridad) Global con el cual compararemos un valor definido como mínimo para la estabilidad.

$$FS_G = \frac{\sum \text{Fuerzas Estabilizantes}}{\sum \text{Fuerzas Desestabilizantes}} \quad \text{Ec. 3.1}$$

Las fuerzas estabilizantes equivalen a las que generan los anclajes y el esfuerzo cortante que se genera a lo largo de la superficie de falla debido a la propiedad friccional y cohesiva del suelo. Como fuerzas desestabilizantes se tienen las componentes de peso de la masa de suelo que se tiende a movilizar, sobrecargas sobre el nivel de terreno y la presencia de agua, también el efecto del sismo si se analizase. De estas fuerzas se debe obtener las componentes tangentes a la superficie de falla. Es un proceso iterativo.

Esto quiere decir que es necesario verificar todas las posibles superficies de falla que puedan pasar por detrás o a través de los anclajes como se ve en la figura 28. Cuando no se cumpla con el FS_G mínimo, una solución puede ser alargar los anclajes para que cosan la superficie de falla definida como crítica.

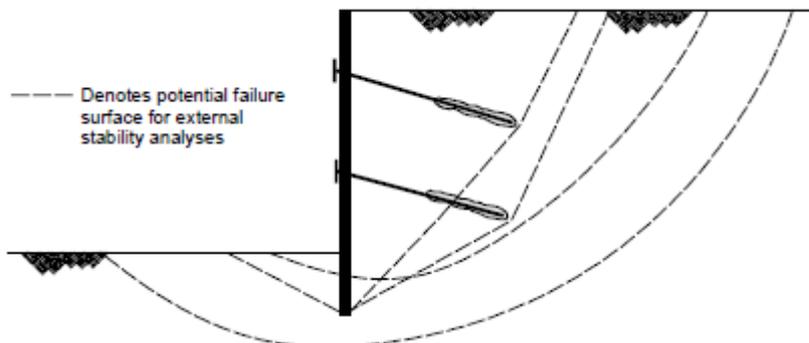


Figura 28: Superficies de falla para la estabilidad global (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

Entonces no solo debemos verificar que la zona de bulbo del anclaje esté del otro lado del plano teórico de falla del estado activo sino que también puede ser necesario que deba atravesar una superficie de falla crítica debido a que no se está cumpliendo con la estabilidad global. Esto que se describe se puede ver en la figura 29.

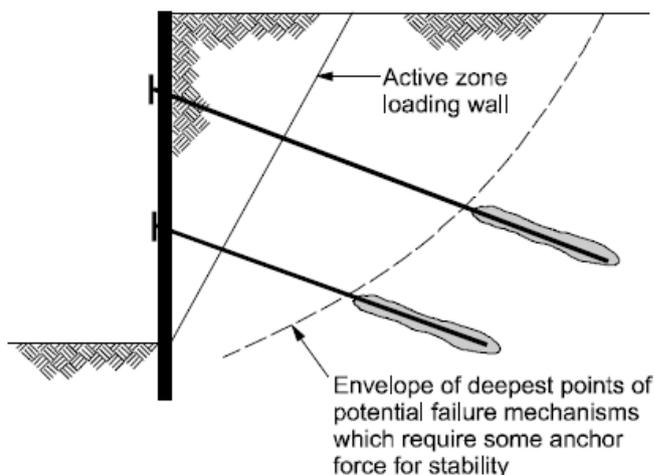


Figura 29: Envoltorio de superficies de fallas críticas (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

b. Falla por deslizamiento

Esta falla está asociada a la capacidad del conjunto para resistir el deslizamiento que se genera debido al empuje del suelo, que no es otra cosa que analizar los esfuerzos horizontales que tienden a estabilizar y desestabilizar, para así lograr el equilibrio del sistema.

Las fuerzas que estabilizan son equivalentes a las fuerzas que generan los anclajes y la componente del empuje pasivo en la parte empotrada del muro. Como fuerzas que desestabilizan, se tiene al empuje del suelo, de las sobrecargas, del agua, y del sismo.

De manera similar que en la estabilidad global, se establece un factor de seguridad que se debe comparar con un mínimo. En la figura 30 se ilustra el desplazamiento.

$$FS_G = \frac{\sum \text{Fuerzas Estabilizantes}}{\sum \text{Fuerzas Desestabilizantes}} \quad \text{Ec. 3.2}$$

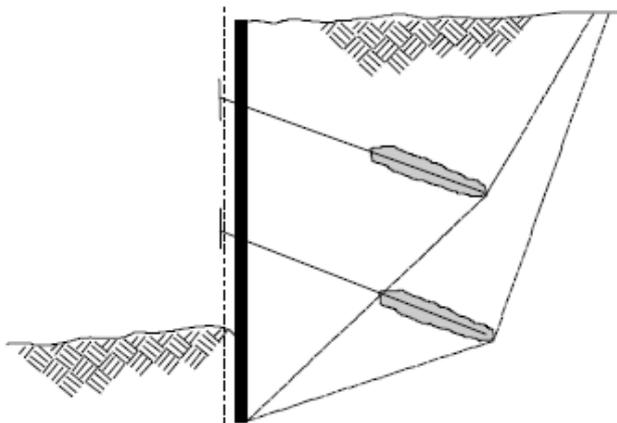


Figura 30: Falla por deslizamiento (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

c. Falla por capacidad de carga

Cuando el peso del suelo excede o se acerca a la capacidad de carga del mismo en la base de la excavación se puede producir un levantamiento basal significativo y trae como consecuencia un aumento del empuje. Cuando sucede ésta falla, causa un levantamiento en el talón del muro y en consecuencia el asentamiento de la estructura. Puede ocurrir en suelos blandos y finos. También se calcula un factor de seguridad para analizar la estabilidad y el mismo depende de las siguientes propiedades:

$$FS = \frac{S_U N_C}{H \left(\gamma - \frac{S_U}{B'} \right)} \quad \text{Ec. 3.3}$$

Donde S_U es el esfuerzo cortante del suelo no drenado; N_C es un factor de capacidad de carga que depende de la profundidad, la longitud y el ancho de la excavación, que se puede obtener de una tabla que proporciona Janbu et al. (1956), para el análisis de zapatas; H es la profundidad de la excavación; B' es el ancho equivalente del suelo y vale $\left(\frac{B}{\sqrt{2}} \right)$; γ es el peso unitario del suelo; B es el ancho de la excavación.

En la ecuación el término $S_U N_C$ es la capacidad portante del suelo en la sección d-c. En el documento de la FHWA se establece que el FS mínimo es de 2,5 para soportes permanentes y de 1,5 para soportes temporarios. En la figura 31 se ilustran las variables geométricas que intervienen.

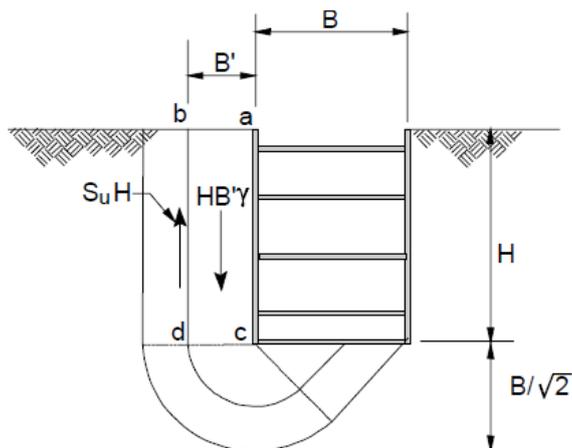


Figura 31: Falla por capacidad de carga en el talón (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

3.2.3.3. Modos de falla internos

En esta clasificación entran las fallas se pueden producir en el anclaje y los mismos son analizados a partir de cinco situaciones posibles de inestabilidad en donde dos son las que se analizaron en los proyectos; el arrancamiento del refuerzo y falla por tensión. En el primero de ellos se definirá un parámetro muy importante que da la capacidad de carga y es la capacidad de adherencia del suelo.

a. Arrancamiento del refuerzo

Falla que se produce cuando el conjunto de refuerzo-bulbo es arrancado del suelo por el empuje generado sobre el muro. Esto sucede por la falta de capacidad de carga por parte del bulbo y puede ser debido a que la longitud anclada no es lo suficiente o por una mala ejecución de la misma durante la inyección. Esquemáticamente en la figura 32 se representa esta situación.

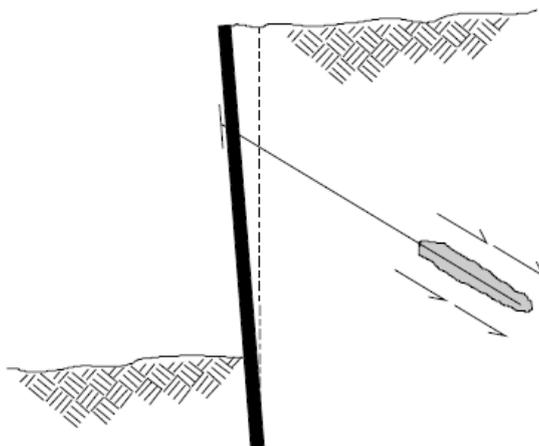


Figura 32: Falla por arrancamiento del refuerzo (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

La capacidad de carga del anclaje es la capacidad que tiene el mismo de transferir los esfuerzos que lo solicitan hacia la masa de suelo y la misma se desarrolla a partir de que el bulbo experimenta un movimiento relativo. Este movimiento tiene el siguiente orden; el refuerzo se moviliza respecto a la lechada y por la adherencia a la misma, el bulbo se moviliza respecto al suelo y este desarrolla tensiones de fricción en la interfaz suelo-bulbo capaces de resistir el empuje. Este movimiento relativo es progresivo a lo largo del bulbo al igual que las deformaciones que hacen que se incrementen las tensiones a lo largo del mismo. Como se tratan de materiales de diferente modulo, obtendremos un diagrama de esfuerzos que será variable, donde va disminuyendo la capacidad de carga en los primeros tramos hasta una vez que la tensión se transfiere al final de la zona de bulbo, alcanzando la máxima capacidad, que si es superada se produce la falla.

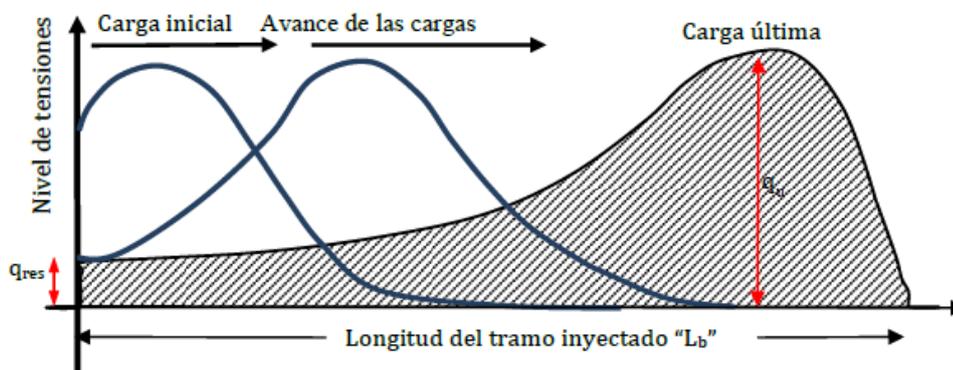


Figura 33: Capacidad de carga ultima del anclaje (Ing. Augusto José Leoni).

En la figura 33 se puede ver como progresa la carga a medida que progresa la deformación sobre el bulbo, donde una vez que se deforma en toda su longitud, se llega a la capacidad ultima en su extremo.

Entonces conocer la capacidad de carga (Q) del anclaje es muy importante para su diseño y se verá que dependerá de la capacidad de adherencia del suelo y de otros parámetros.

Capacidad de adherencia (q_s)

La capacidad de carga de un anclaje está ligada a la capacidad friccional que se puede generar en el fuste del bulbo o bien llamada interfaz suelo-bulbo, permitiendo que se transfiera la carga de diseño a la masa del suelo. Esta fricción se mide en tensiones que se genera en el suelo, lo cual el tipo de suelo influye en el valor de la tensión que se pueda desarrollar y también depende del tipo de inyección que se genere.

Algunos métodos permiten determinan la capacidad de adherencia como por ejemplo, la experiencia de Gouvenot, la experiencia de Lizzi o la metodología Francesa, las cuales obtienen un valor estimativo de esta la tensión.

A continuación a modo de entender cómo se obtiene este parámetro, se explica brevemente la Metodología Francesa (Michel Bustamante 1985).

Se determinó que, mediante ensayos de presiometría se podía estimar la capacidad de carga en micropilotes, construidos con una inyección de lechada en el terreno bajo una presión relativamente elevada y no solamente con un llenado por gravedad. Es por ello que Bustamante y Doix (1985) propusieron un método de cálculo que se basa principalmente en un parámetro llamado presión límite (PL), el cual se obtiene realizando un ensayo con el presiómetro de Menard. Con este ensayo se pudo obtener datos de las tensiones aplicadas a una sonda por medio de agua a presión y deformaciones producidas en el suelo en el sentido radial. Estos parámetros de tensión-deformación son necesarios para generar un gráfico como el de la figura 34.

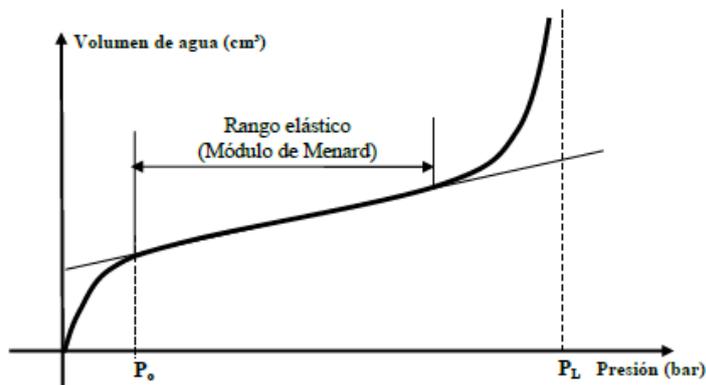


Figura 34: Diagrama obtenido del ensayo presiométrico de Menard (Ing. Augusto José Leoni).

En la figura, Po es la tensión necesaria para comenzar a deformar el suelo y PL es la presión límite a la cual se produce rotura del suelo. Estas presiones se representan como tensiones horizontales. Si PL es la presión límite del suelo, podemos realizar inyecciones del bulbo próximas a ésta y podríamos obtener grandes tensiones horizontales que resulten a valores de fricción mayores que si lo hacemos con presiones de inyección casi gravitatorias. Este razonamiento es cierto para formaciones de suelos blandos a compactos, pero pierde validez en suelos muy Compactos a duros, donde simplemente una elevada presión de inyección nos asegurara calidad en la conformación del elementos estructural.

Se define entonces a la capacidad de carga Q del anclaje, según la siguiente ecuación 3.4:

$$Q = \pi \cdot D_n \cdot \alpha \cdot L_b \cdot q_s \quad \text{Ec. 3.4}$$

Donde Dn en el diámetro nominal de la perforación; α es el coeficiente de magnificación, el cual valora la expansión del suelo por la presión de inyección; Lb es la longitud del bulbo; qs es la capacidad de adherencia generada por la tensión de fricción lateral.

El valor del coeficiente de magnificación (α) depende del tipo de suelo y del método de inyección que se ejecute.

Para el diámetro nominal de la perforación (Dn), el mismo depende del tipo de máquina que se use para la ejecución y el número de cables que conformen al anclaje.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

La longitud de la zona de anclaje (L_b) es el la variable que se busca determinar en los proyectos, por ende se despeja de la ecuación anterior para un valor de Q igual a la carga de diseño. Hacer esto significa que primero debemos determinar el valor de q_s .

Entonces, siguiendo con el método de Bustamante, la determinación de la capacidad de adherencia está sujeta a dos variables, a la presión de inyección y al tipo de suelo. Entonces se establecieron una serie de gráficos, figura 35 y 36, que dan un valor aproximado de la capacidad de adherencia (q_s) en función de las siguientes variables; en el eje de las abscisas el valor obtenido del ensayo de SPT o bien con el valor de la presión límite del ensayo y dos rectas que dependen del tipo de inyección utilizada.

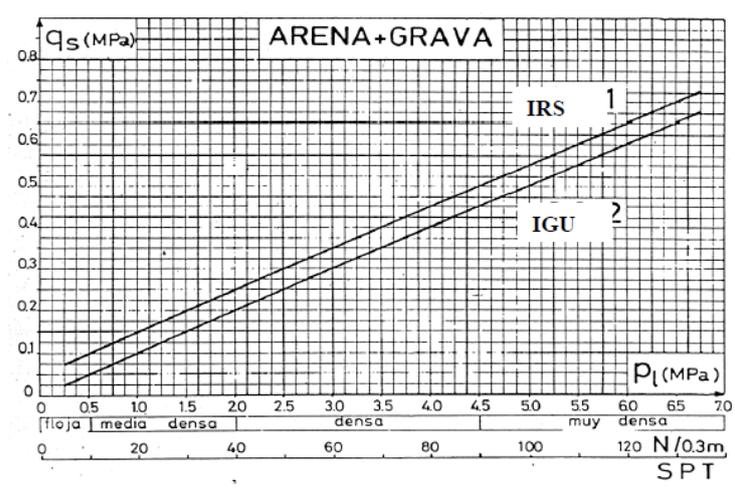


Figura 35: Ábaco para la obtención de la capacidad de adherencia última en arenas y gravas (Ing. Augusto José Leoni).

