

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**MODELACIÓN NUMÉRICA Y MONITOREO GEOTÉCNICO
DE UN MURO ANCLADO EN EXCAVACIONES PROFUNDAS
EN LA GRAVA DE LIMA**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

GERMÁN DAVID MATOS PAUCAR

ASESOR

MSc. JOSE WILFREDO GUTIERREZ LÁZARES

LIMA- PERÚ

2021

© 2021, Universidad Nacional De Ingeniería. Todos los Derechos Reservados.

“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Germán David Matos Paucar

Correo: gdmatosp@gmail.com

Teléfono: +51-915141478 / +51-1-2924898

*“Success consists of going from failure to failure
without loss of enthusiasm”*

*“El éxito consiste en ir de fracaso en fracaso
sin perder el entusiasmo”*

Sir Winston Churchill

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por haberme dado la vida, pero sobre todo por haberme dado unos padres ejemplares, de quienes he aprendido el valor de la dedicación y el trabajo constante y quienes nunca dudan en apoyarme en cada decisión que he tomado. Asimismo, a mi hermano quien siempre me protege desde que tengo uso de razón.

Al Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC) que me dieron todas las facilidades para poder desarrollar la presente investigación, especialmente al Dr. Teófilo Vargas (†) con quien tuve las mejores conversaciones que recuerdo en nuestra facultad.

A la empresa Pilotes Terratest Peru S.A.C. quienes financiaron y compartieron conmigo todo su conocimiento técnico. Al Ingeniero Ángel Martínez y al Ingeniero Mariano Saucedo por haber confiado en mí y haberme dado la oportunidad de iniciar con ellos mi carrera profesional. Pero, sobre todo, a Luis Raygada Rojas, un gran amigo y a quien considero un hermano mayor profesionalmente hablando.

Al Ing. José W. Gutiérrez por su orientación durante todo el proceso de desarrollo de la tesis mediante su amplia experiencia como Ingeniero y catedrático universitario.

Finalmente, a todos mis amigos que me acompañaron toda mi vida universitaria: Nilsson, Iván, Mayu, Rómulo, Lucas, Edison, Erick, Heisen y Eriksson que me hacen esbozar una sonrisa cada que algún recuerdo de mi vida en esta casa de estudios viene a mi cabeza.

ÍNDICE

ÍNDICE	1
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	6
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	11
1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	12
1.1 ANTECEDENTES	12
1.2 PROBLEMÁTICA	13
1.3 OBJETIVOS	14
1.3.1 Objetivo General	14
1.3.2 Objetivo Específico	14
1.4 HIPÓTESIS	14
1.5 METODOLOGÍA DE TRABAJO	15
2 CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	17
2.1 CARACTERÍSTICAS DEL CONGLOMERADO DE LIMA	17
2.1.1 Geología	17
2.1.2 Estudios Geofísicos Recientes Sobre la Grava Limeña	17
2.1.3 Obtención de Parámetros Geotécnicos en Suelos Granulares Gruesos ...	19
2.1.4 Parámetros de Resistencia Obtenidos en el Conglomerado Limeño	21
2.2 MUROS ANCLADOS COMO TECNOLOGÍA DE ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES	23
2.2.1 Proceso constructivo	25
2.3 CÁLCULO DE PRESIÓN DE TERRENO SOBRE MUROS PANTALLA	31
2.3.1 Conceptos básicos	31
2.3.2 Redistribución de empujes según la EAB (2008)	33
2.4 MODELACIÓN NUMÉRICA: MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS	36
2.4.1 Introducción	36
2.4.2 Consideraciones Teóricas	37
2.4.3 Modelos constitutivos	40
2.5 INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA: INCLINÓMETROS	42
2.5.1 Generalidades	42

2.5.2	Descripción del Equipo Inclínométrico	44
2.5.3	Procesamiento de Datos Recolectados	46
3	CAPÍTULO III: CASO DE ESTUDIO	48
3.1	INTRODUCCIÓN	48
3.2	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS.....	49
3.3	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.....	50
3.3.1	Análisis y diseño de la zona estudiada.....	51
4	CAPÍTULO IV: MODELACIÓN GEOTÉCNICA	52
4.1	INTRODUCCIÓN	52
4.2	RESUMEN DE MODELOS CONSTITUTIVOS.....	53
4.3	MODELO CONCEPTUAL	53
4.3.1	Problema	53
4.3.2	Geometría	54
4.3.3	Condiciones de borde.....	54
4.3.4	Propiedades de los materiales.....	55
4.3.5	Condiciones iniciales	57
4.3.6	Proceso constructivo	57
4.4	ANÁLISIS NUMÉRICO	58
4.4.1	Generación de la malla	58
4.4.2	Cargas externas	58
4.4.3	Resultados	59
5	CAPÍTULO V: MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS IN SITU	64
5.1	INTRODUCCIÓN	64
5.2	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO USADO.....	64
5.2.1	Sonda Inclínométrica.....	64
5.2.2	Tuberías Inclínométricas	65
5.2.3	Unidad Lectora Portátil	66
5.2.4	Cable Eléctrico	66
5.2.5	Programa de Apoyo.....	67
5.3	PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN	67
5.3.1	Perforación de los Puntos de Monitoreo.....	67
5.3.2	Colocación de la Tubería Inclínométrica.....	68
5.4	PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN	69
5.4.1	Uso del Equipo.....	69

5.4.2	Periodos de medición	70
5.5	RESULTADOS OBTENIDOS	71
6	CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	76
	CONCLUSIONES	77
	RECOMENDACIONES	78
	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	79
	ANEXO A: ESTUDIOS DE CAMPO	81
	ANEXO B: ANÁLISIS POR EQUILIBRIO LIMITE	97

RESUMEN

La ciudad de Lima se caracteriza por estar asentado en un terreno conformado principalmente por un material granular grueso conocido como el conglomerado de Lima. Teniendo características geomecánicas muy competentes desde el punto de vista ingenieril. Sin embargo, ha existido siempre una dificultad en poder obtener los parámetros, básicamente por los costos que implican.

Por otra parte, la ciudad de Lima ha sido el centro del crecimiento económico del país, y en él también se ha dado lugar la construcción de modernas y nuevas edificaciones durante las últimas décadas, las mismas que a su vez contemplan la construcción de gran cantidad de sótanos; en ese sentido, la tecnología del Muro anclado (Una fusión de las metodologías Muros pantalla y Soil Nailing) ha jugado un papel importante en dicho fin, proporcionando seguridad durante toda la fase de excavación, aprovechando las favorables características de la grava de Lima.

La presente investigación busca entonces determinar de manera indirecta los parámetros de diseño del conglomerado limeño a partir del monitoreo mediante Inclínómetros de los desplazamientos laterales de una determinada excavación durante el proceso de excavación, para luego analizar y comparar con lo obtenido previamente mediante un análisis numérico. Vale la pena mencionar que los parámetros asumidos en la etapa computacional están debidamente fundamentados en una recopilación de información sobre este asunto.

Los resultados finales muestran una coherencia entre los parámetros que fueron asumidos para el cálculo numérico con los desplazamientos obtenidos en campo. Aportando así, y de una nueva forma, en la caracterización geomecánica del suelo típico limeño. Por último, pero no menos importante, se comprueba una vez más la seguridad de la tecnología del Muro Anclado siempre y cuando se lleve a cabo de manera correcta.