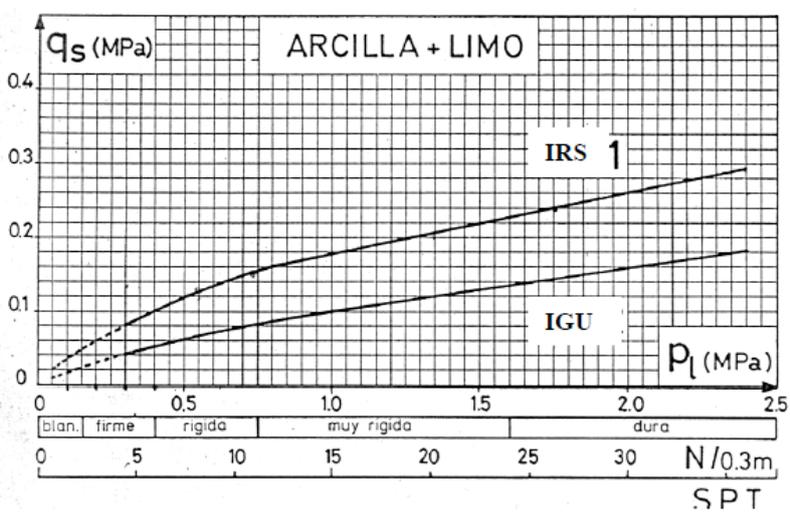


Figura 36: Ábaco para la obtención de la capacidad de adherencia última en arcillas y limos (Ing. Augusto José Leoni).

Observando los gráficos se puede corroborar que si usamos el método de IRS luego de haber generado el primer llenado gravitatorio, se obtienen mayores valores de q_s

que si solo realizamos la inyección IUG, de valor un poco mayor a la gravitatoria. Otra observación de los gráficos, es que para poder ingresar con el valor de SPT se debe tener en cuenta la diferencia entre los valores que se obtienen bajo los ensayos que se ejecutan en EE.UU y Argentina, ya que se usan diferentes valores de energías de impacto del pistón a la cañería del sacamuestra. Por ende se debe corregir el valor del número de golpes mediante la siguiente formula:

$$N1 = \frac{N_2 E_2}{E_1} = \frac{N_2 90}{60} = 1,5 N_2 \quad \text{Ec. 3.5}$$

Donde el 60 y el 90 hacen referencia a que en Argentina el sistema que se utiliza aplica una energía del 90% con respecto a la teórica, mientras que los sistemas utilizados en EEUU entregan tan solo el 60% de la energía teórica. N1 es el número de golpes obtenido utilizando método en EEUU y N2 en Argentina.

Se puede resumir la información de los graficas utilizando las siguientes ecuaciones:

Para suelos granulares:

$$q_s = (5 + 0,5 \cdot N_{60}) \left[\frac{t}{m^2} \right] \quad (IGU) \quad \text{Ec. 3.6}$$

Para suelos finos:

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} \left[\frac{t}{m^2} \right] \quad (IRS) \quad \text{Ec. 3.7}$$

El valor que se obtiene es un valor último, el cual se deberá minorar por un factor de seguridad.

Entonces es posible obtener el valor de la adherencia última del suelo relacionando parámetros como el valor de presión límite del suelo, el tipo de inyección que se utilice para ejecutar el bulbo y el número de golpes del ensayo SPT. En la Sección 3.2.4 se describe la metodología de la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera”, en donde se utiliza 4 ábacos similares a los desarrollados por Bustamante. La misma es la metodología se toma como referencia para calcular la capacidad de adherencia, por lo que en dicha unidad se hace un comentario al respecto de utilizar una o la otra.

b. Falla por tensión

Falla producida al someter al cable a una tensión mayor que a su máxima resistencia. Para el desarrollo de esta falla, se introducen las distintas cargas a la cual se somete el anclaje y se definir su resistencia máxima, se resume lo que se expone en el documento “*Ground Anchors and Anchored Systems*”, que se basa en gran medida en el manual de diseño de la *Federal Highway Administration* (FHWA, 1988).

Se define como máxima resistencia del elemento a la SMTS (*Specified Minimum Tensile Strength*) o resistencia a tracción mínima especificada, la cual es una propiedad del material utilizado como refuerzo del anclaje para determinar la capacidad resistente del mismo. Por lo tanto, se debe afectar a la SMTS por un porcentaje para no llegar a la falla. A partir de este planteo se definen las siguientes cargas:

SMTS: Resistencia a la tracción mínima especificada. La cual corresponde a la carga de rotura.

Carga de trabajo o de bloqueo: Carga de postensado, la cual se define a partir de la carga de diseño y suele ser del mismo orden de magnitud. También se exige que no deberá superar el 70% de la SMTS.

Carga de diseño: Carga con el que se diseñan los anclajes y se obtiene de los diagramas de envolventes de presión y en ningún caso debe ser mayor al 60% de la SMTS.

Carga de ensayo o de prueba: Carga con la cual se ensayan los anclajes para ser aceptados, su valor suele ser entre el 120% o 125% de la carga de diseño, pero no deberá superar el 80% de la SMTS.

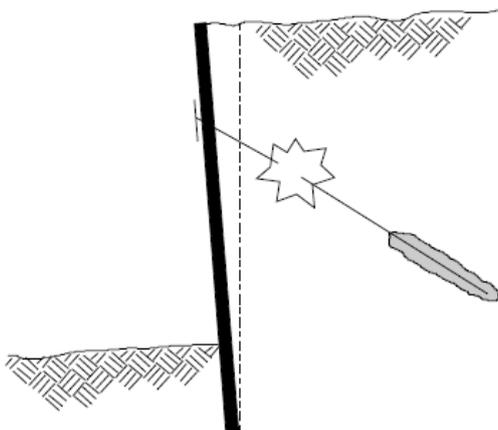


Figura 37: Falla por tensión del refuerzo (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

c. Deslizamiento del refuerzo

Falla que se produce debido a la falta de adherencia entre el cable y la lechada del bulbo. Puede ser generado por falta de rugosidad del refuerzo debido a que se haya usado un cable liso y no lo suficientemente corrugado.

d. Falla por flexión y corte

Puede darse en casos particulares, que el refuerzo este sometido a otros esfuerzos además del de tracción y que deban ser analizados.

e. Rotura en la cabeza

Debe procurarse que la placa de reparto en la cabeza este correctamente dimensionada y posicionada para evitar grandes deformaciones en la misma, concentraciones de tensiones sobre el elemento estructural al cual se lo vincula, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de las cabezas.

En la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera” especifica que el ancho de la placa de reparto debe ser al menos el doble del diámetro de la perforación realizada en la estructura a anclar, y en ningún caso inferior a 20 cm. Su espesor debe ser como mínimo de 1 cm.

3.2.3.4. Modo de falla del muro

Es importante conocer cómo trabaja un entibado compuesto de elementos discontinuos verticales y sujetos con anclajes. Como se describió en la secuencia constructiva de este sistema, los mismos trabajarán inicialmente como un voladizo pero no durante toda la etapa de construcción ya que se instalan anclajes que proporcionan una resistencia lateral. De esta manera las pilas deberán resistir los esfuerzos mediante su propiedad de rigidez a cortante y a flexión como así también con el aporte de resistencia pasiva del suelo debajo del nivel de excavación, llamada zona empotrada. No obstante, el aporte adicional de resistencia lateral que adicionan los anclajes también influye, ya que modifican las deformaciones sobre elemento al cual estos se unen por imponer una carga puntual.

De esta manera se extrajo del documento *Ground Anchors and Anchored Systems*, que se basa en gran medida en el manual de diseño de la *Federal Highway Administration* (FHWA, 1988) las fallas asociadas al muro para este tipo de sistema que lo define como muro anclado (*Anchored Wall*).

a. Falla por flexión

Los elementos verticales utilizados para materializar el muro deben estar diseñados para soportar los empujes laterales causados por el suelo, el agua, sobrecargas y el sismo. Estos esfuerzos generaran un diagrama de presiones que solicitan a flexión al elemento. En el análisis de estos elementos no pueden ser considerados como vigas en voladizo ya que tenemos elementos que imponen una carga puntual, y por ende hay que obtener del diagrama que se genera debido a la combinación de sollicitaciones, el máximo momento a la cual se someterá la pila o pilote. En este análisis se separa en dos zonas para obtener el máximo momento, el de la parte expuesta del muro y la zona empotrada.

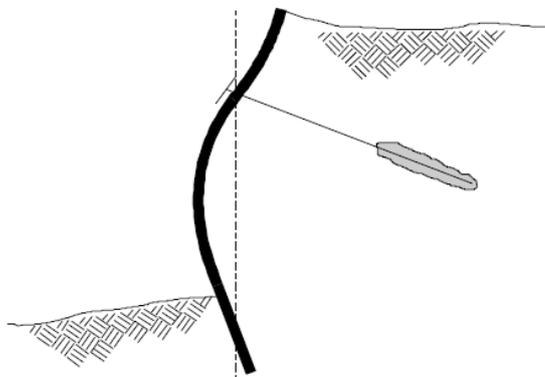


Figura 38: Falla por flexión del muro (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

b. Falla del muro debido a capacidad pasiva insuficiente

La forma en que la estructura trabaja, hace que mediante los anclajes, el empotramiento del muro y la rigidez del mismo, se genere el equilibrio entre las presiones activas del suelo (junto a otros escenarios considerados) que tiende a desestabilizar al sistema y los esfuerzos generados por los anteriores mecanismos de trabajo que generan esfuerzos estabilizantes.

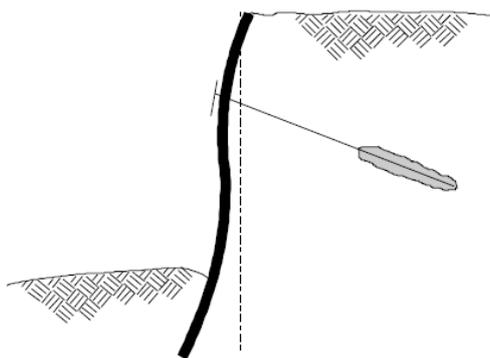


Figura 39: Falla por capacidad pasiva insuficiente (*Ground Anchors and Anchored Systems*,1999).

Dentro de esos mecanismos estabilizantes, la longitud empotrada es uno que ayuda a estabilizar los esfuerzos al pie del muro, y el cual permite generar un empuje pasivo debido a la reacción del suelo que se genera ya que el muro es empujado contra el mismo al deformarse. Si este empotramiento no es suficiente, la deformación que se genera al pie de la excavación hace que el extremo del muro gire y se producen grandes deformaciones en el mismo.

Se puede observar en la figura 40 que, según la longitud de empotramiento que tengamos, se comporta el extremo D del muro empotrado, pudiendo desplazarse, girar o ambos simultáneamente.

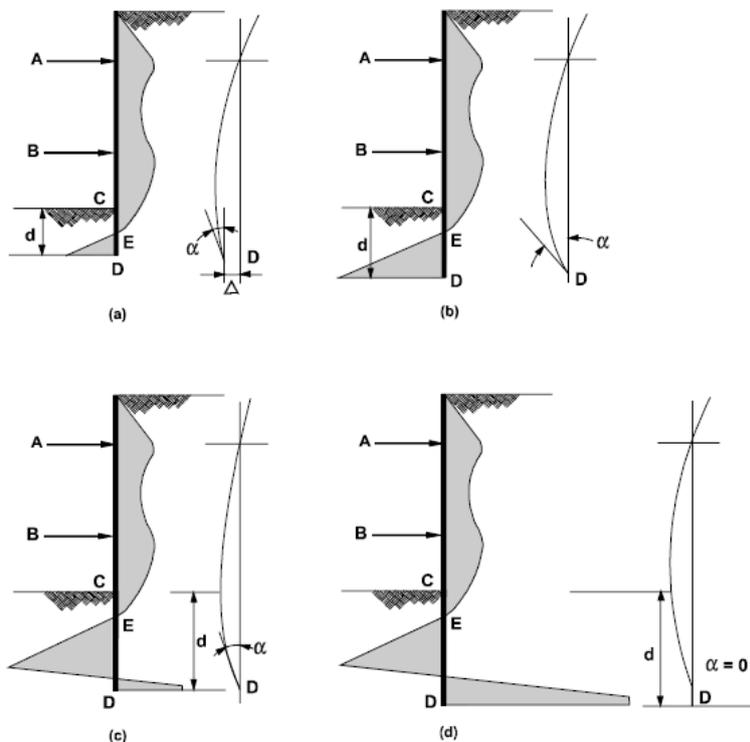


Figura 40: Comportamiento en el extremo empotrado D al variar la longitud empotrada (*Ground Anchors and Anchored Systems*,1999).

Este aporte de empuje pasivo nos permite contrarrestar el efecto del empuje que hay al pie de la excavación generado en la parte expuesta del muro durante la etapa de ejecución de la estructura como bien se explicó en la Sección 3.4.1. Esta resistencia pasiva que se da en elementos como pilotes se han evaluado utilizando las relaciones desarrolladas por Broms (1965).

3.2.4. Modos de falla analizados en esta PS

En los proyectos se analizaron dos modos de falla internos, asociado a los anclajes, uno es la falla por arrancamiento y el otro es la falla por tensión del refuerzo. Para poder verificar las condiciones mencionadas se puede recurrir a dos metodologías de diseño, de una lado está el método LFRD (Load factor Resistance Design) donde las cargas son mayoradas y donde se minoran las resistencias. Por el otro lado, el método SLD (Service Load Design) donde se trabaja con el concepto de capacidad admisible, usando un factor de seguridad que nos permita tener un margen de seguridad frente a la falla.

A continuación, se describen dos metodologías por las cuales es posible diseñar el anclaje y verificarlo para los dos modos de falla mencionados. Con lo cual se pretende describirlos y posteriormente generar una comparación con la utilizada en los proyectos, para comparar valores y sacar una conclusión. También, en el capítulo 4 se ejemplificará la metodología utilizada en los proyectos, considerando distintas particularidades.

3.2.4.1. Metodología RLFD

Esta metodología se presenta en la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera”, elaborada en Madrid, España. La misma se basa en la mayoración de las cargas nominales para la evaluación de la estabilidad interna, mediante la aplicación del factor F_1 , el cual depende de si el anclaje es de carácter temporal o permanente.

$$P_{Nd} = F_1 P_N \quad Ec. 3.8$$

Donde P_{Nd} es la carga nominal mayoradas del anclaje; P_N es la carga nominal del anclaje, la cual es obtenida del análisis de los diagrama de presiones y es la equivalente a la carga de diseño; F_1 es el coeficiente de Mayoracion que vale 1,5 para anclajes permanentes y 1,2 para anclajes temporarios. Con esta carga nominal se propone verificar los dos modos de falla.

1. Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante.

Se minorará la tención admisible de los cables de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

Para anclajes temporarios:

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1,25} \quad Ec. 3.9$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1,10} \quad Ec. 3.10$$

Para anclajes permanentes:

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1,30} \quad Ec. 3.11$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1,15} \quad Ec. 3.12$$

Donde P_{Nd} es la carga nominal mayorada; A_T es la sección del cable; f_{pk} es la tensión límite de rotura del cable; f_{yk} es la tensión elástica del cable.

A continuación se realiza una comparación entre las ecuaciones 3.9 y 3.10 con la metodología utilizada. Trabajando en términos de cargas, tenemos que P_u es la carga límite de rotura del cable y vale 260,7 KN, P_f es la carga de fluencia del cable y vale 234,6 KN y P_d es la carga de diseño del anclaje no mayorada, la cual es equivalente a P_N que es la carga nominal según define la guía.

Suponiendo el caso de que la carga de diseño es la correspondiente a la carga de servicio, para los anclajes temporarios, se tendrá lo siguiente:

$$P_d = \frac{P_f}{1,5} = \frac{0,9P_u}{1,5} = \frac{P_u}{1,66} \quad Ec. 3.13$$

Donde 1,5 es el factor de seguridad utilizado para minorar la resistencia del anclaje frente a solicitaciones de servicio. Si se reescribe la ecuación 3.9 en términos de P_d y P_u :

$$P_{Nd} = 1,2P_N = 1,2P_d < \frac{P_u}{1,25} = \frac{P_u}{1,2 \times 1,25} = \frac{P_u}{1,5} \quad Ec. 3.14$$

$$P_d < \frac{P_u}{1,5} \quad Ec. 3.15$$

Siendo más conservadora la condición utilizada en los proyectos.

Siguiendo el mismo razonamiento para la ecuación 3.10:

$$P_{Nd} = 1,2P_N = 1,2P_d < \frac{P_f}{1,10} = \frac{P_f}{1,2 \times 1,10} = \frac{P_f}{1,32} \quad Ec. 3.16$$

$$P_d < \frac{P_f}{1,32} \quad Ec. 3.17$$

Siendo que, para los proyectos, la condición era:

$$P_d = \frac{P_f}{1,5} \quad Ec. 3.18$$

Siendo más conservadora la condición utilizada en los proyectos.

Suponiendo ahora el caso de que la carga de diseño es la correspondiente a la carga sísmica, para los anclajes temporarios, se tendrá lo siguiente:

$$P_d = \frac{P_f}{1,1} = \frac{0,9P_u}{1,1} = \frac{P_u}{1,22} \quad Ec. 3.19$$

Donde 1,1 es el factor de seguridad utilizado para minorar la resistencia del anclaje frente a solicitaciones sísmicas. Si ponemos la ecuación 3.9 en términos de P_d y P_u :

$$P_{Nd} = 1,2P_N = 1,2P_d < \frac{P_u}{1,25} = \frac{P_u}{1,2 \times 1,25} = \frac{P_u}{1,5} \quad Ec. 3.20$$

$$P_d < \frac{P_u}{1,5} \quad Ec. 3.21$$

Sucede que al suponer un evento extremo, no se cumpliría la condición de la guía.

Siguiendo el mismo razonamiento para la ecuación 3.10:

$$P_{Nd} = 1,2P_N = 1,2P_d < \frac{P_f}{1,10} = \frac{P_f}{1,2 \times 1,10} = \frac{P_f}{1,32} \quad Ec. 3.22$$

$$P_d < \frac{P_f}{1,32} \quad Ec. 3.23$$

Siendo que para los proyectos, la condición era:

$$P_d = \frac{P_f}{1,1} \quad Ec. 3.24$$

Sucede que al suponer un evento extremo, no se cumpliría la condición de la guía.

2. Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo

Se minorará la capacidad de adherencia última del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible a_{adm} , la cual sale de despejar la ecuación 3.4:

$$\frac{P_{Nd}}{(\pi \cdot D_n \cdot L_b)} \leq a_{adm} \quad Ec. 3.25$$

Donde P_{Nd} es la carga nominal mayorada; D_n es el diámetro nominal del bulbo; L_b es la longitud de la zona de bulbo; a_{adm} es la capacidad de adherencia admisible.