Palabras clave: Sistema de Muro Anclado, Conglomerado de Lima, Método de Elementos Finitos, Inclínómetros, Suelos granulares gruesos

ABSTRACT

The city of Lima is located in an area where the soil is mainly composed of coarse granular material known as Lima conglomerate. This soil has very competent geomechanical characteristics from an engineering point of view. However, there has always been a difficulty in obtaining the necessary parameters, basically because of the lack of laboratory equipment.

On the other hand, the city of Lima has played a key role in the country's economic growth over the last two decades where the construction of modern and new buildings has taken place. These buildings in turn include the construction of several basements. In that sense, Anchor Wall system (sort of a combination of diaphragm wall and Soil Nailing) has shown a good performance during the excavation phase, taking advantage of the quite good geotechnical characteristics of this alluvial gravel deposit.

This research aims to determine the soil parameter in an indirect way. The real lateral displacements, obtained by geotechnical monitoring in a given project, will be compared with that output data obtained by a previous numerical simulation. The parameters assumed in the computational stage are duly based on a proper collection of information about the predominant soil in Lima.

The final results show a coherence between the horizontal displacements seen in-situ with that obtained by The Finite Element Method (FEM). Thus, contributing to the geomechanical characterization of Lima Conglomerate. Finally, the safety and efficiency of this technology were proven once again during the project monitoring.

Keywords: Anchor Wall System, Lima Conglomerate, Finite Element Method, Inclinometer, Coarse granular soils.

PRÓLOGO

La presente tesis ha sido desarrollada por el bachiller Germán Matos, cuyo resumen fue ACEPTADO para su publicación y presentación en la 18° Conferencia Internacional Múltiple de Ingeniería, Educación y Tecnología del *Latin American and Caribbean Consortium of Engineering Institutions* (LACCEI 2020).

La tesis titulada “Modelación numérica y monitoreo geotécnico de un muro anclado en excavaciones profundas en la grava de Lima” se caracteriza porque establece los criterios y parámetros con una mayor precisión para ser empleados en el diseño. El comportamiento del muro anclado es modelado numéricamente, empleando una plataforma tecnológica, que compara desplazamientos obtenidos mediante el análisis numérico, con los desplazamientos reales medidos en el campo y validando los parámetros asignados a la grava de Lima.

La tesis se enmarca en la especialidad de la ingeniería geotécnica. Aborda los análisis de excavaciones profundas, efectuados por el método de Equilibrio Límite y mediante métodos numéricos, empleando parámetros de resistencia obtenidos del ensayo de corte directo in-situ, ante la dificultad de ensayar materiales gravosos en el laboratorio. El trabajo del Sr. Matos, considera la investigación mediante un análisis inverso; es decir mide los desplazamientos en una real excavación y los compara con los obtenidos en una simulación numérica con parámetros de resistencia convencionales. Además, comprueba que las deformaciones medidas están por debajo del máximo permisible y por lo tanto evita problemas de asentamientos en edificaciones circundantes. Comprueba que el diseño mediante equilibrio limite considerando parámetros en promedio similares a los asumidos durante la simulación numérica, lo que significa que se podría optimizar el dimensionamiento del muro anclado y las fuerzas estabilizadoras, consiguiendo diseños, de las partes del anclaje, con ahorros en los costos de instalación.



M.Sc. José Wilfredo Gutiérrez Lazares
ASESOR

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Correlación del tipo de suelo de acuerdo a las velocidades de onda de corte (IBC, 2009).....	18
Tabla 2: Ensayos de corte in situ recopilados (Sánchez Rodríguez, Rodríguez Ortiz, López Valero, Laina Gómez, & Jiménez Morales, 2016).....	21
Tabla 3: Perfil estratigráfico	49
Tabla 4: Características del sistema de anclajes en la zona analizada	51
Tabla 5: Resumen de los modelos constitutivos usados en este trabajo.....	53
Tabla 6: Propiedades del suelo usados en el ABAQUS	56
Tabla 7: Propiedades del Muro usados en el ABAQUS	57
Tabla 8: Resumen del tipo y número total de elementos.....	58
Tabla 9: Equivalencia de las cargas por anclaje en cargas externas aplicadas en los nodos.	59
Tabla 10: Listado de las mediciones respectivas, así como su correspondiente etapa constructiva	71

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Plano Geológico de Lima (INGEMMET.1992).....	17
Figura 2: Perfiles de onda de corte (V_s) típicos a grandes profundidades del suelo limeño (Calderon, Sekiguchi, Aguilar, Lazares, & Nakai, 2011).....	18
Figura 3: Equipo Triaxial a gran escala en IDIEM. Universidad de Chile.....	19
Figura 4: Esquema del Ensayo de Corte Directo In Situ (Alva Hurtado, 2011)...	20
Figura 5: Resultados de los ensayos de corte in situ recopilados.....	22
Figura 6: Vista del conglomerado de Lima. Obra Tramo 1 del Metro de Lima. 2010 (Fuente: Pilotes Terratest Perú S.A.C.).....	23
Figura 7: Vista de la excavación del proyecto: Edificio Omega (2010), Santiago de Surco- Lima. Profundidad de Excavación: 28 metros. (Fuente Pilotes Terratest SAC).....	25
Figura 8: Esquema general del proceso constructivo de la metodología Muros Anclado (Fuente: Pilotes Terratest Perú SAC).....	26
Figura 9: Primera etapa de excavación y perfilado. Fuente: Pilotes Terratest Perú.....	27
Figura 10: Proceso de perforación. Fuente: Pilotes Terratest Perú.....	27
Figura 11: Proceso de Instalación de anclajes e inyección de lechada de concreto. Fuente: Pilotes Terratest Perú.....	28
Figura 12: Colocación de armadura de Muro. Fuente: Pilotes Terratest Perú....	28
Figura 13: Proceso de encofrado en obra. Fuente: Pilotes Terratest Perú.....	29
Figura 14: Vaciado de concreto en obra. Fuente: Pilotes Terratest Perú.....	29
Figura 15: Proceso de Desencofrado Fuente: Pilotes Terratest Perú.....	30
Figura 16: Proceso de tensado mediante una gata hidráulica. Fuente: Pilotes Terratest Perú.....	30
Figura 17: Proceso de destensado de Anclajes. Fuente: Pilotes Terratest Perú	31
Figura 18: Tipos de Muro Pantalla (Potts & Zdravkovic, 2001).....	32
Figura 19: Redistribución de empujes para una línea de anclajes (EAB, 2008) .	34
Figura 20: Redistribución de empujes para 2 líneas de anclajes (EAB, 2008) ...	35
Figura 21: Redistribución de empujes para varias líneas de anclajes (EAB, 2008).....	36
Figura 22: Relaciones entre el conjunto de variables en un análisis estático de Mecánica de Suelos (Timoshenko & Goodier, 1951).....	37
Figura 23: Ejemplos de Planos de Deformación (Plane Strain Problem).....	40
Figura 24: Diagrama del comportamiento lineal elástico: σ' vs ϵ	41

Figura 25: Carga uniaxial de un modelo material Elasto–Plástico Perfecto.....	41
Figura 26: Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales (Potts & Zdravkovic, 2001)	42
Figura 27: Esquema de un Inclínómetro.....	43
Figura 28: Sistema del Inclínómetro (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)	44
Figura 29: Esquema general de la Sonda Inclinométrica (Suárez, 2009)	45
Figura 30: Corte transversal de la tubería de revestimiento de un inclinómetro .	46
Figura 31: Proyecto del Edificio Multifamiliar en su etapa final de construcción.	48
Figura 32: Estabilización perimetral del proyecto durante la etapa de excavación.	49
Figura 33: Zonificación.....	50
Figura 34: Plano de elevación de la zona a analizar	51
Figura 35: Sección analizada	53
Figura 36: Representación geométrica del modelo	54
Figura 37: Condiciones de borde. Restricción de desplazamientos.....	55
Figura 38: Elementos estructurales que conforman el análisis. Las dimensiones no están a escala	55
Figura 39: Secuencia de excavación definidos en el programa de cómputo ABAQUS	57
Figura 40: Discretización de las partes que conforman el modelo a simular.	58
Figura 41: Representación de las cargas externas en el modelo numérico	59
Figura 42: Estado de esfuerzos inicial en la dirección “Z” dentro de la masa de suelo	60
Figura 43: Estado de esfuerzos final en la dirección “X” dentro de la masa de suelo	60
Figura 44: Deformaciones finales en el muro. Malla deformada escalada x150.	61
Figura 45: Deformaciones finales en la masa de terreno. Malla deformada escalada x150	61
Figura 46: Deformaciones finales en la masa de terreno. Malla deformada escalada x150	62
Figura 47: Deformaciones en la dirección “X”. Corte vertical en el plano de la superficie excavada	62
Figura 48: Desplazamientos de la superficie excavada en la dirección horizontal “X”	63

Figura 49: El equipo usado en un inclinómetro portátil de la marca RST Inclinometer System.....	65
Figura 50: Corte transversal de la tubería inclinométrica, se observa las cuatro ranuras para que puedan girar las ruedas de la sonda (Elaboración propia)	66
Figura 51: Unidad lectora portátil.....	66
Figura 52: Cable eléctrico.....	67
Figura 53: Ubicación en planta sobre la calle Los Cipreses entre anclajes 1.39 y 1.40. Pilotes Terratest Perú S.A.C.	68
Figura 54: Ubicación de puntos de perforación en elevación (Calle los Cipreses). Pilotes Terratest Perú S.A.C.....	68
Figura 55: Perforación realizada en el punto B-01.....	69
Figura 56: Introducción de la sonda en el punto B-01	69
Figura 57: Lectura de los desplazamientos en el punto B-01.....	70
Figura 58: Lectura de los desplazamientos en el punto B-02.....	70
Figura 59: Desplazamiento Acumulado en el Punto B01	72
Figura 60: Desplazamiento final en el Punto B01	73
Figura 61: Desplazamiento Acumulado en el Punto B02	74
Figura 62: Desplazamiento final en el Punto B02	75

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

e	Relación de Vacíos
ε_i	Deformación Unitaria
σ_i	Esfuerzo en la dirección i
p	Esfuerzo efectivo Principal
q	Esfuerzo desviador
\emptyset	Angulo de Fricción
φ	Angulo de Dilatancia
ν	Coefficiente de Poisson
E	Módulo de Young
u	Presión de Poros
δ	Deformación Angular
γ_d	Peso Específico Seco
γ_{sat}	Peso Específico saturado

1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El continuo desarrollo económico de la capital en las últimas décadas ha involucrado la construcción de edificaciones medianas a grandes que se han desarrollado sobre el suelo conocido como el Conglomerado de Lima, el cual corresponde a un depósito de suelos granulares gruesos de origen aluvional y fluvial inmersos en una matriz más fina constituida por arenas, limos y arcillas.

Asimismo, dadas las actuales tendencias en construcción, que por cuestiones arquitectónicas y/o de normativa, ligadas principalmente a las limitaciones de espacio destinado para el uso de estacionamientos, es más frecuente que las empresas constructoras e inmobiliarias construyan un mayor número de niveles subterráneos, aumentando así la profundidad de los niveles de cimentación. Esto obliga a la construcción de diversas estructuras de retención, que tienen por objetivo proporcionar un efecto estabilizador a la masa de suelo de cara a la superficie excavada, contrarrestando así los empujes del terreno y controlando las deformaciones del suelo en las estructuras adyacentes.

Actualmente la estructura de contención más empleada en la capital desde hace 20 años aproximadamente son los denominados: Muros Anclados; En esta metodología, el mismo elemento, que en un inicio sirve como elemento de contención, se logra convertir luego en un elemento estructural definitivo de la edificación, logrando ahorro de tiempo y dinero para las contratistas. Sin embargo, cabe resaltar que este método de construcción que tiene como base la metodología de Muros Pantalla, internacionalmente estudiada y normada, goza ya de una normativa según el último Reglamento Nacional de Edificaciones, cuyo desarrollo se ha basado en gran parte en la experiencia de las empresas geotécnico-constructoras.

Javier Pérez (2003) desarrolló una investigación para su tesis de Maestría en la PUC-Rio, Brasil con el fin de realizar una comparación entre el diseño de muros pantalla analizados por un método de equilibrio límite con un análisis por el método de elementos finitos, así como los factores que influyen en el comportamiento mecánico del muro, tales como el espesor, el ángulo del anclaje, longitud de bulbo, etc.

Alfonso Cerna (2011) de la FIC-UNI desarrolló lo que se considera el único estudio académico desde el punto de vista geotécnico en el país, que presenta el estado del arte, así como las diversas metodologías de análisis y diseño, teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura y anclaje-suelo.

Aun así, hay muchos que quedan por investigar respecto al modelamiento de estas estructuras, para lo cual se necesita una apropiada caracterización geomecánica del Conglomerado de Lima y de esa manera obtener los parámetros para un posterior uso en un determinado modelo constitutivo que describa de una manera más aproximada el comportamiento real del material bajo determinadas condiciones de carga y/o descarga. En nuestro medio esto se hace particularmente difícil, debido a los grandes tamaños que presenta la grava de Lima que no permite realizar ensayos de laboratorio en equipos de tamaño adecuado para la obtención de la curva esfuerzo-deformación; Sin embargo, en otros países como Chile (Verdugo, 2006) se han desarrollado equipamiento para ensayos triaxiales a gran escala donde se han ensayado muestras de la grava de Santiago de Chile.

Otro aspecto importante es el monitoreo en campo de las deformaciones producidas a lo largo de todo el proceso constructivo y para poder comparar con lo calculado con las herramientas analíticas o numéricas. En esto último se centrarán los alcances de esta investigación.

Cabe mencionar también que en el año 2002 el profesor Michele Calvello de Northwestern University mediante una metodología de análisis inverso, pudo estimar los parámetros de las arcillas de la ciudad de Chicago para el modelo constitutivo Hardening Soil. En este procedimiento de obtención de parámetros un modelo es calibrado a través de cambios iterativos en los parámetros estimados de entrada (Input) hasta obtener el valor de una función objetivo, que cuantifica los errores entre la información obtenida en campo y los resultados computacionales (Output). Para ello se hace el uso de un programa que realiza esta iteración basada en un análisis de sensibilidad mediante un algoritmo contenida en el mismo.

1.2 PROBLEMÁTICA

Como se mencionó anteriormente, la falta de estudios sobre la caracterización geomecánica de la grava de Lima, trae consigo el problema de no poder usar parámetros precisos para la utilización de un algoritmo numérico con el fin de

realizar simulaciones sobre un eventual comportamiento ante diversas situaciones. Asimismo, dada la carencia de equipos que permitan ensayar muestras de gran tamaño, típicos de suelos gravosos, para poder modelar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo (triaxiales a gran escala), se ha visto conveniente usar un método observacional, es decir medir desplazamientos y deformaciones reales obtenidas con la ayuda de equipos de instrumentación geotécnica, y de esa manera poder compararlos con los resultados obtenidos con los modelos numéricos, realizar los ajustes respectivos en los parámetros asumidos del suelo obtenidos de la bibliografías, y poder realizar un análisis de sensibilidad para calibrar los parámetros inicialmente ingresados.