Como se necesita calcular la longitud L_b , la capacidad de *adherencia admisible* del bulbo se puede determinar de tres maneras:

1) Obtenerla a partir de aplicar la siguiente expresión:

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \cdot \frac{tg(\varphi')}{F_{2\varphi}} \quad Ec. 3.26$$

Donde c' es la cohesión efectiva del terreno en el contacto suelo-bulbo; φ' es el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto suelo-bulbo; σ' es la presión efectiva del suelo en el centro del bulbo más un tercera parte de la presión de inyección aplicada; F_{2c} es un coeficiente de minoración de la cohesión que vale 1,60; $F_{2\varphi}$ es un coeficiente de minoración de la fricción que vale 1,35.

2) También puede determinarse utilizando correlaciones empíricas, utilizando cuatro ábacos que relacionan parámetros del suelo con la adherencia límite de los mismos. Cada ábaco incluye tres curvas, correspondiente a los tres tipos de inyección.

El valor que se obtiene de los ábacos es la capacidad de adherencia última, el cual lo debemos minorar por un factor F_3 :

$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3} \quad Ec. 3.27$$

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

Donde a_{lim} es la capacidad de adherencia última obtenida de ábaco; F_3 es un coeficiente de seguridad que vale 1,45 para anclajes temporarios y 1,65 para anclajes permanentes.

Los 4 ábacos se presentan a continuación.

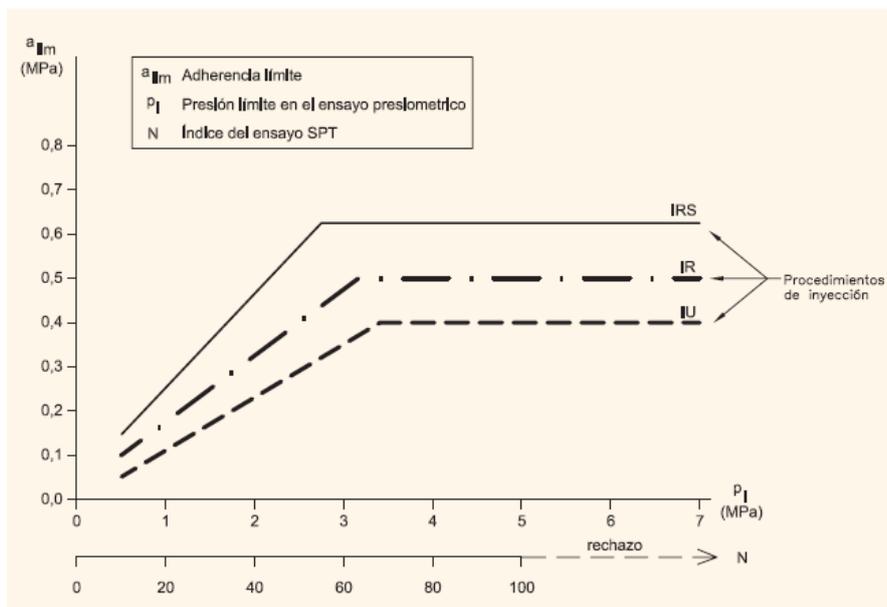


Figura 41: Adherencia Límite en Arenas y gravas (Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera, 2001).

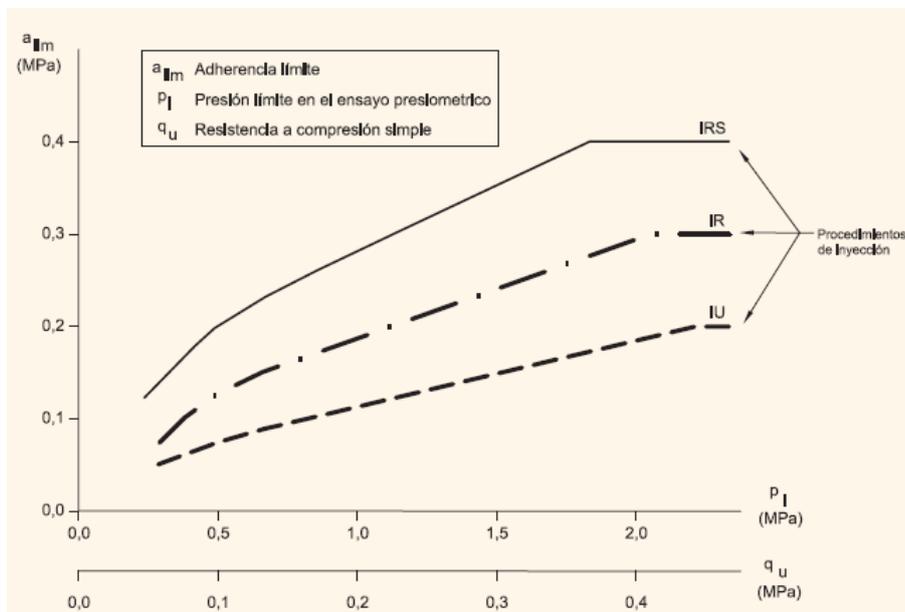


Figura 42: Adherencia Límite en Arcillas y Limos (Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera, 2001).

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

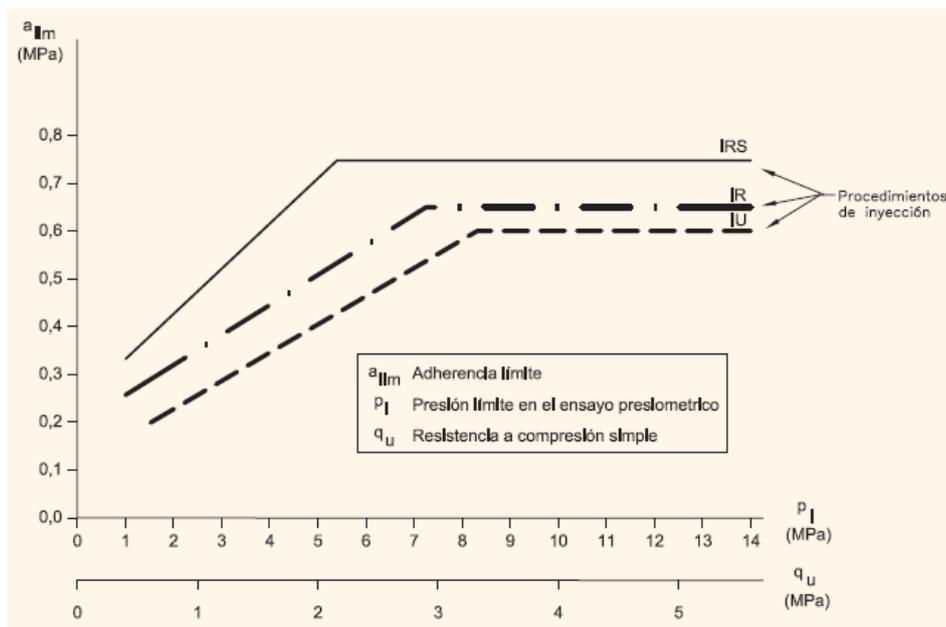


Figura 43: Adherencia Límite en Margas (Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera, 2001).

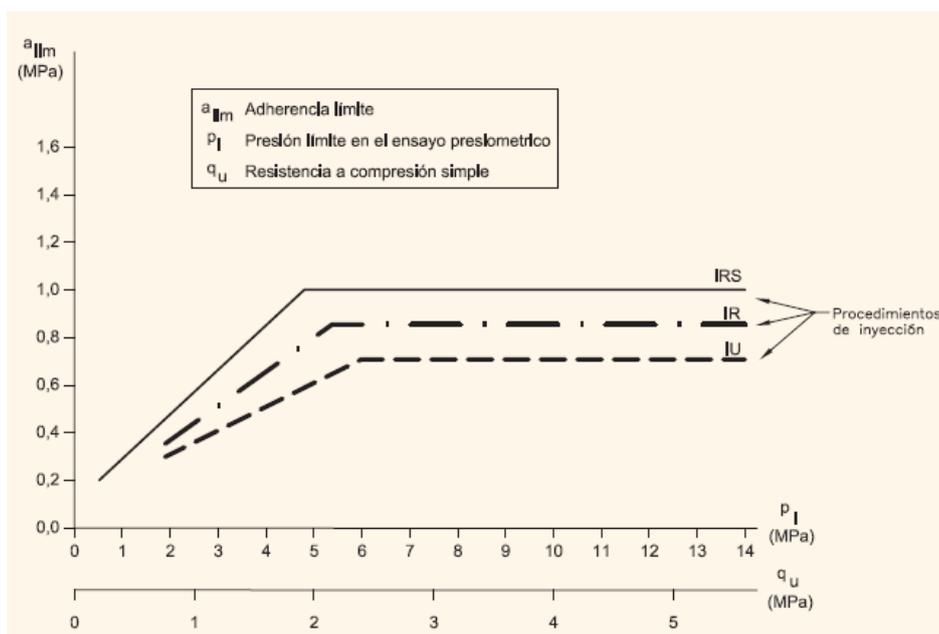


Figura 44: Adherencia Límite en Rocas con algún grado de alteración (Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera, 2001).

De los mismos se puede apreciar que, como en la metodología propuesta por Michel Bustamante, se puede obtener el valor de a_{lim} según sea la metodología de inyección que se utilice, el valor de la presión límite en el ensayo presiométrico (p_l), en el número

de golpes del ensayo SPT y en algunos suelos, la capacidad última a compresión del suelo (q_u).

A continuación se realiza una comparación entre las figuras 35 y 41, que corresponden a los ábacos para obtener la capacidad de adherencia en limos y gravas, para las distintas metodologías, vemos que en la Guía Española tiene en cuenta la tipología de inyección por IR y sobrepasado un cierto valor de presión límite la capacidad de adherencia se mantiene constante.

Suponiendo una inyección IRS, una presión límite de 5MPa, se obtienen valores similares:

Figura 35 se obtiene un q_u de 0,54MPa

Figura 41 se obtiene un q_u de 0,62MPa

Para una presión límite menor como puede ser 3MPa:

Figura 35 se obtiene un q_u de 0,34MPa

Figura 41 se obtiene un q_u de 0,62MPa

Vemos que el valor que estima esta guía es un poco más del doble.

3) Los valores de la adherencia admisible del bulbo se pueden deducir tanto de los ensayos de investigación como de los ensayos de adecuación.

En este sentido, la empresa ya contaba con un valor de capacidad de carga última por unidad de longitud unitaria para un tipo de cable específico y diámetro de perforación definido, cuyo valor es de 250KN/m.

3.2.4.2. Metodología SLD

Si bien no se siguió una norma que proponga una metodología mediante la cual se calcule un valor admisible al utilizar factores de seguridad, para el desarrollo de esta sección se expone lo que se recomienda en el documento desarrollado por la FHWA. En la misma se propone utilizar factores de seguridad para verificar la falla por arrancamiento, al trabajar con una capacidad de carga admisible del anclaje y valores admisibles para la resistencia de los materiales utilizados.

Ground Anchors and Anchored Systems

Es un documento que presenta información sobre la práctica del diseño y la instalación de anclajes postensados permanentes de sistemas anclados en carreteras. El mismo se basa en gran medida en el manual de diseño de la *Federal Highway Administration* (FHWA, 1988) que se basa entre muchas cosas, de los principios básicos de anclaje. El documento aclara en el capítulo 1 que los conceptos de diseños aplican para anclajes temporarios.

1. Falla por arrancamiento

Como se vio antes, este modo de falla se puede verificar asumiendo una longitud de anclaje suficiente en donde se pueda desarrollar una capacidad de carga mayor que la carga de diseño. Lo que propone la bibliografía es que se pueda obtener la longitud mínima necesaria para transferir la carga de diseño máxima que solicite a los anclajes. Para ello se debe contar con el valor de la máxima sollicitación que se obtiene resolviendo los diagramas de envolventes y el valor de la capacidad de adherencia capaz de desarrollarse en la interfaz suelo-bulbo.

Lo que nos brinda el documento es la capacidad de carga por unidad de longitud unitaria para suelos, dichos valores están en la figura 45 y son para poder hacer un diseño preliminar. Para calcular la longitud necesaria de la zona de anclaje lo hacemos con la siguiente ecuación:

$$L_b = \frac{P_T FS}{q_u} \quad Ec. 3.28$$

Donde L_b es la longitud mínima para que el anclaje no falle por arrancamiento; P_T es el la carga de diseño del anclaje; q_u es la capacidad de carga ultima por unidad de longitud unitaria; FS es el factor de seguridad recomendado para minorar q_u , con un valor mínimo de 2.

Soil type	Relative density/Consistency (SPT range) ⁽¹⁾	Estimated ultimate transfer load (kN/m)
Sand and Gravel	Loose (4-10)	145
	Medium dense (11-30)	220
	Dense (31-50)	290
Sand	Loose (4-10)	100
	Medium dense (11-30)	145
	Dense (31-50)	190
Sand and Silt	Loose (4-10)	70
	Medium dense (11-30)	100
	Dense (31-50)	130
Silt-clay mixture with low plasticity or fine micaceous sand or silt mixtures	Stiff (10-20)	30
	Hard (21-40)	60

Note: (1) SPT values are corrected for overburden pressure.

Figura 45: Valores últimos de la capacidad de carga por metro para diseño preliminar (*Ground Anchors and Anchored Systems*, 1999).

En correspondencia con lo que se realizó para obtener dicha longitud es trabajar con un valor de adherencia ultimo previsto por la empresa, cuyo valor es de 250 KN/m y afectarlo por un FS de 1,5 para cargas de servicio y de 1,1 para cargas sísmicas.

2. Falla por tensión del refuerzo

Dicho documento propone cumplir lo que expone en la sección 3.2.3.3, la cual menciona que la falla por tensión se verifica al trabajar con la resistencia a tracción mínima especificada (**SMTS**) del material. Como propone afectar por un porcentaje a la carga SMTS podemos relacionarlo con el factor de seguridad que se usó en el cálculo para obtener el número de torones del refuerzo del anclaje para las cargas de servicio.

Según vimos en la sección 3.2.3.3, la carga de diseño no debe superar el siguiente criterio:

$$P_{serv.} < 0,6 SMTS \quad Ec. 3.29$$

Si tomamos que la resistencia del elemento de refuerzo (R_A) es 0,6 SMTS, podemos obtener el número de cables que son necesarios para satisfacer la condición:

$$N^o = \frac{P_{serv.}}{R_A} \quad Ec. 3.30$$

En los proyectos, este cálculo se realizó considerando la carga de fluencia (P_f) del cable de acero con un valor de 234,6 KN, al cual se lo afectaba por un factor de seguridad de 1,5 para obteniendo la carga admisible (P_{adm}) y así poder obtener el número de anclajes.

$$N^{\circ} = \frac{P_{serv.}}{\left(\frac{P_f}{1,5}\right)} = \frac{P_{serv.}}{P_{adm}} \quad Ec. 3.31$$

Si comparamos criterios, tenemos que para lo que plantea el documento, es similar usar este factor de 1,5. Esto así porque para el cable utilizado, el valor de SMTS es de 260,7 KN, y al multiplicarlo por 0,6 es como dividirlo por un factor de 1,66 y en la forma que se calculó en los proyectos es:

$$P_{ultima} = 260,7 \text{ KN}$$

$$P_f = 234,6 \text{ KN}$$

El valor de P_f representa el 90% de la carga última (P_{ultima}) del anclaje, entonces:

$$P_f = 0,9 P_{ultima} \quad Ec. 3.32$$

De la ecuación 32 si dividimos por 1,5 obtenemos la carga admisible:

$$P_{adm} = \frac{0,9 P_{ultima}}{1,5} = 0,6 P_{ultima} = 0,6 \text{ SMTS} \quad Ec. 3.33$$

CAPITULO 4: CASOS PARTICULARES

En el presente capítulo se describirá la metodología de cálculo utilizada para obtener la longitud libre, la longitud de bulbo y el número de torones. El procedimiento es lo mismo para todos los proyectos pero con la situación de que en cada proyecto se tuvieron distintas particularidades que hicieron que las decisiones que se debieron tomar en cada uno sean diferentes. Para eso luego de describir la metodología de cálculo general, se ejemplificaran algunos proyectos según las particularidades que se destacaron.

4.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

4.1.1. Solicitaciones

Las solicitudes de servicio vienen indicadas en los planos de detalle, por lo que ya se tenían a disposición para el cálculo de las longitudes de los anclajes y el número de torones. También, además de la solicitud de servicio, en algunos proyectos se contaba con la solicitud sísmica, ya que estos proyectos venían acompañados de un documento técnico del proyecto de entibación y socializado en donde se especificaba que se consideró un análisis sísmico para el entibado. En dicho documento se describe que las solicitudes se calcularon a partir del método tensión-deformación, que permite verificar la estabilidad de la estructura de sostenimiento para cada etapa constructiva, para eso se definieron los empujes del suelo en función de la deformación que éste experimenta, utilizando como antecedente la rigidez de las pilas, la rigidez del suelo de fundación y la secuencia constructiva. Esto corresponde al análisis que se hizo en la Sección 3.2.3.1. A continuación se enlistan las condiciones de diseño con las cuales se obtuvieron las solicitudes de los anclajes:

- **Sobrecarga**, en los linderos donde se limitaba con una edificación, se consideró $1,10 [t/m^2]$ por piso y en donde no había construcciones se asumió una sobrecarga de $1,20 [t/m^2]$.
- **Deformación máxima admisible**, Se consideró una deformación máxima admisible de 10mm para condiciones sísmicas en sectores con construcciones aledañas y una máxima admisibles de 20mm para condiciones sísmicas en sectores sin construcciones, como es el caso de calles.
- **Solicitud Sísmica**, Se consideraron los empujes sísmicos que se obtienen de aplicar la metodología de Mononobe Okabe.
- **Esfuerzos y estabilidad**, se comprobó para cada estado de carga de la pila, el corte, los momentos y el axial en su desarrollo, que no sobrepasen máximos admisibles. También se consideró la estabilidad del talud de excavación para cada etapa constructiva donde la pila experimenta empujes variables en su profundidad, con magnitudes que van desde el empuje activo hasta el empuje en reposo.