La presente investigación pretende formar parte de las diversas investigaciones necesarias que se desarrollarán a futuro para lograr una reglamentación respecto al análisis, diseño, y recomendaciones constructivas necesarias sobre muros anclados, las mismas que ya se vienen desarrollando desde hace 10 años aproximadamente en la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

- Establecer criterios y parámetros de diseño para la construcción de Muros Anclados para el caso específico del conglomerado de Lima, que se ajusten con la mayor precisión posible al comportamiento de estas estructuras.

1.3.2 Objetivo Específico

- Realizar estimaciones del comportamiento de muros anclados mediante una modelación numérica con la ayuda de algún software computacional
- Comparar los desplazamientos obtenidos mediante análisis numérico, con desplazamientos reales medidos con instrumentación de campo
- Validar los parámetros asumidos de la grava de Lima que sirvan como base real para futuros proyectos.

1.4 HIPÓTESIS

La manera de realizar los análisis de excavaciones profundas, tanto por el método de Equilibrio límite como por Métodos Numéricos, se basan en parámetros de resistencia obtenidas en campo a lo largo de las últimas décadas, siendo el Corte Directo In-Situ el principal método. Y aun cuando estos parámetros son

considerados competentes, la experiencia muestra que podrían estar siendo conservadores para el diseño.

Por lo mencionado y dada la dificultad de obtener curvas Esfuerzo-Deformación en laboratorio para la grava de Lima, se ha optado por realizar un análisis de manera inversa. Es decir, registrar los desplazamientos reales producto de una excavación y compararlas con lo obtenidos mediante una simulación numérica usando parámetros de resistencia convencionales.

Por lo anterior descrito se espera que los parámetros obtenidos de manera inversa sean mayores a los convencionales, sustentado siempre por las mediciones realizadas en campo durante la etapa de excavación de un proyecto en la ciudad de Lima.

1.5 METODOLOGÍA DE TRABAJO

La Tesis ha contemplado las siguientes etapas, con el fin de dar cumplimiento a cada uno de los objetivos planteados anteriormente:

- Se analizará los principales aspectos relacionados con el diseño y la construcción de los muros anclados en los suelos de Lima. Para ello, en primer lugar, se recopilará información geológica y geotécnica de los suelos de Lima, la cual ya está ampliamente referenciada en diferentes publicaciones, tales como: revistas técnicas, tesis de grado, tesis de postgrado y estudios de diversas instituciones consultoras. Mención especial al Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la UNI, a través del cual se accede a los últimos estudios e investigaciones geofísicas en los suelos de Lima. Por otra parte, se contará con la información proporcionada por la empresa Pilotes Terratest Perú respecto a los diversos estudios de mecánica de suelos con fines de cimentación en distintas obras desarrolladas en la capital.
- En segundo lugar, es necesario una revisión de textos de carácter específico relacionados con la construcción de muros anclados, los cuales en su mayoría han nacido como resultado de la experiencia de empresas geotécnico constructoras, normas extranjeras y otras instituciones. Paralelamente, se contempla la visita a obras en las cuales se viene empleando esta técnica con el objeto de observar, estudiar y analizar las variables del proceso constructivo que puedan afectar al diseño. Con todo lo anterior se realiza estimaciones del comportamiento de los muros mediante un modelo de cálculo numérico. Para

cumplir con este objetivo, tendremos acceso a los datos recopilados de una de las obras donde se instalará cierta instrumentación geotécnica en Lima, correspondiente específicamente al proceso de excavación con fines de cimentación del edificio Cipreses en el distrito de San Isidro, cuya ejecución está a cargo de la empresa Pilotes Terratest Perú, donde se prevé la metodología de Muros Anclados. Con la información geotécnica obtenida de esta obra, se lleva a cabo el análisis por medio de un código de elementos finitos, permitiendo así estimar el comportamiento de la estructura. Esta modelación proporciona información respecto a los desplazamientos horizontales esperados en los muros, así como también los esfuerzos a los que ha estado sometido debido a la redistribución de presiones del terreno sobre el mismo debido a la colocación de los anclajes.

- Se participará en los aspectos generales relacionados con la instrumentación geotécnica instalada en el proyecto descrito líneas arriba, con el objeto de conocer su comportamiento en término de desplazamientos horizontales. Para ello, se deben obtener los conocimientos necesarios de manejo de los equipos de monitoreo geotécnico: Inclínómetros. Los mismos que constituyen la instrumentación más ampliamente utilizada para dar seguimiento el comportamiento del punto de vista de desplazamientos de estas estructuras. Participando siempre en la obtención de los datos en campo, en su procesamiento e interpretación. Además, de tener en cuenta las posibles fuentes de error que puedan influir en los resultados obtenidos.
- Se comparó los desplazamientos observados en el muro anclado instrumentado en campo durante la etapa de excavación en el proyecto, con la estimación efectuada a partir del modelo numérico.
- Finalmente, se obtienen los parámetros mecánicos y de resistencia mediante un análisis inverso, comprobando y modificando el modelo inicial según las observaciones realizadas. A partir de la comparación entre lo observado en campo y lo obtenido mediante el modelamiento numérico, se ajustarán los parámetros mecánicos y de resistencia considerados en la etapa de diseño, para los diferentes materiales encontrados en las zonas donde se han construido los muros anclados, de modo que se pueda establecer una correlación entre los resultados proporcionados por la instrumentación geotécnica y las hipótesis consideradas en la etapa de diseño.

2 CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 CARACTERÍSTICAS DEL CONGLOMERADO DE LIMA

2.1.1 Geología

La ciudad de Lima está ubicada principalmente sobre un depósito fluvio - aluvional correspondiente al cono de deyección cuaternario de los ríos Rímac y Chillón; está compuesto por material de naturaleza lentiforme donde se superponen grava, arena, arcilla y lomo de forma caótica (Martinez, 2007).

La zona en estudio se encuentra localizada sobre un depósito aluvial del río Rímac, el cual ha sido depositado durante el Pleistoceno; superficialmente se encuentran depósitos de arcillas y arenas limosas y posteriormente encontramos el característico depósito de grava arenosa con cantos rodados de forma sub redondeada a redondeada (ver FIGURA 1).

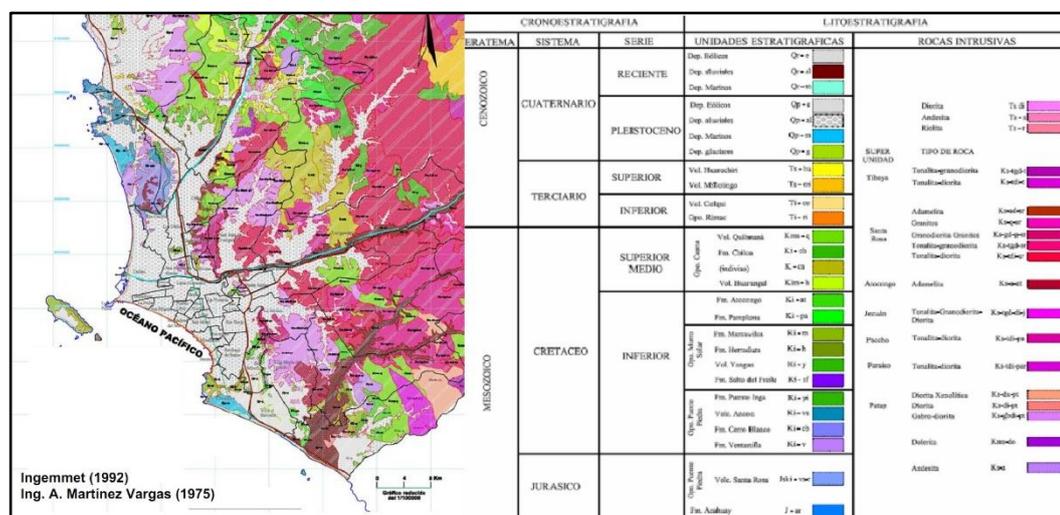


Figura 1: Plano Geológico de Lima (INGEMMET.1992)

2.1.2 Estudios Geofísicos Recientes Sobre la Grava Limeña

Como es sabido, la prospección geofísica, mediante la utilización de distintos ensayos geofísicos permite, desde la superficie, medir la velocidad de propagación de ondas sísmicas en el terreno. El análisis de la información recogida permite calcular la distribución de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el plano vertical que pasa por la línea de medición, dato que se correlaciona con el tipo de terreno. El método entonces permite entonces obtener una caracterización aproximada del perfil de suelos existente en el sitio.

El Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) así como otras instituciones, a lo largo de las últimas

décadas, ha venido realizando diversos estudios sobre la grava de Lima. Entre los que podemos señalar el estudio de Microzonificación Sísmica de Lima (CISMID, 2004) así como también la prospección a grandes profundidades del suelo limeño mediante métodos geofísicos (Calderon, Sekiguchi, Aguilar, Lazares, & Nakai, 2011).

Se aprecia en la FIGURA 2, el rango de velocidades de corte a profundidades de hasta 30 metros, está entre los 600 y 1500 m/s, lo cual correspondería a roca fracturada según International Building Code (IBC, 2009) (ver TABLA 1), esto refleja cuan competente llega a ser el conglomerado de Lima.

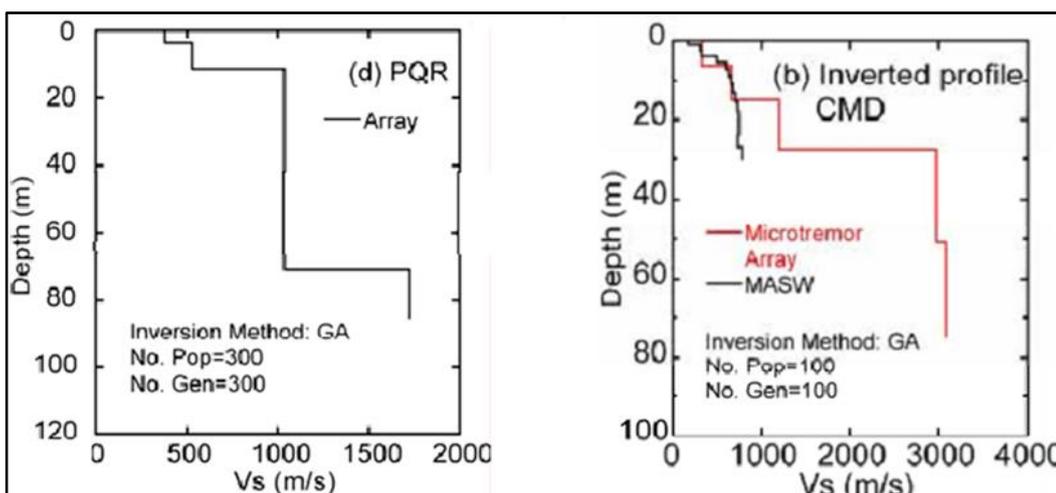


Figura 2: Perfiles de onda de corte (V_s) típicos a grandes profundidades del suelo limeño (Calderon, Sekiguchi, Aguilar, Lazares, & Nakai, 2011)

Tabla 1: Correlación del tipo de suelo de acuerdo a las velocidades de onda de corte (IBC, 2009).

Tipo de Material	Velocidad de onda de corte del suelo V_s (m/s)
Roca dura y sana	$V_s > 1500$
Roca fracturada	$760 < V_s \leq 1500$
Roca blanda, suelo granular denso y arcillas duras	$360 < V_s \leq 760$
Suelo granular medianamente denso y suelo arcilloso rígido	$180 \leq V_s \leq 360$
Suelo granular suelto y suelo arcilloso blando	$V_s < 180$
Suelo inestable, sujeto a licuefacción, colapso, suelo orgánico, muy suelto y muy blando	$V_s < 180$

2.1.3 Obtención de Parámetros Geotécnicos en Suelos Granulares Gruesos

2.1.3.1 Equipos Triaxiales a gran escala

Desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica es posible señalar que los suelos gruesos, o de grandes partículas, presentan un buen comportamiento y comparativamente desarrollan en general, mayor rigidez y resistencia que suelos de granos más pequeños como los arenosos. Sin embargo, existe también el problema que la obtención de los parámetros de diseño requerido, no son fáciles de obtenerse como en los suelos finos, porque no se dispone de equipos adecuados de campo y de laboratorio donde se pueda condicionar (Verdugo & Hoz, 2006).

Aun así, se han desarrollado en muchos laboratorios geotécnicos a nivel mundial la implementación de equipos triaxiales a gran escala para la obtención de curvas esfuerzo – deformación, siendo obviamente de alto costo, sin mencionar también las técnicas complejas necesarias para la recolección de muestras inalteradas en suelos granulares con partículas de tamaños sobre 1”.

Quizás la experiencia más cercana fue la de la Universidad De Chile, donde el año 2002 la Sección Geotecnia de IDIEM (Instituto de investigaciones y Ensayos de Materiales) desarrollo un equipo triaxial de gran tamaño, el cual ensaya suelos gruesos con tamaños máximos de partícula de hasta 7”, los cuales son sometidos a presiones de confinamiento efectivas de hasta 30 Kg/cm^2 .

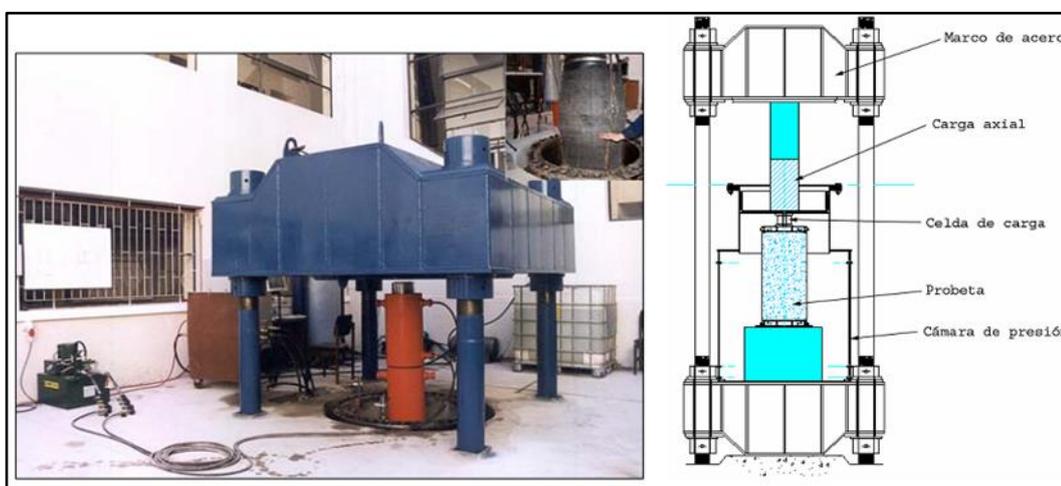


Figura 3: Equipo Triaxial a gran escala en IDIEM. Universidad de Chile

2.1.3.2 Corte Directo In-situ

Los ensayos de Corte Directo “In Situ” se basan en principios análogos a los ensayos de Corte Directo de laboratorio. Fueron desarrollados para determinar las

propiedades mecánicas en macizos rocosos, para estudios de cimentaciones y estabilidad de taludes.