Por ende las solicitudes sobre cada anclaje se obtuvieron de calcular las cargas considerando las condiciones anteriormente enlistadas y se dan como resultado dos solicitudes por separado, una carga de servicio y una carga sísmica. La primera considera un escenario de empuje del suelo y la sobrecarga, y para la segunda solo el análisis sísmico.

En el caso de las solicitaciones debido al empuje hidrostático, no se menciona su consideración para el cálculo del mismo. En los estudios de suelo especifican que no se encontró la presencia de la capa freática en los sondeos.

4.1.2. Longitud libre

Esta longitud viene ya calculada en algunos proyectos por la misma oficina que hace el estudio de suelo, en un documento técnico sobre el proyecto de entibación y socialzado, donde contiene una sección de dicada a los anclajes y se realiza un cálculo de la longitud libre según el documento “Diseño de entibaciones en la grava de Santiago”, de Pedro Ortigosa. Esta longitud se la establece como mínima, entonces lo que se hizo fue recalcularlas y en caso que den mayores, se recomienda la longitud calculada por la empresa. En caso contrario se las adopta. En los proyectos que no vienen acompañados de esta documentación se las calcula con la metodología que se presenta a continuación.

Para calcular el tramo de longitud libre debemos asegurar que la zona de bulbo este del otro lado de la cuña teórica de falla, de modo que se cosa al plano con la longitud libre y además cumplir con la longitud mínima que en algunos proyectos se exige que sea de 4,5 m.

Si observamos la figura 46 se pueden identificar las variables que participan en el cálculo, donde X es la longitud de seguridad; α la inclinación del anclaje respecto de la horizontal; θ_1 es la inclinación del plano teórico de falla y vale $(45 + \frac{\phi}{2})$, donde el ángulo de fricción (ϕ) se obtuvo de los estudios de suelo; θ_2 es el ángulo complementario y vale $(90^\circ - \theta_1)$; L_f es la longitud libre; H la altura del muro; h la altura del nivel en la cual se proyecta el anclaje.

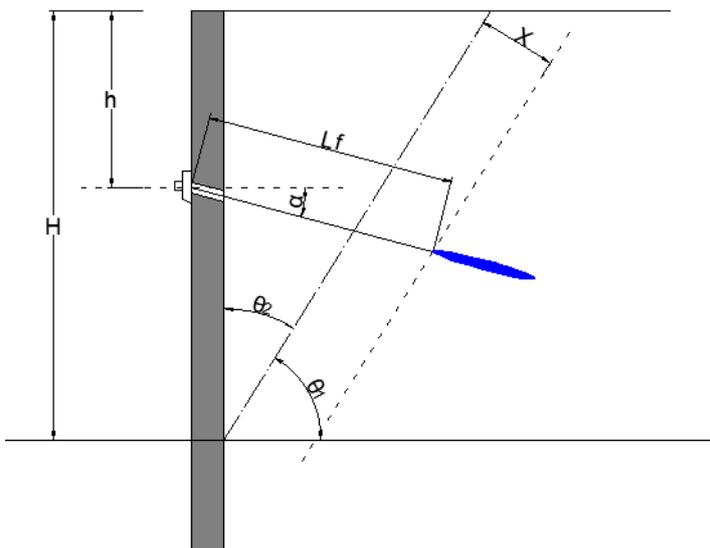


Figura 46: Esquema para el cálculo de la longitud libre (Elaboración propia).

A continuación se describen los pasos para calcular la longitud L_f . Primero se calcula una longitud horizontal L como se ve en la figura 47 y se opera de a siguiente manera:

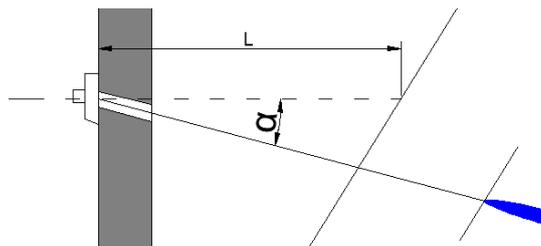


Figura 47: Longitud horizontal (Elaboracion propia).

$$L = (H - h) \cdot \tan \theta_2 \quad \text{Ec. 4.1}$$

Observando la figura 48, ya hemos obtenido la componente L y la que nos interesa calcular es L_{f1} , para eso es necesario aplicar el teorema del seno:

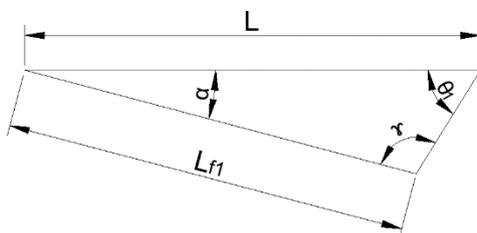


Figura 48: Teorema del seno (Elaboración propia).

En donde, el valor de ángulo γ es:

$$\gamma = 180^\circ - \alpha - \theta_1 \quad \text{Ec. 4.2}$$

Aplicando el teorema del seno, podemos expresar de la figura 48 que:

$$\frac{L}{\text{sen } \gamma} = \frac{L_{f1}}{\text{sen } \theta_1} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Despejando la longitud L_{f1} se obtiene:

$$L_{f1} = L \cdot \frac{\text{sen } \theta_1}{\text{sen } \gamma} \quad \text{Ec. 4.4}$$

$$L_{f1} = (H - h) \cdot \tan \theta_2 \cdot \frac{\text{sen } \theta_1}{\text{sen } \gamma} \quad \text{Ec. 4.5}$$

Para obtener L_f se le debe sumar a la Ec. 4.5 el valor de X , que resulta del mayor valor entre:

$$X = \begin{cases} 1,5 \text{ m} \\ 0 \\ 0,2 \cdot H \end{cases} \quad \text{Ec. 4.6}$$

Quedando la expresión de L_f como,

$$L_f = L_{f1} + X \quad \text{Ec. 4.7}$$

Esta longitud debe cumplir un valor mínimo como se había descrito en la Sección 3.2.2, donde se mencionaba que para los anclajes compuestos de cables de acero la longitud mínima se recomendaba que sea de 4,5 m, además de la que se exige en algunos proyectos. A diferencia de este valor, los casos en que no se especificaba una longitud mínima se adoptaba como criterio, una longitud de 3 metros, entonces debía verificarse que:

$$L_f = L_{f1} + X \geq 3 \text{ m} \quad \text{Ec. 4.8}$$

4.1.3. Longitud de bulbo

Esta longitud es la que debía ser calculada por el contratista, en este caso la empresa CIM SRL. Para calcular la longitud del bulbo se parte de buscar aquella longitud mínima para la que no se produzca la falla por arrancamiento. Para esto, la siguió el razonamiento de la FHWA, en donde se parte de la siguiente ecuación:

$$L_b = \frac{P_d}{q_{adm}} \quad \text{Ec. 4.9}$$

En donde P_d es la carga de diseño; q_{adm} la capacidad de carga admisible del anclaje por metro de bulbo inyectado.

El valor de q_{adm} se obtiene a partir de aplicarle un factor de seguridad a la capacidad de carga última q_u . Esta capacidad última se era provista por la empresa y su valor correspondía a uno que era muy utilizado en la respectiva zona donde se ubican los proyectos.

El valor de P_d vienen indicados en los planos de detalle y se obtienen como se menciona en la Sección 4.1.1, en donde cada nivel de anclaje ya tiene indicado el valor que lo solicita. Como vimos, se tienen dos cargas, por ende se dimensiona la longitud de bulbo para el peor escenario y eso se hace considerando ambas cargas con distintos factores de seguridad para obtener dos longitudes y terminar adoptando la mayor.

El factor de seguridad definido para la carga sísmica es de 1,10 y para la carga de servicio de 1,5. Esto es así ya que para un escenario en el cual el anclaje estará solicitado durante toda su vida útil, se pretende que el mismo trabaje con una mayor margen de seguridad frente a otro escenario que es menos probable que suceda, por eso se elige un mayor valor de FS para la carga de servicio.

De esta forma se deberá elegir la mayor longitud entre:

$$L_b = \text{mayor entre} \left\{ \begin{array}{l} \frac{P_{serv} \cdot 1,5}{\cos \alpha \cdot q_u} \\ \frac{P_{sism} \cdot 1,1}{q_u} \end{array} \right. \quad \text{Ec. 4.8}$$

Donde α es la inclinación del anclaje respecto la horizontal; P_{serv} es la carga de servicio; P_{sism} es la carga sísmica.

Al igual que en la longitud libre, se define una longitud mínima y se la especifica en los planos de detalle y vale 3 metros. Si la comparamos con lo que se recomienda en la Sección 3.2.2, hay una diferencia entre lo que se maneja en la jerga y las bibliografías.

4.1.4. Número de torones

Para calcular el número de torones se utiliza la siguiente ecuación:

$$N^{\circ} = \frac{P_d \cdot FS}{R_T} \quad \text{Ec. 4.9}$$

Donde P_d es la carga de diseño; R_T es la resistencia de un solo torón; FS es el factor de seguridad que se le aplica a R_T .

La resistencia del torón (R_T) corresponde a la carga de fluencia (P_f), cuyo valor es de 234,6 KN. Como se ejemplifico en la sección 3.3.4, los factores de seguridad para la carga de servicio se asumen de 1,5 y para la carga sísmica vale 1,1. La determinación del número de torones queda similar al cálculo de la longitud del bulbo, en donde debe elegirse el mayor valor considerando los dos escenarios, para la carga sísmica y la carga de servicio:

$$N^{\circ} \geq \begin{cases} \frac{P_{serv} \cdot 1,5}{\cos \alpha \cdot R_T} \\ \frac{P_{sism} \cdot 1,1}{R_T} \end{cases}$$

Como se analizó en la sección 3.3.4, la condición exigida por el documento de la FWHA para la carga de diseño se cumple en para las cargas de servicio, pero para las cargas sísmicas no.

4.1.5. Inclinación

Las inclinaciones se indican en la documentación que acompaña a los proyectos, ya que cada uno tiene su plano de detalle y la gran mayoría, contiene un informe técnico del proyecto de entibación y socializado en donde, en la sección de anclajes, se realiza un cálculo donde se indica la inclinación y la longitud libre mínima según el documento "Diseño de entibaciones en la grava de Santiago", de Pedro Ortigosa. Los proyectos que no están acompañados de esta documentación, en los planos de detalle la indican o bien proponen un rango para que el contratista lo proyecte.

4.2. PARTICULARIDADES DE LOS PROYECTOS

En esta sección se hablara sobre aquellos proyectos que han tenido una particularidad que hayan hecho que se tengan consideraciones distintas a los demás proyectos a la hora de obtener la solución. Estas particularidades se verán en función de seleccionar una inclinación; adoptar longitudes mínimas; limitaciones en la longitud total del anclaje debido a la presencia de edificaciones o servicios en los deslindes y por ultimo analizar las longitudes obtenidas en el proyecto de la estación Estori de la línea 7 del metro de Santiago de Chile.

Antes de comenzar con el desarrollo de las particularidades, se hace una mención respecto a las solicitudes, las cuales eran provistas.

4.2.1. Cargas de servicio y cargas sísmicas

En la Sección 4.1.1 se habló sobre las solicitaciones que se consideran en los proyectos y como se obtuvieron. Bajo esta consideración se tienen dos situaciones donde se especifica que en el diseño del entibado se consideró un análisis sísmico y en los que no. En el primero caso donde se consideró un análisis sísmico, se acompaña al proyecto con un documento técnico del proyecto de socializado y entibado como se menciona en la Sección 4.1.1 y además en los planos de detalle se especifican dos valores de solicitación. En el segundo caso no se especifican las solicitaciones sísmicas en los planos ni tampoco vienen acompañados de tal documento. Los proyectos en lo que si se tienen una carga sísmica además de la de servicio, son en el P1, P12, P14 y el P16 que es el proyecto de la estación Estori.

El que se tengan que considerar las dos solicitaciones impacta en el cálculo del número de torones y en la longitud de bulbo, ya que se diseña para la peor situación considerándolas por separado en donde, a la carga de servicio se la afecta por la inclinación del anclaje y a la carga sísmica no, se considera que el valor dado está proyectado en el anclaje.

4.2.2. Selección de inclinación

Como se vio en la Sección 4.1.5, hubo proyectos en los que se debía adoptar una inclinación. En los proyectos P3, P9, P12 y P13 se tenía un rango de inclinaciones para con los cuales se podía proyectar a los anclajes. La razón por la cual se daba un rango es que existía la presencia de interferencias por servicios, o que en los deslindes se tengan los subterráneos de un edificio o las fundaciones de una vivienda, sectores donde los anclajes se crucen entre ellos y que puedan cortarse. A continuación se describen los casos.

Proyecto P3

Se puede observar en el Anexo 1 que el proyecto tiene en su deslinde Sur una calle y en el deslinde Norte un sector del propio terreno en donde se indicaba que en el sector debía rectificarse el terreno. El primer caso se puede observar en el Anexo 3, en el cual se adoptó una inclinación de 20° , bajo la consideración de que no se indicaban interferencias existentes, por lo cual es necesario que en el terreno se compruebe y se verificar que la inclinación es correcta, en caso de que se identifiquen debe especificarse que inclinación se toma y luego verificar, pero en primera instancia se adoptó la misma para tener mayor tapada. Para el segundo caso, que corresponde al Anexo 2 también se adoptó una inclinación de 20° con el objetivo de darle más tapada al anclaje ya que en ese sector debía rectificarse el terreno.

Proyecto P9

En el Anexo 4 se observa que el terreno, sobre los deslindes Este, Oeste y Sur se tiene la situación de que los anclajes según como están proyectados se cruzan y además, también en los deslindes Este y Sur se presenta una limitación en la distancia total que estos pueden tener, esta situación se analiza en la Sección 4.2.4.

En esta sección nos interesa analizar las zonas en donde se cruzan los anclajes. El rango de inclinación con el cual se proponía proyectar era de 15° a 20° con lo cual habría una diferencia de 5° para permitir que en los puntos donde se crucen haya una diferencia entre los ejes de los anclajes mayor al diámetro de perforación, que suele estar en los rangos de 90 a 120 mm.

La forma en que se trabajó se la ejemplifica para el deslinde Este que se puede ver en el Anexo 6, donde se analizara que inclinación debe tener el anclaje de la pila 29 respecto de las otras. Para eso se parte diciendo que las pilas tienen un solo nivel de anclaje y el conjunto de pilas que se analiza tienen el mismo valor del nivel de anclaje (NA) según se observa en el Anexo 11. A partir de esto, multiplicando por el coseno del ángulo de inclinación es posible obtener la longitud del anclaje en el plano horizontal como se presenta la figura 49, en donde aparecen acotadas las longitudes hasta los puntos en donde se produce el cruce de los anclajes. A esta longitud si la se la multiplica por la tangente del ángulo de inclinación y se obtiene la profundidad del punto donde se cruzan.

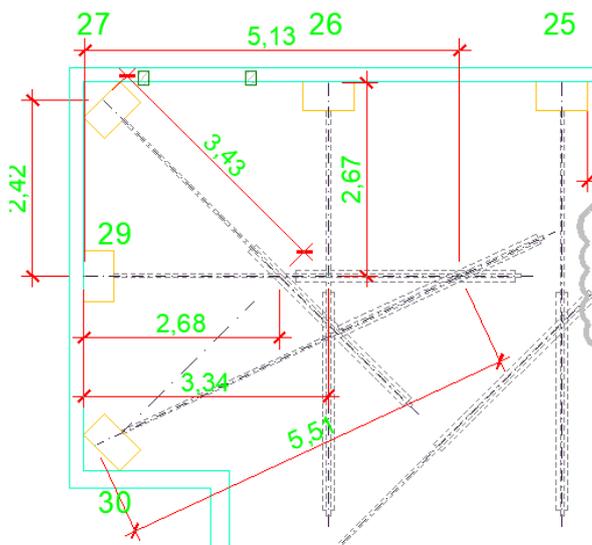


Figura 49: Deslinde Este acotado para calcular los puntos de intersección.

A continuación se analiza la inclinación que debe tener la pila 29 respecto a las pilas 27 y 26. Para la pila 30, la misma tiene el NA 30 cm más abajo que las anteriores, con lo que no estaría influyendo.

Pila	Longitud [m]	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 20^\circ$	α adop.
		Profundidad [m] = $\text{tg}(\alpha)$	Profundidad [m] = $\text{tg}(\alpha)$	
29	2,68	0,72	0,98	20
27	3,43	0,92	1,25	20
Δ		0,20	0,27	
29	3,34	0,92	1,22	20
26	2,67	0,72	0,97	20
Δ		0,20	0,25	

Tabla 2: Obtención de las diferencia entre eje de anclajes intersectados (Elaboración propia).

El ángulo adoptado es de 20°, que es para la cual se obtiene mayor diferencia para evitar la intersección de los anclajes. Si se quisiera obtener una mayor distancia se debería recomendar el empleo de otro rango de ángulos. Este es el razonamiento que se siguió para adoptar las inclinaciones en estas zonas de intersección.

Proyecto P12

En este proyecto se identificó en el plano de detalle una inclinación de 45° en el primer NA de algunas pilas que están encuadradas en el Anexo 12, por lo cual se recurrió al documento técnico del proyecto de entibación para observar a que se debía esa inclinación en esos sectores y resultaba que en el deslinde Norte se encontraban estructuras de tres a cuatro pisos, construidas de forma aterrazadas de acuerdo a la pendiente del terreno. En el deslinde Sur se tenía bien apegado al mismo, una estructura de dos pisos.

Es por esto que se pudo haber proyectado los anclajes con una inclinación de 45° en las pilas que se resaltan en anexo 12, con el fin de evitar las interferencias con las fundaciones de las construcciones vecinas debido a la gran inclinación del terreno. Con lo cual se propone realizar una comparación de los anclajes que están en la sección de corte del anexo 14, correspondientes al primer nivel en donde se tienen anclajes con dos inclinaciones, de 20° y 45°, con el fin de poder observar cómo me afecta la inclinación en la longitud de bulbo y en el número de torones.

Los datos necesarios son los siguientes:

- Altura del muro [m] = 11,40 (anexo 14)
- Nivel de anclaje respecto del N.T [m] = -2,00 (anexo 14)
- Ángulo de fricción (ϕ) = 40° (dato extraído de la mecánica de suelos)
- Carga de servicio [t] = 60 (mismo para todos)
- Carga sísmica [t] = 75 (mismo para todos)
- Capacidad de carga del anclaje [t/m] = 35,68 (Valor de la mecánica de suelo del lugar)
- Factor de seguridad frente al arrancamiento = 1,50 y 1,10
- Carga de fluencia de anclaje [t] = 23,9 (dato proporcionado por la empresa)
- Factor de seguridad frente a la falla por tensión= 1,50 y 1,10

Para la Longitud del bulbo tenemos:

- Para $\alpha = 20^\circ$

$$L_b = \text{mayor entre } \left\{ \frac{P_{serv}}{q_{adm}} \text{ y } \frac{P_{sism}}{q_{adm}} \right.$$

$$L_b = \text{mayor entre } \left\{ \frac{\left(\frac{60 \text{ t}}{\cos 20^\circ} \right)}{\left(\frac{35,68 \frac{\text{t}}{\text{m}}}{1,5} \right)} \text{ y } \frac{75 \text{ t}}{\left(\frac{35,68 \frac{\text{t}}{\text{m}}}{1,1} \right)} \right.$$

$$L_b = \text{mayor entre } \{ 2,68m \text{ y } 2,31m$$

El mayor es 2,68m, pero como es menor a 3m que es la mínima, se adopta esta última.

- Para $\alpha = 45^\circ$

$$L_b = \text{mayor entre } \left\{ \frac{P_{serv}}{q_{adm}} \text{ y } \frac{P_{sism}}{q_{adm}} \right.$$

$$L_b = \text{mayor entre } \left\{ \frac{\left(\frac{60 t}{\cos 40^\circ} \right)}{\left(\frac{35,68 \frac{t}{m}}{1,5} \right)} \text{ y } \frac{75 t}{\left(\frac{35,68 \frac{t}{m}}{1,1} \right)} \right.$$

$$L_b = \text{mayor entre } \{ 3,57m \text{ y } 2,31m$$

El mayor es 3,57m y como es mayor a 3m que es la mínima, se adopta esta longitud calculada. Se puede ver que, para una inclinación de 45° ya es necesaria una longitud mayor a la mínima.

Para el número de torones tenemos que:

- Para $\alpha = 20^\circ$

$$N^\circ \text{ mayor de } \left\{ \frac{P_{serv} \cdot FS}{R_T} \text{ y } \frac{P_{sism} \cdot FS}{R_T} \right.$$

$$N^\circ \text{ mayor de } \left\{ \frac{\left(\frac{60 t}{\cos 20^\circ} \right)}{\left(\frac{23,9 t}{1,5} \right)} \text{ y } \frac{75 t}{\left(\frac{23,9 t}{1,1} \right)} \right.$$

$$N^\circ \text{ mayor de } \{ 4,01 \text{ y } 3,45$$

El mayor es 4,01 por lo que si se adopta 4 estaríamos con la condición justa, pero para estar aún más del lado de la seguridad se adopta 5.

- Para $\alpha = 45^\circ$

$$N^\circ \text{ mayor de } \left\{ \frac{P_{serv} \cdot FS}{R_T} \text{ y } \frac{P_{sism} \cdot FS}{R_T} \right.$$

$$N^\circ \text{ mayor de } \left\{ \frac{\left(\frac{60 t}{\cos 45^\circ} \right)}{\left(\frac{23,9 t}{1,5} \right)} \text{ y } \frac{75 t}{\left(\frac{23,9 t}{1,1} \right)} \right.$$

$$N^\circ \text{ mayor de } \{ 5,53 \text{ y } 3,45$$

El mayor es 5,53 por lo que se adopta 6 torones.

De esta manera se ve que una los anclajes que están en la misma posición pero con una inclinación diferente difieren en 1 torón y en 57cm de longitud de bulbo, por lo que resulta a un mayor costo por los materiales de más utilizados. En el anexo 15 se ven los resultados.

Proyecto P13

En este proyecto, según se puede observar en el anexo 17 se tiene proyectado un entibado con anclajes sobre el deslinde Sur, donde la obra limita con la calle y en el resto de la obra se proyectaron taludes inclinados. Los planos de detalle, Anexo 18, indican un rango de la inclinación entre 15° y 20° . Entonces lo que se hizo fue adoptar una inclinación de 20° con el objetivo de proporcionar inicialmente una mayor tapada al anclaje. Es importante aclarar que no se especificaban interferencias con servicios, por ende debería verificarse en el terreno si lo hay y en ese caso verificar la adopción de otra inclinación.

4.2.3. Adopción de longitudes mínimas

En algunos proyectos se tuvo que adoptar longitudes mínimas tanto para la zona libre como la de anclaje. Estas distancias se especificaban en los planos de detalle. De esta manera se tenían proyectos que exigían una longitud mínima de 4,5m para la longitud libre (L_f) y de 3m para la longitud de bulbo (L_b). Otros ya tenían calculadas las longitudes libres de los anclajes y las establecían como mínimas, quedando solo por calcular L_b y el número de torones, caso de los proyectos P2, P5, P7, P10 y P11. En este último caso igualmente se calculaban las L_f y en el caso que nos daba mayor se proponía la calculada, caso contrario se adoptan las mismas. Otro caso particular se tuvo en los proyectos P3 y P9, en donde se exigía una longitud mínima de la zona de bulbo de 3m pero no se exigía una para la longitud libre, por lo que en estos casos se adoptaba 3m como mínima.

De las situaciones descriptas anteriormente se hablara del caso se los proyectos en donde se tuvo que adoptar la longitud mínima para ambas zonas, con el fin de poder observar bajo qué circunstancias ocurren estos casos. Los proyectos que en que se tiene esta situación, son el P1, P4, P6, P8, P9, P13 y P15. Veremos el caso del proyecto P15.

Proyecto P15

Del proyecto se analizara el deslinde Oeste (Poniente) de la planta general, Anexo 19 y la vista frontal de las pilas correspondientes al mismo, Anexo 20. Las secciones de detalle del deslinde se observan en los anexos 21 y 22. Se puede observar de los mismos la información necesaria para realizar los cálculos, como son los valores de la inclinación, la sollicitación de servicio, el nivel a la cual se ejecutara el anclaje medido desde el nivel de terreno natural, el nivel del sello de fundación respecto del cual se toma el inicio del plano de falla y hasta el cual se toma la altura H del muro. A continuación se realizan los cálculos con los cuales se obtuvo la conclusión de tener que adoptar las longitudes mínimas y con la cual se obtuvo la tabla resumen del anexo 23.

Los datos necesarios son los siguientes:

- Angulo de inclinación (α) : 20° (Anexos 21 y 22)
- Altura del muro [m] = 7,64 (del anexo 20 y se adopta el mismo para todos)
- Nivel de anclaje respecto del N.T [m] = -1,9 (del anexo 20)
- Ángulo de fricción (ϕ) = 36° (se adopta según la información del plano)
- Carga de servicio [t] = 28 (anexo 21 y 22)
- Capacidad de carga del anclaje [t/m] = 25,5 (provisto para la empresa)
- Factor de seguridad frente al arrancamiento = 1,5

Para el cálculo de la longitud libre seguimos lo que se desarrolló en la Sección 4.1.2, en donde:

$$L = (H - h) \cdot \tan \theta_2 \quad (\text{longitud horizontal})$$

$$L = (7,64 \text{ m} - 1,9 \text{ m}) \cdot \tan \left(90^\circ - \left(45^\circ + \frac{36^\circ}{2} \right) \right)$$

$$L = 2,93 \text{ m}$$

Luego por teorema del seno,

$$L_{f1} = L \cdot \frac{\text{sen } \theta_1}{\text{sen } \gamma}$$

$$L_{f1} = 3,28 \text{ m} \cdot \frac{\text{sen} \left(45^\circ + \frac{36^\circ}{2} \right)}{\text{sen} (180^\circ - 20^\circ - 63^\circ)}$$

$$L_{f1} = 2,63 \text{ m}$$

Luego le sumamos la longitud de seguridad según corresponda a la mayor,

$$X = \begin{cases} 1,5 \text{ m} \\ 0 \\ 0,2 \cdot H = 1,53 \text{ m} \end{cases}$$

Se suma la longitud debida a la condición de 0,2H

$$L_f = 2,63 \text{ m} + 1,52 \text{ m} = 4,15 \text{ m}$$

Según se puede ver en los detalles de los anexos 21 y 22, la longitud mínima exigida es de 4,5m, por lo que se termina asumiendo la mínima.

Para el cálculo de la longitud de bulbo se procede como se desarrolló en la Sección 4.1.3 en donde:

$$L_b = \frac{P_d}{q_{adm}}$$

$$L_b = \frac{28 \text{ t}}{\left(\frac{25,5 \frac{\text{t}}{\text{m}}}{1,5} \right)}$$

$$L_b = 1,65 \text{ m}$$

En este proyecto solo se proporcionaron las cargas de servicio, por lo que se utiliza el factor de seguridad de 1,5. La longitud obtenida es menor a la mínima que se exige, por lo que se adoptan los 3 m.

4.2.4. Limitación de longitud total

En esta sección se habla del proyecto P9 en donde se tuvo que verificar la suma de la longitud de bulbo con la libre para comprobar si con la longitud total lográbamos interferir con las fundaciones de los edificios vecinos.

Si observamos el anexo 4, se puede identificar que en los deslindes Sur y Este se encuentran los subsuelos de dos edificios, en el sector Este se tiene que los anclajes de las pilas 11 y 12 están limitados por dos niveles de subsuelos y en el Sur los anclajes

de las pilas 35 a 41 están en la misma situación. Entonces lo que se hizo es medir la distancia desde la pila a la línea medianera como se ven en los Anexos 8 y 9 para luego compararla con la obtenida en la tabla resumen del anexo 10. Esta última longitud la debemos proyectar al plano horizontal para poder compararla.

Como la inclinación es de 15° para las pilas en cuestión, la longitud proyectada será de:

$$6 \text{ m} \cdot \cos(15^\circ) = 5,80 \text{ m}$$

Si realizamos la diferencia con la longitud libre disponible desde la pila hasta la línea medianera podemos obtener un resultado que indique se estamos lejos de interferir o si tendremos ese problema:

Para el deslinde Este

$$6,15 \text{ m} - 5,80 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$$

Para el deslinde Sur

$$7,79 \text{ m} - 5,80 \text{ m} = 1,99 \text{ m}$$

Se consideró que la distancia es suficiente en ambos casos. Pero si quisiéramos que la distancia que nos queda disponible sea mayor, deberíamos adoptar una inclinación mayor y verificar si la longitud del bulbo sigue dando la mínima y el número de torones no cambia ya que un aumento de la inclinación afecta en el valor de la sollicitación aumentándolo.

4.2.5. Estación Estori

Este proyecto se trató de la nueva ampliación del metro de Santiago de Chile, en donde el tramo que corresponde la estación Estori es a la línea 7. En el mismo se tuvo que calcular la longitud de la zona libre, de bulbo y el número de torones de los anclajes necesarios para la entibación del pique y la rampa de acceso. A diferencia de los demás proyectos, este es de mayor envergadura, ya que tiene mayor número de niveles de anclaje y muros mucho más altos. Con el objetivo de mostrar algunos resultados, en el Anexo 25 se encuadran los pilotes que se ejemplifican en esta sección y en el Anexo 26 se pueden ver los cortes de los pilotes en cuestión como así también la información a tener en cuenta para el diseño de los anclajes. También se proveía de una tabla con la información de las sollicitaciones como se ve en el Anexo 27.

La particularidad que se desarrolla para este proyecto es que usaremos la documentación correspondiente a la mecánica de suelos para obtener el parámetro de la capacidad de adherencia. La diferencia de los informes geotécnicos respecto a los anteriores proyectos es que éstos eran más complejos desde el punto de vista la información que se brindaban, ya que se contaba con una mayor cantidad de ensayos, perfiles longitudinales, etc. Para el caso de la capacidad de adherencia se contaba con los ensayos de presiometría para así poder obtener el valor de la capacidad de carga del anclaje.

Entonces, en función del ensayo del presiómetro de Menard se podrá obtener el valor de la capacidad de adherencia admisible según se vio en la Sección 3.2.4.1. Para eso, del estudio de la mecánica de suelo se obtuvieron los resultados del ensayo, que se muestran en la figura 50.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

Excel Sheet Number	Test information			Fundamental parameters			
	Job Site	Borehole	Depth (m)	P_f (MPa)	p_m (MPa)	E_M (MPa)	E_M elástico (MPa)
1		Renca	5,50	0,72	1,12	22,8	22,8
2		Renca	12,80	1,32	3,28	70,0	70,0
3		Renca	20,80	2,55	3,34	121,7	121,7
4		Cerro Navia	12,65	1,92	5,41	58,7	58,7
5		Cerro Navia	20,80	2,95	6,10	44,0	44,0
6		Quinta Normal	12,70	1,62	2,48	1168,6	1168,6
7		Quinta Normal	19,80	5,29	11,90	235,8	235,8
8		Quinta Normal	31,80	6,15	6,15	1035,1	1035,1
9		Las Condes	5,80	3,32	4,30	105,5	105,5
10		Las Condes	11,60	2,11	7,57	228,0	228,0
11		Las Condes	19,80	3,81	4,46	224,2	224,2
12		Las Condes	25,80	7,61	8,06	154,8	154,8

Figura 50: Ensayo de presiometría extraído de la mecánica de suelos.

Los valores que se necesitan son los que corresponden a las perforaciones en la zona de Las Condes, y se puede observar que tenemos dos tipos de presiones, la presión de fluencia (P_f) y a la presión límite (P_{lim}). Según se vio, para calcular la capacidad de adherencia es necesario utilizar un ábaco correspondiente al suelo en cuestión, que en este caso se trata de una grava, por lo que en la figura 51 se muestra el ábaco que corresponde.

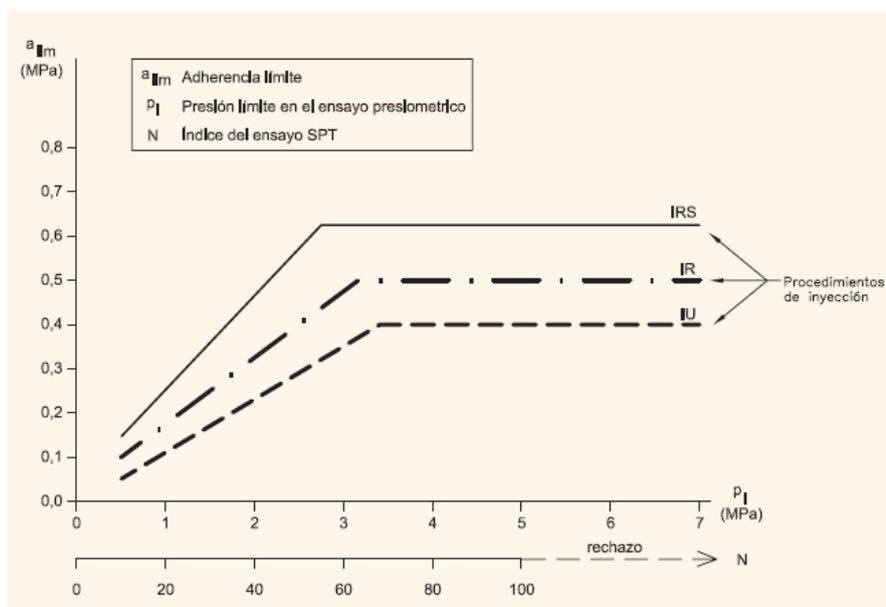


Figura 51: Ábaco para Gravas y Arenas (Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera, 2001).

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

Para obtener el valor de la capacidad de adherencia última (q_u), ingresaremos con la presión límite que se obtuvo del ensayo, por lo cual, de la figura 50 se tiene:

- Z entre 0m – 5m vale 4,30MPa
- Z entre 5m – 10m vale 7,57MPa
- Z entre 10m – 20m vale 4,46MPa
- Z entre 20m – 25m vale 8,06MPa
- Z > 25 m vale 8,06MPa

Ingresando al ábaco de la figura, para el método de inyección IR vemos que a partir de 3,2MPa se mantiene constante el valor de adherencia, el cual es de 500KN/m². Por ende, tomando este valor y considerando un diámetro de agujero de 0,1 m y un factor α de expansión del diámetro por la inyección de 1,65 (para suelos de grava) obtenemos la capacidad de carga del anclaje por unidad de metro:

$$q_u = 500 \frac{KN}{m^2} \cdot \pi \cdot 0,1m \cdot 1,65 = 259,18 \frac{KN}{m}$$

Según la metodología española, este valor debe minorarse por un factor de 1,45 que corresponde para anclajes temporarios. Si comparamos a este valor obtenido con el que se usa la empresa es muy próximo al 250 KN/m pero con la diferencia que se lo minorara por 1,5 para obtener el q_{adm} .

Entonces para el cálculo se utilizaron los siguientes datos:

- Capacidad de carga ultima del anclaje [KN/m] = 250
- Carga de fluencia del anclaje [KN] = 234,6
- Angulo de fricción [°] = 15
- Factores de seguridad frente a arrancamiento = 1,5 y 1,1
- Factores de seguridad frente a falla por tensión = 1,5 y 1,1

Las longitudes que se obtienen se pueden observar en el Anexo 28, en donde se puede observar que en el último nivel de anclaje fue necesario adoptar la longitud libre mínima de 3m, siendo para los niveles superiores, mucho mayores. También se observa la altura importante del muro, que es de 29,6m, lo que resulta de grandes longitudes libres en donde el mayor valor en este ejemplo es de 12m.

CONCLUSIÓN

Se remarca la importancia que tiene una obra de excavación como las que se trataron en el presente informe. En particular, la solución tiende a ser compleja por las consideraciones que han de tenerse en cuenta para su diseño, ya que considerar todos los posibles escenarios que puedan afectar la estabilidad del sistema es laborioso. Pero esto, nos permite estar en una mejor situación a la hora de brindarle la seguridad necesaria a las personas que trabajan en la obra y a las personas ajenas a la misma. Es verdad que el informe no ha profundizado en temas que si lo ameritan, pero a fines de lo que fueron las tareas asignadas en el marco de las PS se buscó desarrollar un informe que introduzca los conceptos generales que deben analizarse y estudiarse.