Para las pruebas de corte directo en condiciones naturales, tanto la de laboratorio como las de gran escala, se nota una gran variación en los resultados del ángulo de fricción interna, esto se debe a la heterogeneidad del suelo, efecto que no se detecta en especímenes muy pequeños. Asimismo, la cohesión aparente es mayor pues al ser una prueba de carga controlada se produce un flujo plástico y luego una recuperación de fuerzas en los enlaces intergranulares (Lambe & Whitman, 2008)

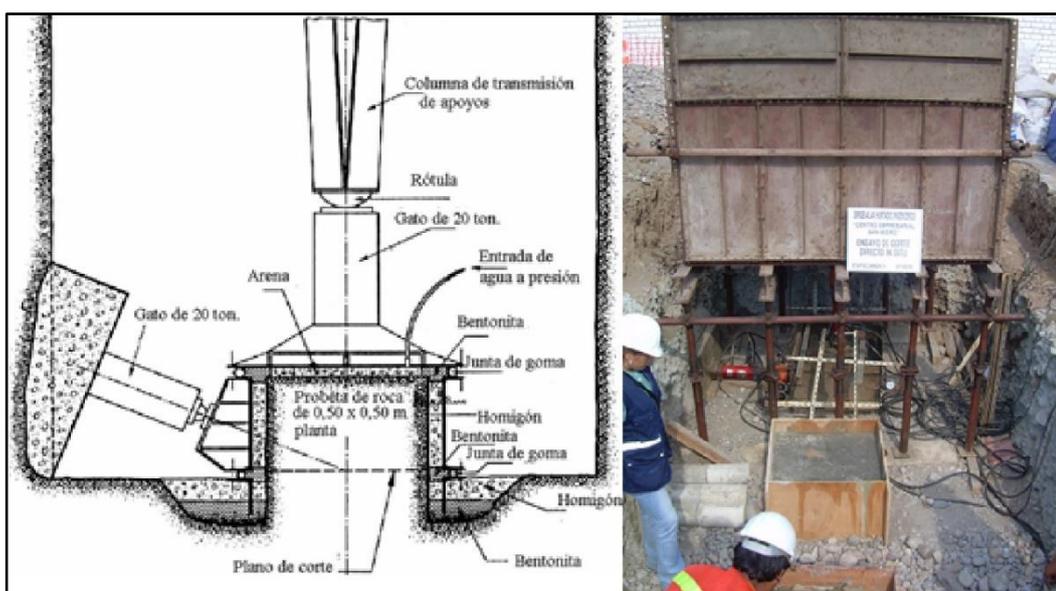


Figura 4: Esquema del Ensayo de Corte Directo In Situ (Alva Hurtado, 2011).

Este ensayo consiste en medir la resistencia al corte de un plano de falla predeterminado, deslizando una porción de suelo respecto a otra a lo largo de dicho plano. El ensayo se realiza en dos fases; en la primera se aplica una carga normal a la falla sobre el bloque tallado, controlándose los desplazamientos producidos; esta carga permanece constante a lo largo del ensayo. En la segunda fase se va aplicando carga tangencial hasta alcanzar la rotura del bloque a favor del plano de ensayo, midiendo la magnitud de la carga y los desplazamientos tangenciales y normales. La carga normal y de corte se aplica a la muestra mediante un gato hidráulico. El número de muestras a ensayar en cada caso es de tres o cuatro, aplicando en cada muestra una tensión normal distinta y una tensión tangencial creciente hasta la rotura. El resultado se presenta en una gráfica esfuerzo tangencial – esfuerzo normal, en el que cada muestra ensayada

representa un punto. Uniendo tales puntos se dibuja una recta que define la cohesión y el ángulo de fricción del material ensayado.

2.1.4 Parámetros de Resistencia Obtenidos en el Conglomerado Limeño

A lo largo del tiempo se han llevado a cabo diversos ensayos de corte in-situ en distintos puntos de la ciudad de Lima. Así pues, tomaremos la recopilación mostrada en la TABLA 2.

Tabla 2: Ensayos de corte in situ recopilados (Sánchez Rodríguez, Rodríguez Ortiz, López Valero, Laina Gómez, & Jiménez Morales, 2016)

Año	Ubicación	Fricción (°)	Cohesión (kN/m²)
2015	Sector Santa Anita (20.00m) Pico	43	47
	Sector Santa Anita (20.00m) Residual	39.5	40
2014	Sector Santa Anita (10.50m) Pico	42	64
	Sector Santa Anita (10.50m) Residual	37.5	36
	Av. Salaverry, Hospital del Empleado	36	40
	Hotel Larcomar, Miraflores (Pie del talud del acantilado)	35	10
	Hotel Larcomar, Miraflores (Talud a 40 msnm)	40	20
2007	Laboratorio CISMID	43.5	27
2005	Intersección Av. Izaguirre y Panamericana Norte	40	20
1997	Malecón de la Marina, Miraflores	39.9	55
1996	Intersección de la Av. Venezuela y Av. Universitaria	34	15
1982	Intersección de la Av. Emancipación y Jr. Camaná	40	40
1982	Intersección de la Av. Abancay y Av. Nicolás de Piérola (Beneficencia)	40	40
	Intersección de la Av. Abancay y Av. Nicolás de Piérola (Ministerio de Educación)	40	40

De acuerdo con estos datos, los valores pico de cohesión efectiva resultantes están comprendidos entre 64 y 10 kPa respectivamente, mientras que los del Angulo de fricción efectivos oscilan entre 43.5 y 34°. En definitiva, se trata de

resultados con una variabilidad amplia que responde a fenómenos de dilatación, variabilidad de matriz, cierta cementación o sobre consolidación; etc. (Sánchez Rodríguez, Rodríguez Ortiz, López Valero, Laina Gómez, & Jiménez Morales, 2016)

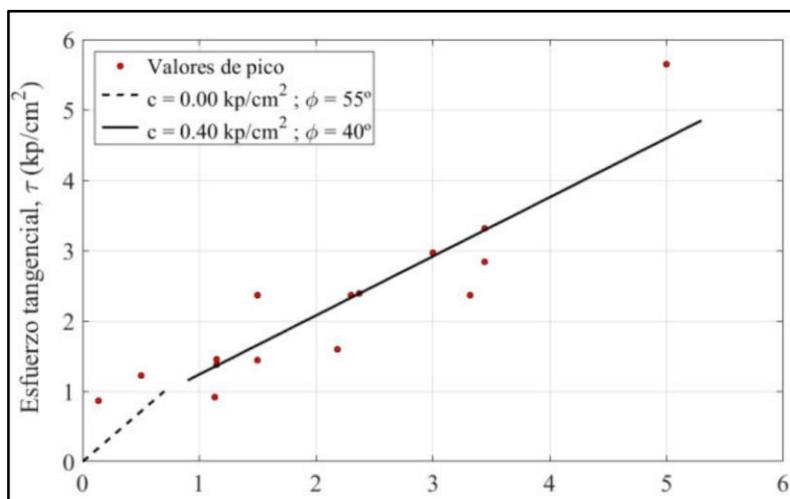


Figura 5: Resultados de los ensayos de corte in situ recopilados

Se observa en la FIGURA 5, el mismo autor propone una envolvente de rotura para niveles tensoriales bajos que pasa por el origen y con un Ángulo de fricción de 55°. Sin embargo, para estados tensionales mayores la cohesión propuesta sería de 40 kPa, con un Ángulo de fricción limitado a 40°. La diferencia de valores en cuanto al Ángulo de fricción se relaciona con un mayor componente de la dilatación (de unos 15°) para bajas tensiones, mientras que para estados tensionales superiores se acepta un incremento significativo de la cohesión atribuible a la presencia de cierta matriz, efecto de la consolidación, etc.