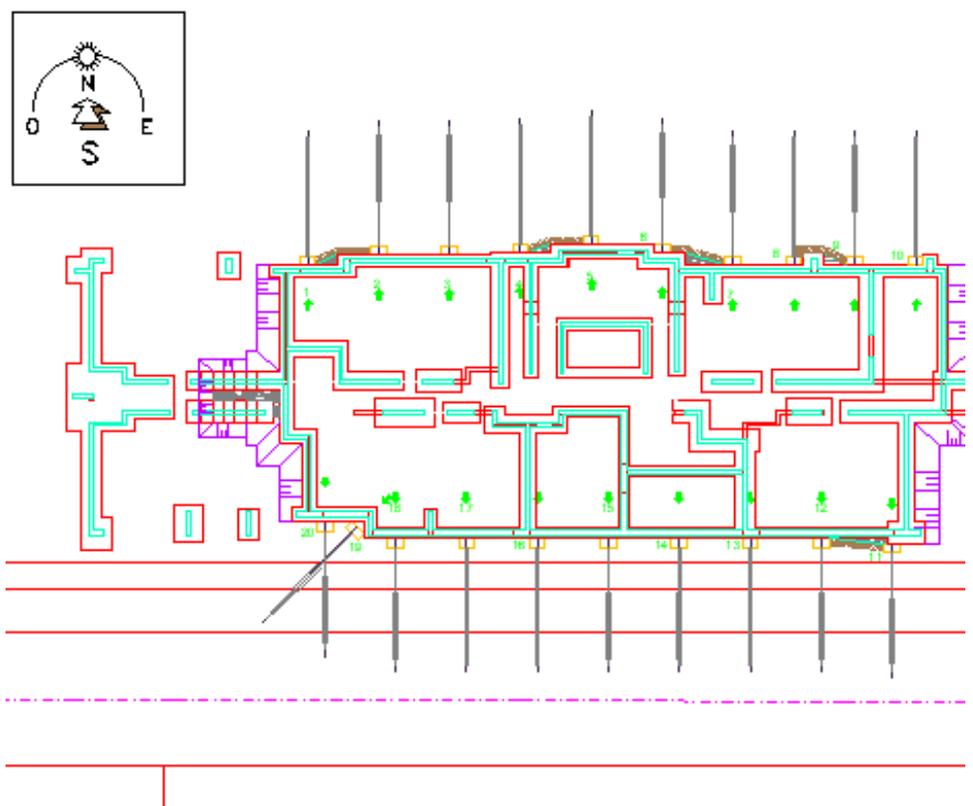
En segundo lugar, con el desarrollo del capítulo 4 se buscó transmitirle al lector la importancia que tienen algunas variables como son la inclinación y la capacidad de adherencia en el diseño de un anclaje. También, las condiciones del entorno que el lugar tiene, debido a que puede ser un limitante de la solución y ser objeto de tener que tomar distintos criterios de diseño. Estas limitantes pueden que nos hagan hacer un replantear de la tipología pensada inicialmente, y tener que recurrir a otro, por ejemplo, puntales. Respecto a las soluciones, no son siempre las mismas, en estos proyectos ya se pedía diseñar esta tipología, pero es posible que, si se estudia otra metodología de sostenimiento, resulte una solución aceptable y conveniente.

BIBLIOGRAFIA

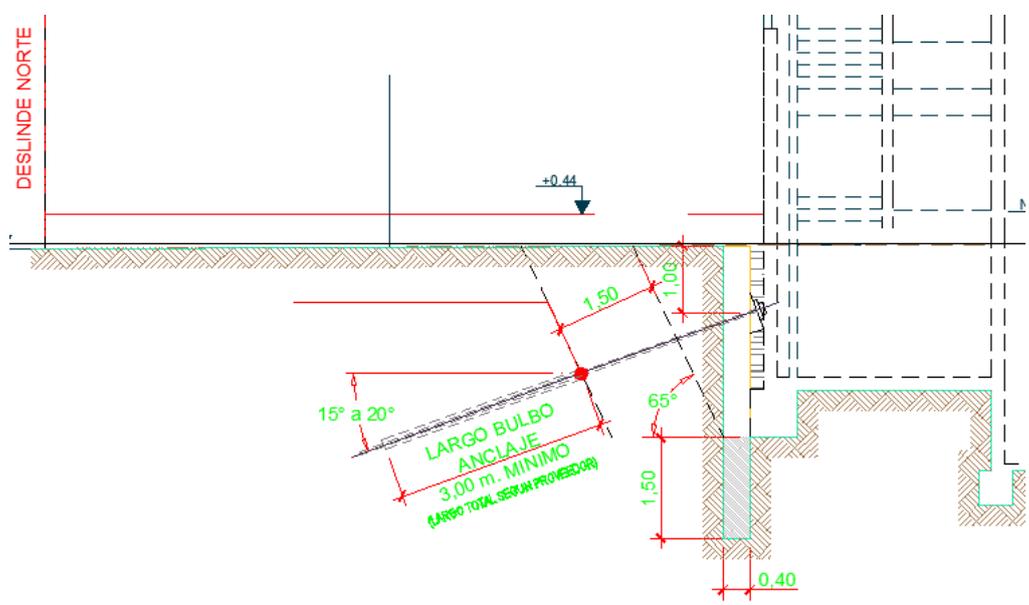
- **BRAJA M. DAS** (2013) “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”. 4ª edición, versión español 2013.
- **P.J SABATINI, D.G. PASS, R.C BACHUS** (1999) “*Ground Anchors and Anchored System*”. *Federal Highway Administration (FHWA)*.
- **D. CARLOS OTEO MAZO, D. JOSÉ LUIS FERNÁNDEZ SALSO** (2001) “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera”. Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras y Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS)
- **AGUSTO JOSÉ LEONI** “CAPITULO 5 - Micropilotes y anclajes inyectados”
- **Apunte Teórico Práctico de la Cátedra de Geotecnia III** (2021). Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

ANEXO

Proyecto P3

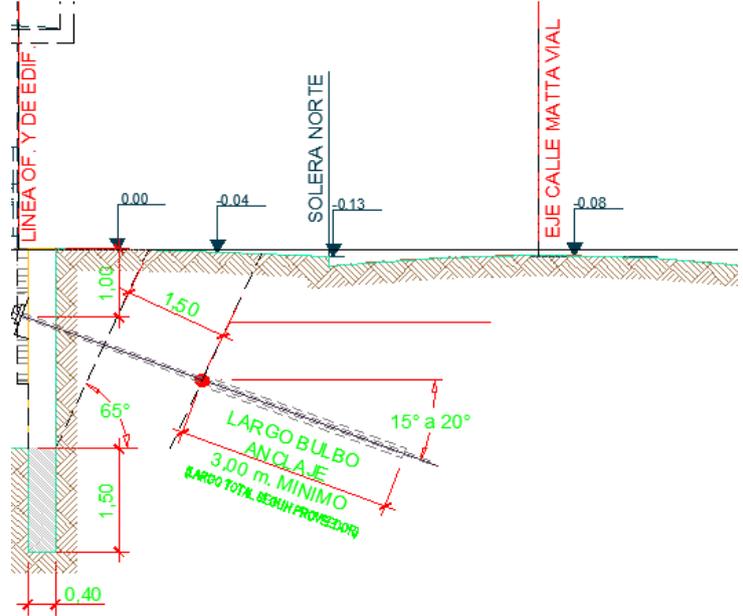


Anexo 1: Planta general.



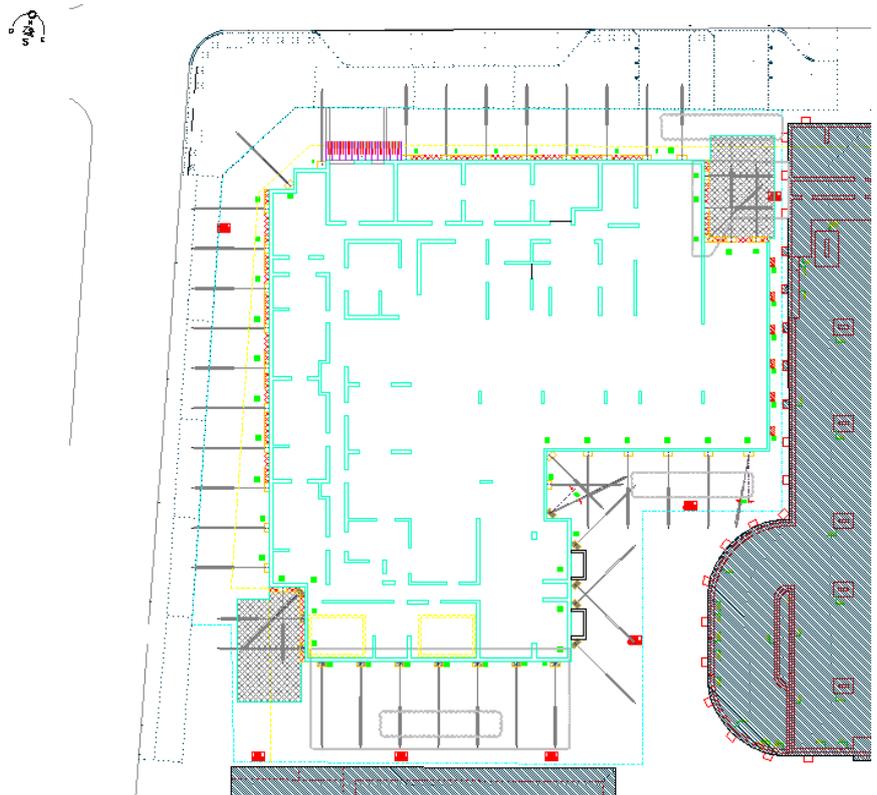
Anexo 2: Deslinde Norte.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



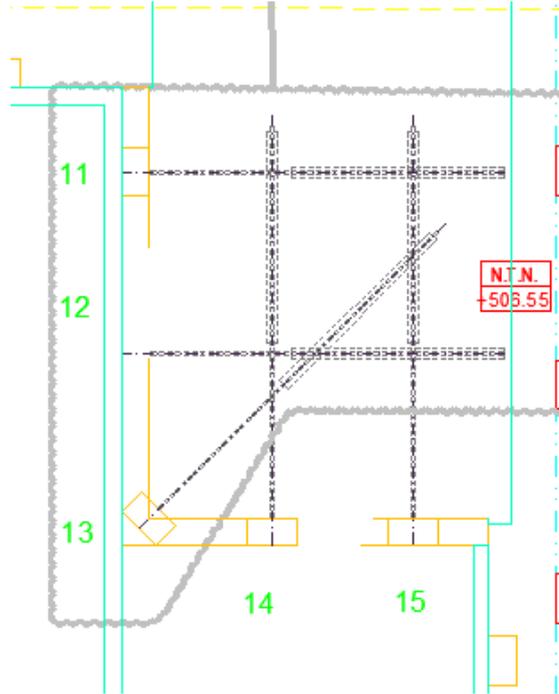
Anexo 3: Deslinde Sur.

Proyecto P9

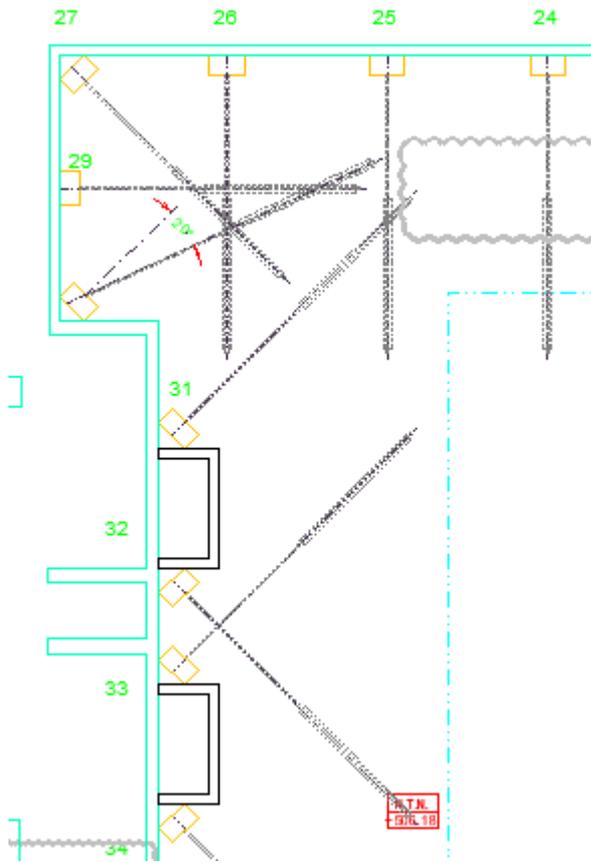


Anexo 4: Planta general donde se ven las intersecciones.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

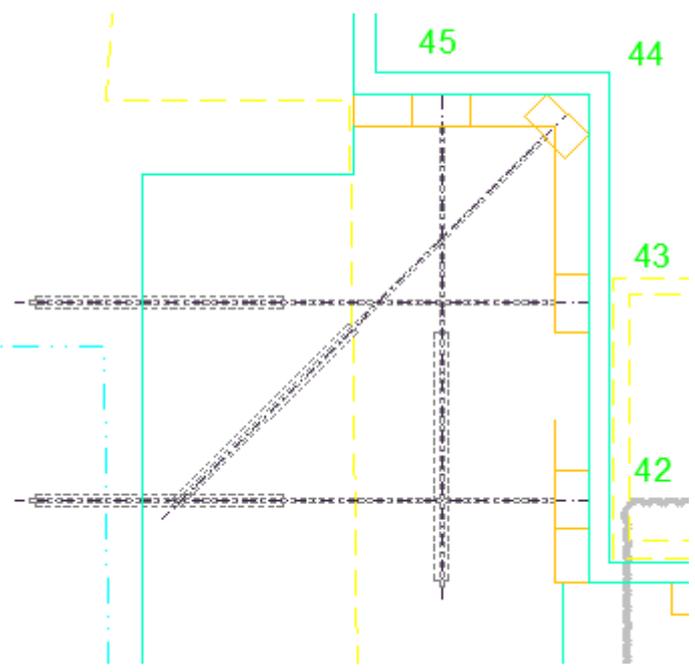


Anexo 5: Intersección lindero Este.

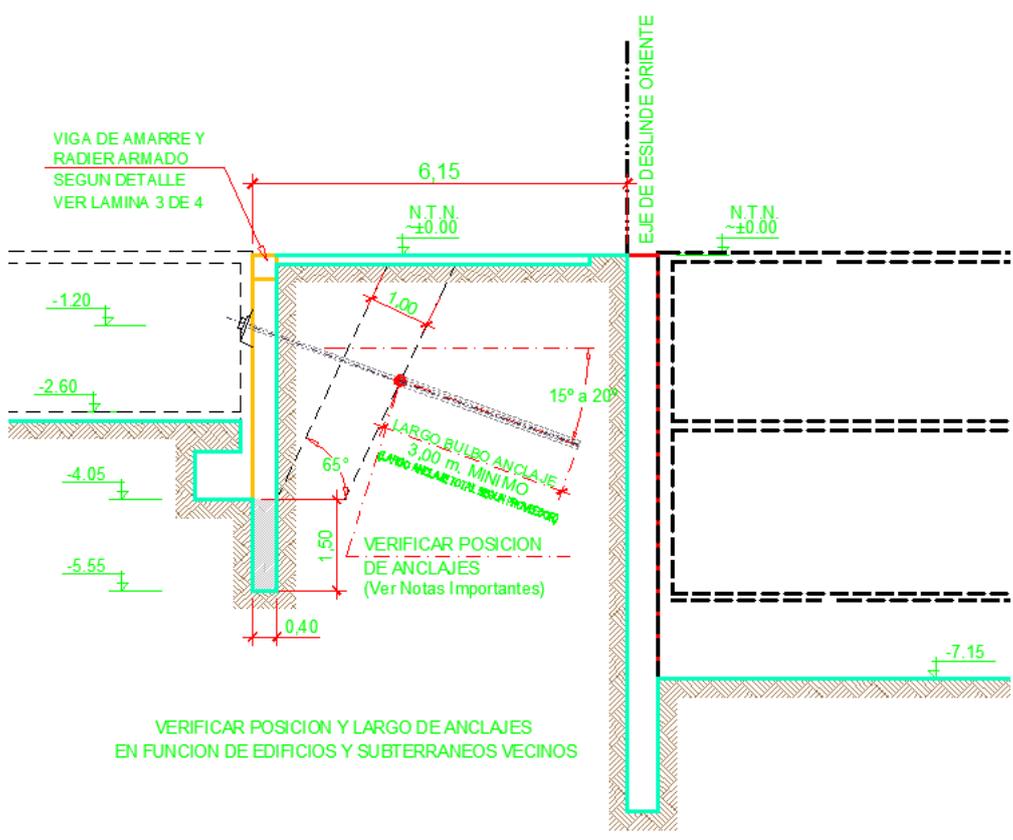


Anexo 6: Intersección lindero Sur

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

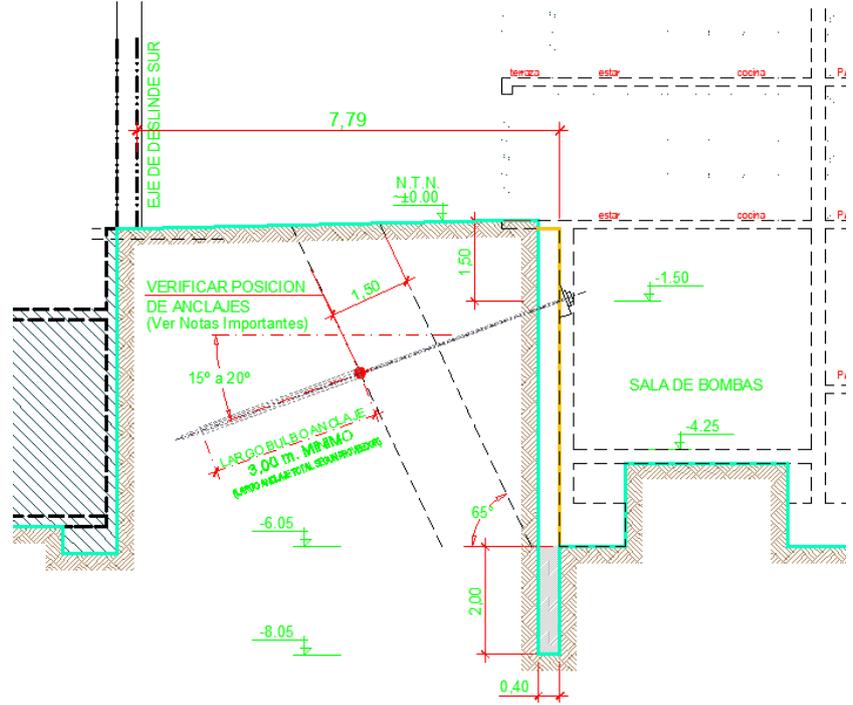


Anexo 7: Intersección lindero Oeste.



Anexo 8: Deslinde Este

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



Anexo 9: Deslinde Sur

Pilas	Cantidad Anclajes	Cant. Torones	Angulo de Anclaje	Lb [m]	Lf [m]	Lt [m]
1, 3 a 10, 46 a 56	20	1	20°	3,0	3,0	6,0
11 a 12	2	2	15°	3,0	3,0	6,0
13	1	2	20°	3,0	3,0	6,0
14	1	2	20°	3,0	3,0	6,0
15	1	2	15°	3,0	3,0	6,0
22	1	1	15°	3,0	3,0	6,0
23 y 24	2	1	15°	3,0	3,0	6,0
25 a 27	3	1	15°	3,0	3,0	6,0
29	1	1	20°	3,0	3,0	6,0
30 a 32	3	2	20°	3,0	3,0	6,0
33 a 41	9	2	15°	3,0	3,0	6,0
42, 43, 45	3	2	15°	3,0	3,0	6,0
44	1	2	20°	3,0	3,0	6,0

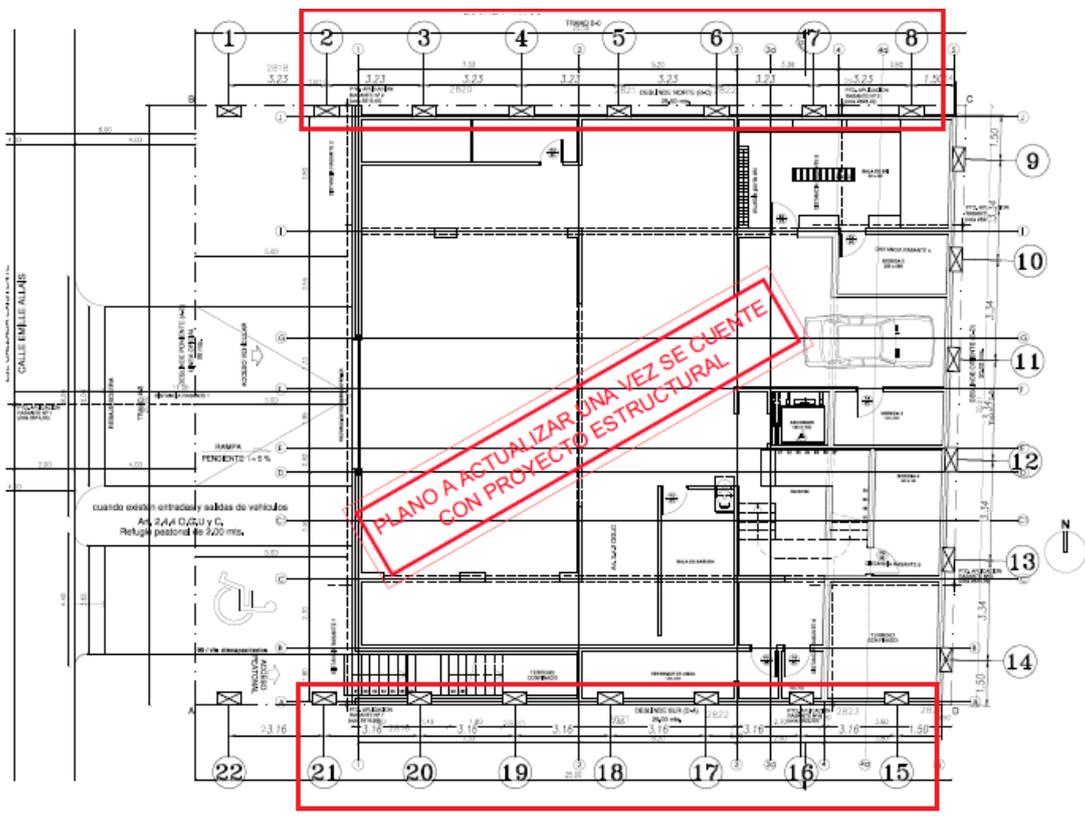
Anexo 10: Tabla resumen de longitudes, torones, inclinación.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

Pilas	NA	NSF	Angulo Anclaje	Solicitud [KN]
1, 3 a 10, 46 a 56	-1,2	-4,05	20°	120
11 a 12	-1,2	-4,05	15°	170
13	-1,2	-4,05	20°	170
14	-1,2	-3,01	20°	170
15	-1,2	-3,10	15°	170
22	-1,2	-3,10	15°	120
23 y 24	-1,2	-3,75	15°	120
25 a 27	-1,2	-3,75	20°	120
29	-1,2	-4,15	20°	120
30 a 32	-1,5	-6,05	20°	180
33 a 41	-1,5	-6,05	15°	180
42, 43, 45	-1,5	-6,05	15°	230
44	-1,5	-6,05	20°	230

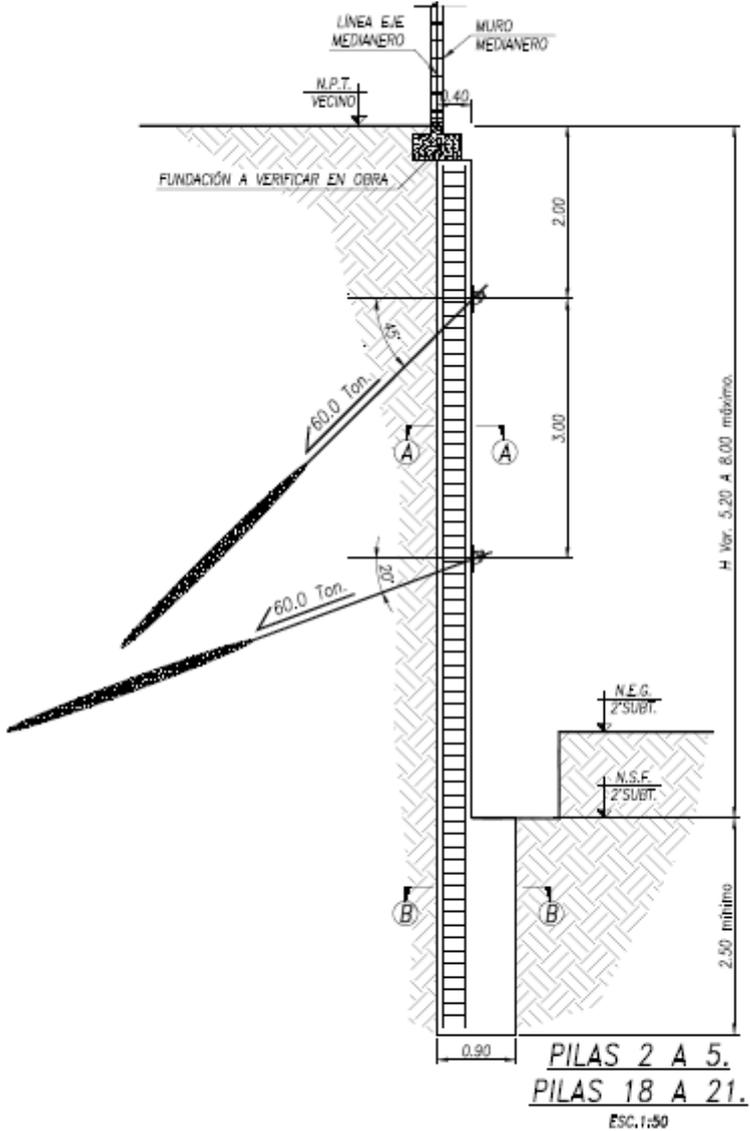
Anexo 11: Tabla resumen de niveles de anclaje (NA), solicitud de servicio, inclinación y nivel de sello de fundación (NSF).

Proyecto P12



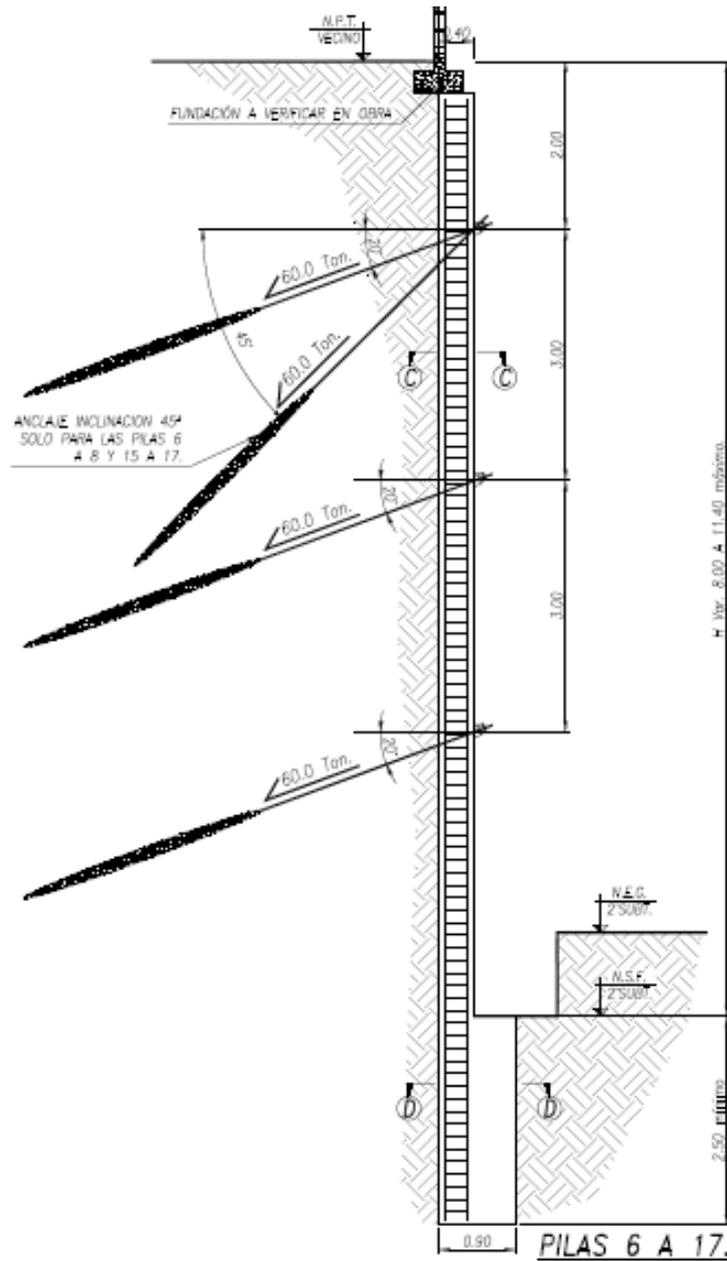
Anexo 12: Planta general donde se identifican las pilas con inclinación de 45°.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



Anexo 13: Sección con dos niveles de anclaje.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



Anexo 14: Sección con 3 niveles de anclaje.

Pilas	Cantidad de anclajes	Cantidad Torones	Ángulo de Anclaje	Lb [m]	Lf [m]	Lt [m]
2 a 5 y 18 a 21	9,0	6,0	45°	3,6	5,5	9,1
	9,0	5,0	20°	3,0	3,5	6,2
6 a 8 y 15 a 17	6,0	6,0	45°	3,6	8,5	12,1
	6,0	5,0	20°	3,0	6,5	9,2
	6,0	5,0	20°	3,0	4,5	7,2
9 a 14	6,0	5,0	20°	3,0	9,0	11,7
	6,0	5,0	20°	3,0	6,5	9,2
	6,0	5,0	20°	3,0	4,5	7,2

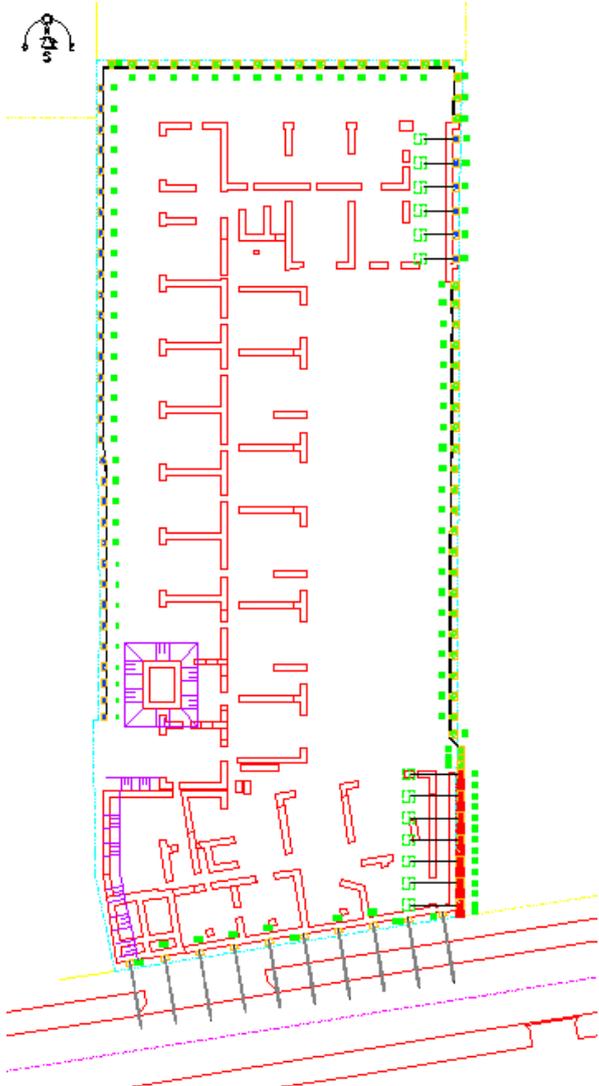
Anexo 15: Tabla resumen de longitudes, torones e inclinación.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

Pila	NA	NSF	Ángulo de Anclaje	Solicitud de Servicio [t]	Solicitud Sísmica [t]
2 a 5 y 18 a 21	-2	-8	45°	60	75
	-5	-8	20°	60	75
6 a 8 y 15 a 17	-2	-11,4	45°	60	75
	-5	-11,4	20°	60	75
	-8	-11,4	20°	60	75
9 a 14	-2	-11,4	20°	60	75
	-5	-11,4	20°	60	75
	-8	-11,4	20°	60	75

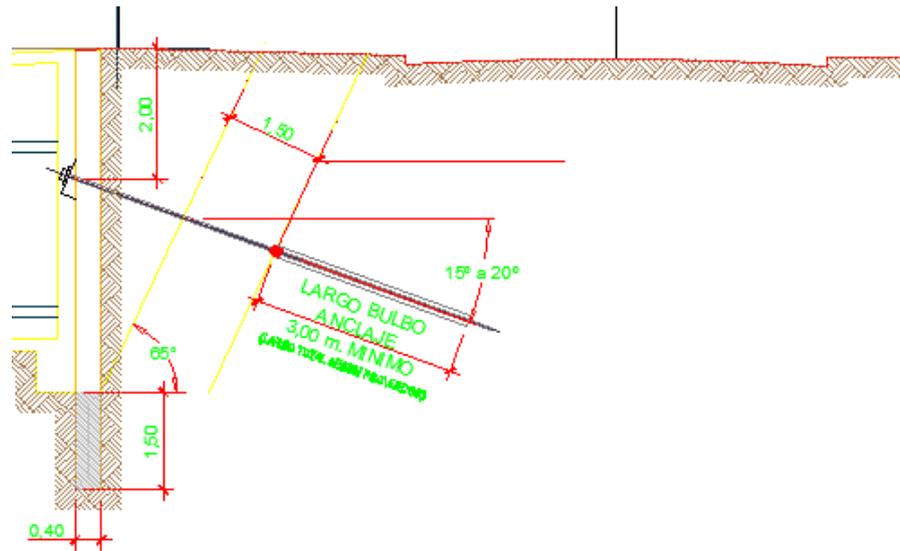
Anexo 16: Tabla resumen de niveles de anclaje (NA), solicitud de servicio, solicitud sísmica y nivel de sello de fundación (NSF).

Proyecto P13



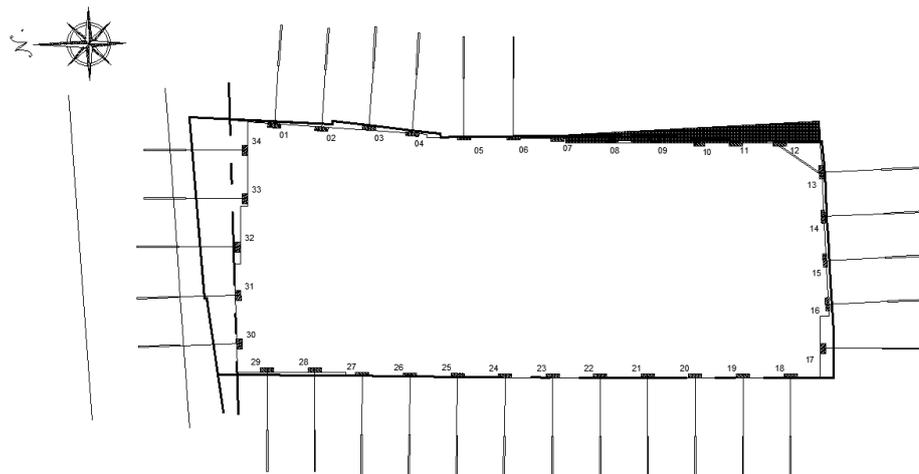
Anexo 17: Planta General.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

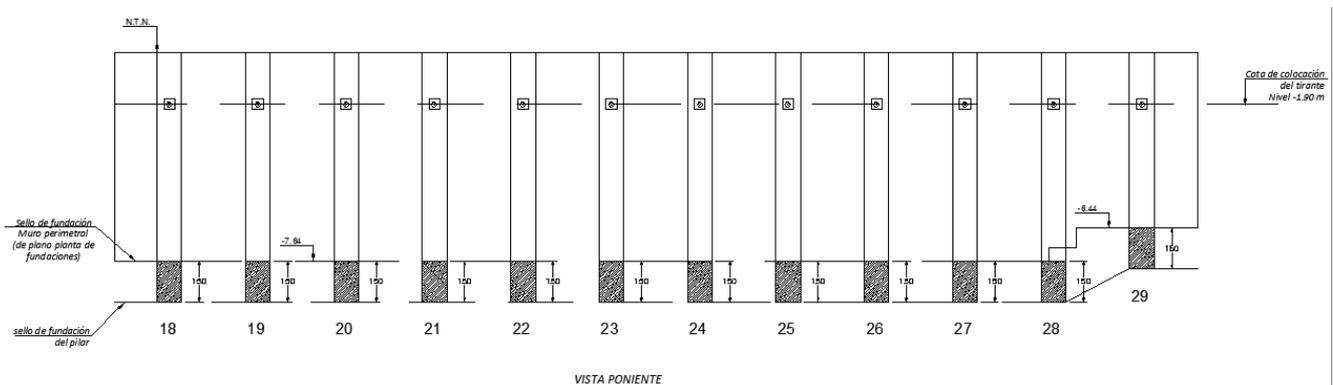


Anexo 18: Sección del deslinde Sur.