Figura 6: Vista del conglomerado de Lima. Obra Tramo 1 del Metro de Lima. 2010 (Fuente: Pilotes Terratest Perú S.A.C.)

Para finalizar, se presenta la FIGURA 6 donde se aprecia un corte vertical de casi 90° de aproximadamente 6 metros de altura y se encuentra meramente 'estabilizado' mediante una capa de shotcrete superficial. Esto pues refleja en la práctica cuan competente es el conglomerado de Lima desde el punto de vista geomecánica.

2.2 MUROS ANCLADOS COMO TECNOLOGÍA DE ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES

Consta de la construcción del muro perimetral subterráneo de una edificación a medida que se avanza la excavación. De esta forma, el muro se construye por niveles o franjas horizontales, de altura variable en función del tipo de suelo encontrado y de las sobrecargas que se tengan que soportar (ver FIGURA 7). Dentro de un mismo nivel el muro se ejecuta por paneles alternados, esto es para minimizar las deformaciones ocurridas durante la excavación aprovechando así las banquetas como elementos pasivos de contención. La estabilidad del muro, a medida que se profundiza en la excavación, se logra mediante la colocación de tirantes de anclaje postensados provisionales, los que se destensan una vez que las losas subterráneas de la edificación están en condiciones de tomar las solicitaciones de carga horizontal debido al empuje del suelo que transmite el muro. Existen también los casos en que los anclajes han de ser permanentes, para ello se tomarán ciertas consideraciones, así como un respectivo plan de mantenimiento durante su vida útil.

Ventajas:

- Este método permite que el muro construido cumpla la función de entibación durante el proceso de excavación para luego transformarse en el muro estructural definitivo incorporado a la superestructura.
- Por el motivo anterior se aprovecha el 100% de la superficie del terreno, cosa que no es posible con otras metodologías.
- No necesita de sobre excavación en el terreno vecino, como el caso de las calzaduras, evitando así problemas de seguridad a profundidades mayores donde la sobre excavación son de dimensiones considerables.
- Se logran grandes profundidades, sin aumentar considerablemente el ancho del muro.
- Permite un rápido avance en obra.

Desventajas:

- Este método es sólo válido para determinado tipo de suelos competentes, como por ejemplo la grava de Lima.
- Tampoco se permite para casos donde se registre la presencia de nivel freático, pues esto implica que el suelo pierda la cohesión aparente disminuyendo así su estabilidad. Además de incluir en los procesos constructivos un constante proceso de drenaje durante toda la excavación.
- Todas las etapas que conforman el proceso constructivo se basan en la experiencia de las compañías geotécnicas constructoras, de esta manera no se realiza una supervisión con un criterio y/o normativa vigente homogénea.
- La construcción se torna complicada, ya que en los muros deben considerarse armaduras de empalme de losas, vigas y columnas.



Figura 7: Vista de la excavación del proyecto: Edificio Omega (2010), Santiago de Surco- Lima.
Profundidad de Excavación: 28 metros. (Fuente Pilotes Terratest SAC)

2.2.1 Proceso constructivo

El procedimiento a seguir no se basa en ninguna norma internacional, sino más bien a la experiencia y práctica de los constructores, para el caso específico del conglomerado de Lima se aprovecha las condiciones geomecánicas del terreno que permiten realizar cortes verticales considerablemente mayores sin perder estabilidad. Para otros tipos de suelos de características no tan competentes se debe reducir la altura de cortes verticales

La construcción procede simultáneamente con el progreso de la excavación y el muro anclado que se va construyendo desde arriba hacia abajo. Esta secuencia constructiva ha dado buenos resultados, siempre y cuando se respeten las precauciones y siguiendo las normas de seguridad en cada etapa (Ver FIGURA 8)

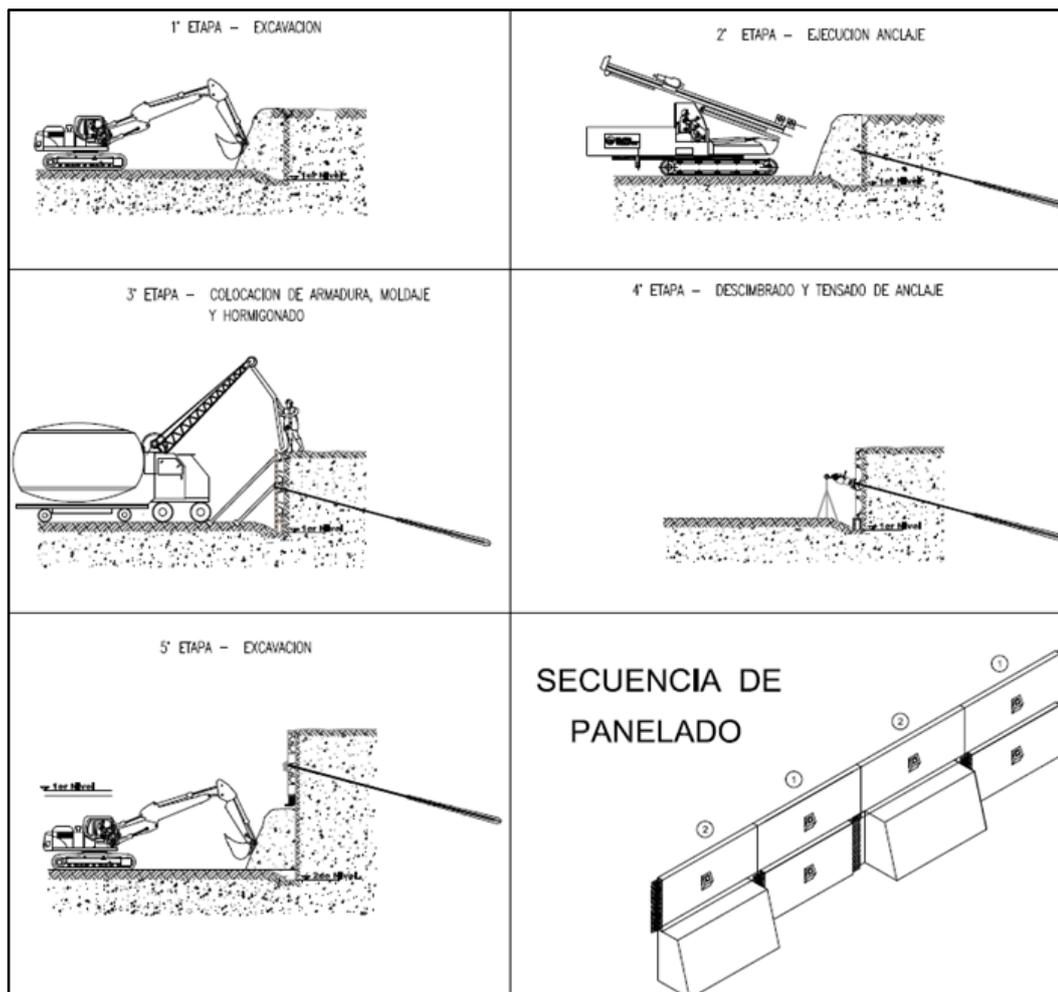


Figura 8: Esquema general del proceso constructivo de la metodología Muros Anclado (Fuente: Pilotes Terratest Perú SAC)

A continuación, se describen las principales etapas del proceso constructivo:

2.2.1.1 Excavación y perfilado

En primera instancia se excava para dejar una plataforma para la ejecución de los anclajes (ver FIGURA 9). La altura de la excavación depende de la altura del panel elegido, el cual a su vez depende del tipo de suelo y de la sobrecarga actuante en la cara posterior del talud a excavar. Del mismo modo el ancho del panel es variable entre 3.5 hasta 5 metros. Es importante tener siempre un mayor cuidado durante la ejecución del primer anillo esto debido que el material presente en los estratos superficiales está conformado por material suelto y/o relleno.