Proyecto 15

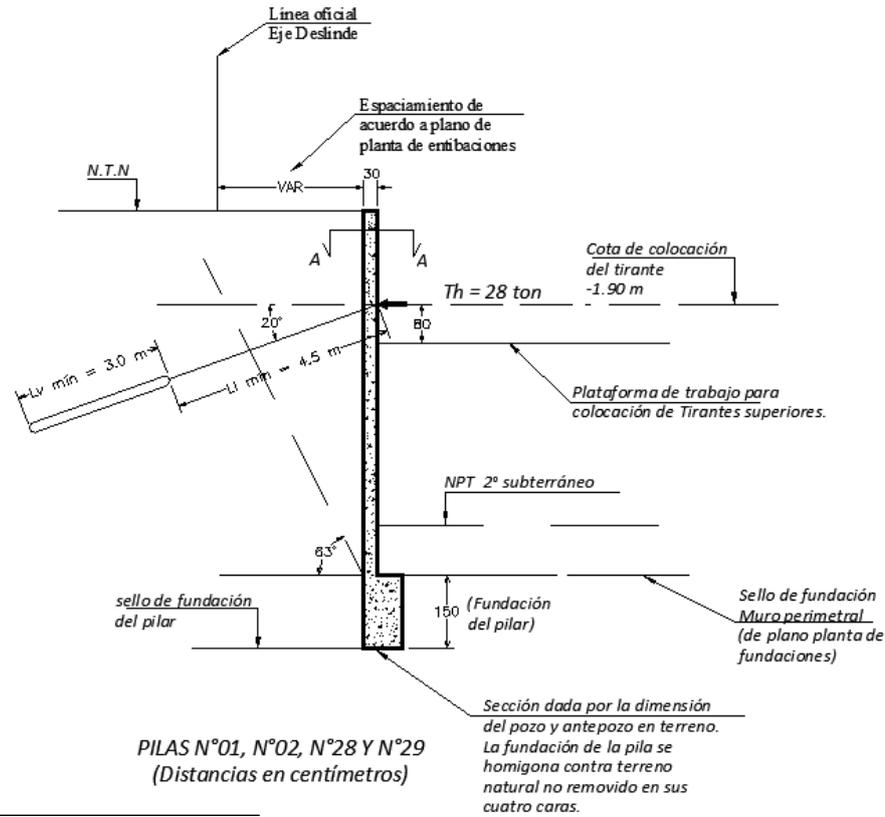


Anexo 19: Planta General.



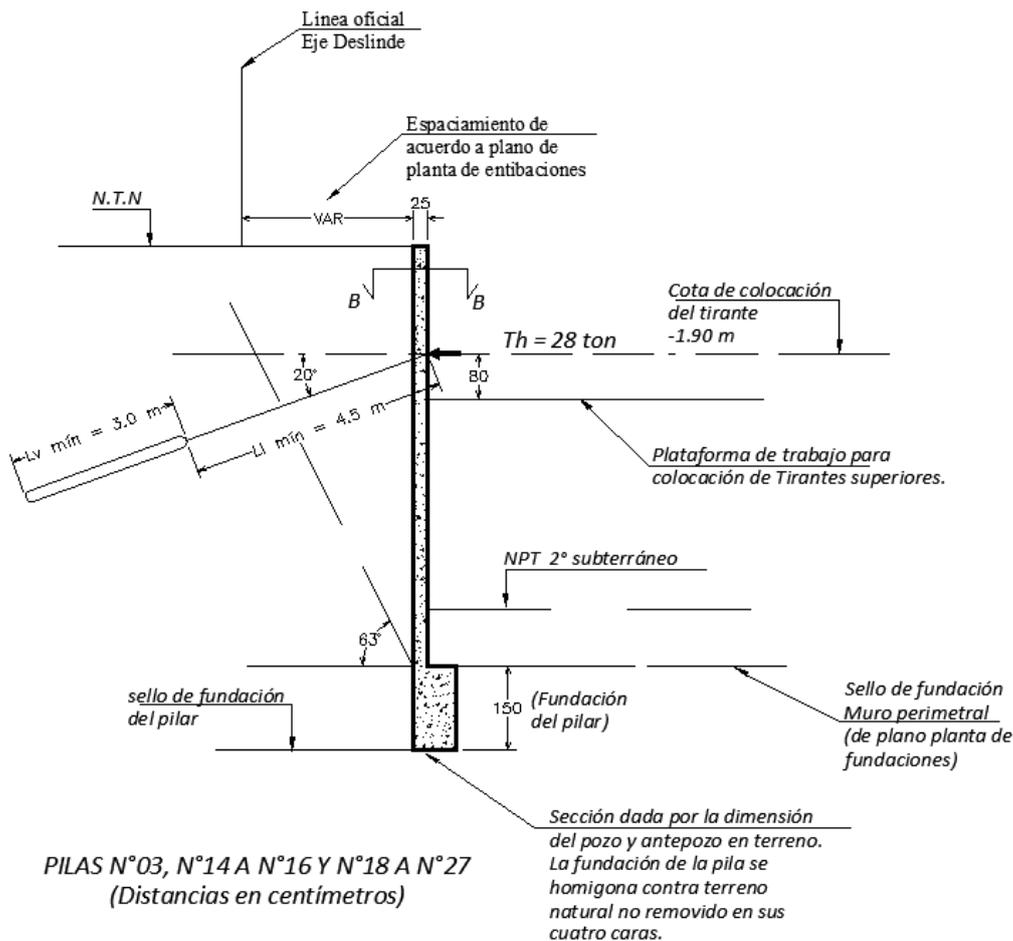
Anexo 20: Vista del deslinde Poniente.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



Anexo 21: Sección transversal del deslinde Poniente.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



Anexo 22: Sección del deslinde Poniente.

Pilas	Cantidad Anclajes	Cant. Torones	Angulo de Anclaje	Lb [m]	Lf [m]	Lt [m]
1 a 2, 28 y 29	4	2	20°	3,0	4,5	7,5
3, 14 a 16, 18 a 27	14	2	20°	3,0	4,5	7,5
13	1	2	20°	3,0	4,5	7,5
17	1	2	20°	3,0	4,5	7,5
30 a 34	5	2	30°	3,0	4,5	7,5

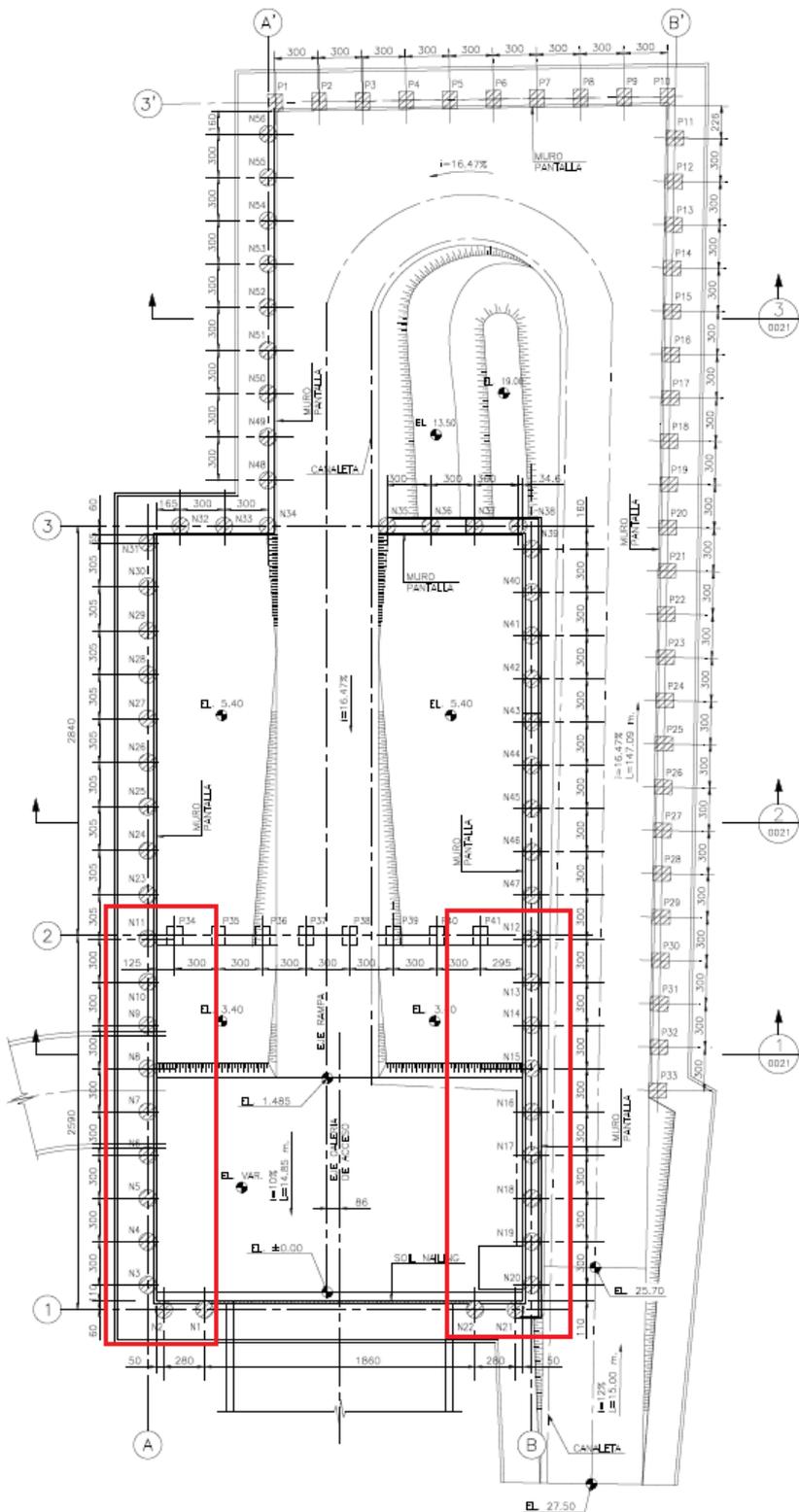
Anexo 23: Tabla resumen de longitudes, torones e inclinación.

Pilas	NA	NSF	Angulo Anclaje	Solicitud [t]
1 a 2, 28 y 29	-1,9	-7,64	20°	28
3, 14 a 16, 18 a 27	-1,9	-7,64	20°	28
13	-1,9	-7,64	20°	28
17	-1,9	-7,64	20°	28
30 a 34	-1,9	-7,24	30°	28

Anexo 24: Tabla resumen de niveles de anclajes (NA), solicitud de servicio, inclinación y nivel de sello de fundación (NSF).

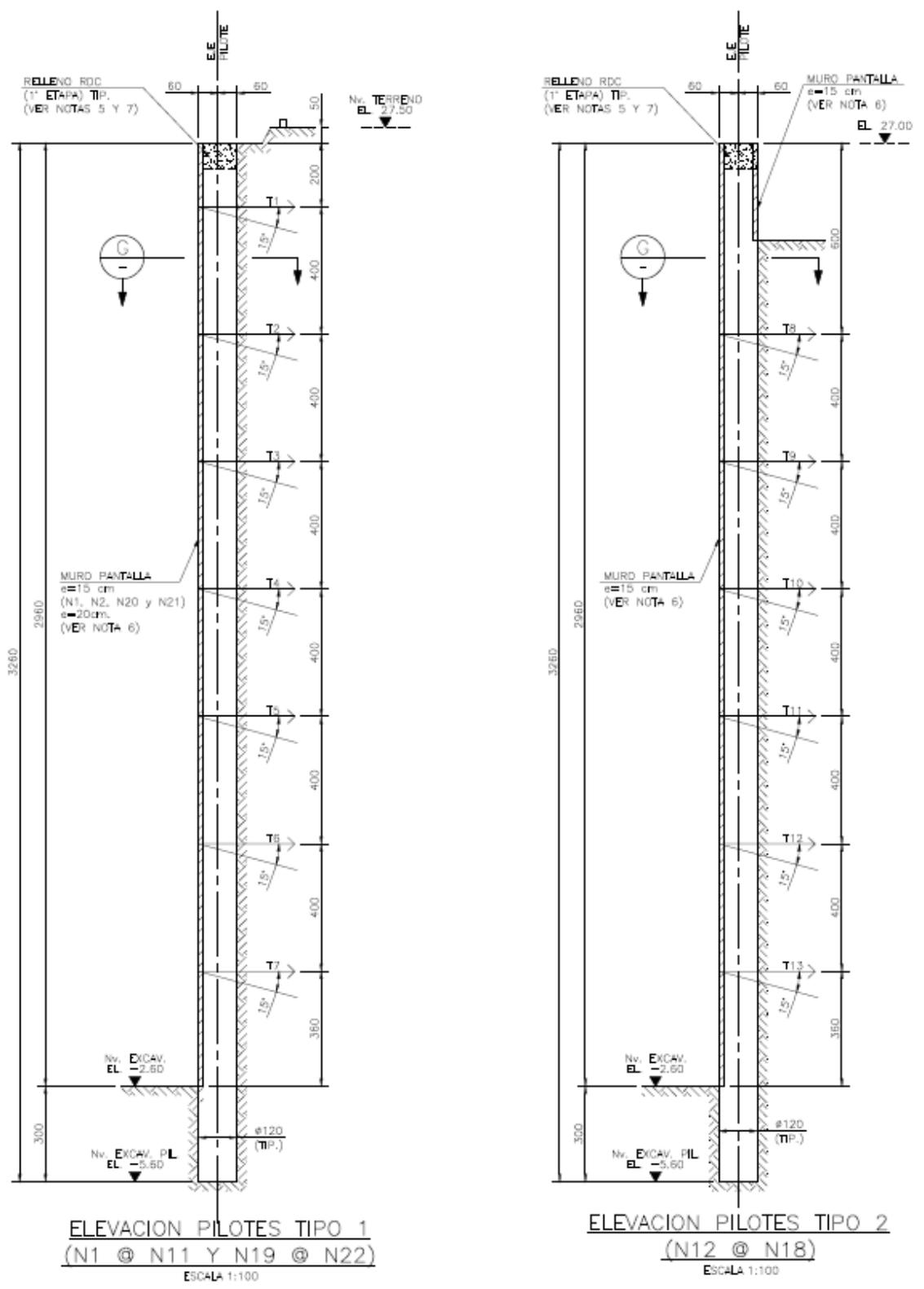
Proyecto P16

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



Anexo 25: Planta general de la estación Estori.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN



Anexo 26: Sección de los pilotes seleccionados.

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORARIOS PARA ENTIBADOS EN OBRAS DE EXCAVACIÓN

CARGAS DE SERVICIO		
REACCIONES EN PILOTES		
	CASO ESTÁTICO (Ton.)	CASO SÍSMICO (Ton.)
T1	97	23
T2	64	15
T3	80	19
T4	76	18
T5	79	18
T6	68	17
T7	101	23
T8	97	23
T9	80	19
T10	76	18
T11	79	18
T12	68	17
T13	101	23

Anexo 27: Datos de las solicitudes.

Pilotes	Cantidad Anclajes	Nivel	Cant. Torones	Angulo de Anclaje	Lb [m]	Lf [m]	Lt [m]
1 a 11 y 19 a 22	105	T1	7	15°	6,0	12,0	18,0
		T2	5	15°	4,0	10,4	14,4
		T3	6	15°	5,0	8,9	13,8
		T4	5	15°	4,7	7,3	12,0
		T5	6	15°	4,9	5,8	10,7
		T6	5	15°	4,2	4,2	8,5
		T7	7	15°	6,3	3,0	9,3
12 a 18	42	T8	7	15°	6,0	10,6	16,6
		T9	6	15°	5,0	9,1	14,0
		T10	5	15°	4,7	7,5	12,2
		T11	6	15°	4,9	6,0	10,9
		T12	5	15°	4,2	4,4	8,7
		T13	7	15°	6,3	3,0	9,3

Anexo 28: Tabla resumen de longitudes, torones e inclinación.

Pilotes	NA	NSF	Angulo Anclaje	Solicitud Servicio [KN]	Solicitud Sísmica [KN]
1 a 11 y 19 a 22	-2,5	-29,60	15°	970	230
	-6,5		15°	640	150
	-10,5		15°	800	190
	-14,5		15°	760	180
	-18,5		15°	790	180
	-22,5		15°	680	170
	-26,5		15°	1010	230
12 a 18	-6,0	-29,60	15°	970	230
	-10,0		15°	800	190
	-14,0		15°	760	180
	-18,0		15°	790	180
	-22,0		15°	680	170
	-26,0		15°	1010	230

Anexo 29: Tabla resumen de niveles de anclajes (NA), solicitud de servicio, inclinación y nivel de sello de fundación (NSF).