Figura 9: Primera etapa de excavación y perfilado. Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.2.1.2 Perforación e Instalación de los Anclajes

Luego de tener las banquetas, el siguiente paso es perforar continuo sobre las mismas hasta alcanzar la profundidad de diseño (Ver FIGURA 10). El método de perforación es elegido considerando las condiciones del terreno, por ejemplo, diferenciar si nos encontramos frente, arenas, arcillas, gravas pequeñas (bolones 5”), grava (bolones 12” a 15”) o si las rocas son abrasivas o no, estos puntos serán los parámetros para la adopción de los equipos y herramientas de perforación, garantizando así el correcto recubrimiento con lechada de concreto en toda su longitud o fundamentalmente en el bulbo.



Figura 10: Proceso de perforación. Fuente: Pilotes Terratest Perú

Una vez hecha la perforación, se procede a la instalación de los anclajes y la inyección de lechada de cemento como se aprecia en la FIGURA 11. Por otro lado, la presión de inyección de esta lechada dependerá principalmente del tipo de suelo, los valores de presión de inyección están en el rango de 8 a 15 bares. Este proceso es paralelo a la extracción de la tubería de perforación.



Figura 11: Proceso de Instalación de anclajes e inyección de lechada de concreto. Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.2.1.3 Colocación de Armadura del Muro

La ejecución del refuerzo estructural del muro se realiza en forma tradicional (Ver FIGURA 12) considerando también el uso de encofrado industrializado, manteniendo sí cierta precaución en lo siguiente:

- Verificar que el anclaje mantenga su inclinación (horizontal y/o vertical)
- Evitar el desmoronamiento mediante una proyección de una mezcla pobre de agua con cemento en la superficie de cara a la excavación previo al enmallado
- Durante la instalación de esta armadura se colocar una tubería de plástico como protección a los cables de acero además de prever dejar libre las zonas para el empalme de las losas y vigas con el muro.



Figura 12: Colocación de armadura de Muro. Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.2.1.4 Encofrado

Verificar que el anclaje inyectado, tenga un pase (Tubo PVC) entre el terreno y encofrado de 4" de diámetro si cuentan con torones de 2 ,3 o 4 cables y de 6" de diámetro cuando cuenten con 5, 6 o más torones de cables, con la respectiva inclinación (según proyecto) y lo suficientemente sujetado a la malla, para que al

momento del vaciado del concreto no se salga de su posición y no se altere el ángulo (Ver FIGURA 13) . Las columnas de borde son armadas y vaciadas junto con el muro. En lo posible los anclajes no deben coincidir con las columnas.



Figura 13:Proceso de encofrado en obra. Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.2.1.5 Vaciado de Concreto

Se hace por la parte superior (Ver FIGURA 14). Importante tener en cuenta que en todo momento se deberá asegurar el apuntalamiento del elemento estructural.



Figura 14: Vaciado de concreto en obra. Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.2.1.6 Desencofrado

Antes de empezar con el paso del tensado, se tiene que estar seguro que el muro alcanzó la resistencia de diseño para las cargas de tensado a aplicar es decir que el concreto llegue a una determinada resistencia para evitar fallas por Punzonamiento (O corte) durante el proceso de tensado (Ver FIGURA 15).

Una vez desencofrado el paño, deberá mantenerse apuntalado a los extremos de tal manera que se evite un volteo del muro, pues sin el tensado, este aun no es estable.

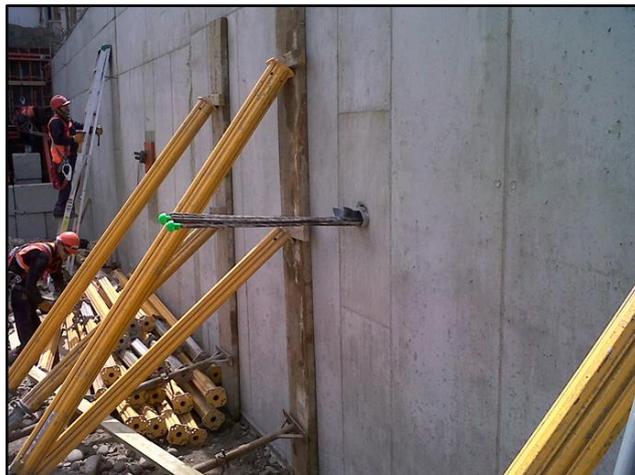


Figura 15: Proceso de Desencofrado Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.2.1.7 Tensado

Este procedimiento se deberá ejecutar una vez que el concreto del muro y la lechada que compone el bulbo hayan alcanzado la resistencia necesaria para soportar la carga asignada evitando por tanto una falla por punzonamiento y arrancamiento respectivamente.

Previo al procedimiento de tensado, se ejecuta la prueba de verificación de carga, llevando al anclaje hasta una carga igual a 1.2 veces la carga de diseño durante un pequeño intervalo de tiempo, dando así la conformidad del elemento en su conjunto. Ver FIGURA 16



Figura 16: Proceso de tensado mediante una gata hidráulica. Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.2.1.8 Destensado

El destensado de los anclajes de una entibación es el procedimiento por el cual se da por terminada la vida útil del anclaje y la carga necesaria para la estabilidad de la entibación, la cual dada por la capacidad a flexión de la estructura definitiva del edificio (las losas son los arriostres horizontales que cumplen esa función).

Para proceder al destensado de un anclaje se deben verificar principalmente entonces que la losa inmediata inferior y superior al anclaje debe poseer la resistencia a la compresión necesaria para poder absorber las sollicitaciones producto del destensado de los anclajes.

Finalmente se procede al corte de los anclajes mediante la utilización de un equipo oxicorte que por medio del calor afloja las cuñas. Se corta el cable a ras de la cuña y se aplica la llama sobre la cuña y al fundirse la misma suelta el cable, ejecutándose de a uno por vez, ver FIGURA 17.



Figura 17: Proceso de destensado de Anclajes. Fuente: Pilotes Terratest Perú

2.3 CÁLCULO DE PRESIÓN DE TERRENO SOBRE MUROS PANTALLA

2.3.1 Conceptos básicos

Los muros pantalla, así como también otras estructuras similares tales como cortina de pilotes, muro berlinés, muros cantiléver definidas como paredes verticales inseridas en el terreno o construidas en el suelo para permitir una excavación y sostener la consecuente diferencia de niveles entre las superficies de un lado al otro.

En la FIGURA 18 se aprecia que la diferencia básica con los muros de retención es que estas estructuras no tienen una parte que actué específicamente como

cimentación. De hecho, la presión de terreno del lado retenido es equilibrada por la presión de suelo actuante desde la parte embebida (longitud penetrada dentro del terreno) así como también por las fuerzas actuantes productos de los refuerzos (Anclajes o apuntalamientos)

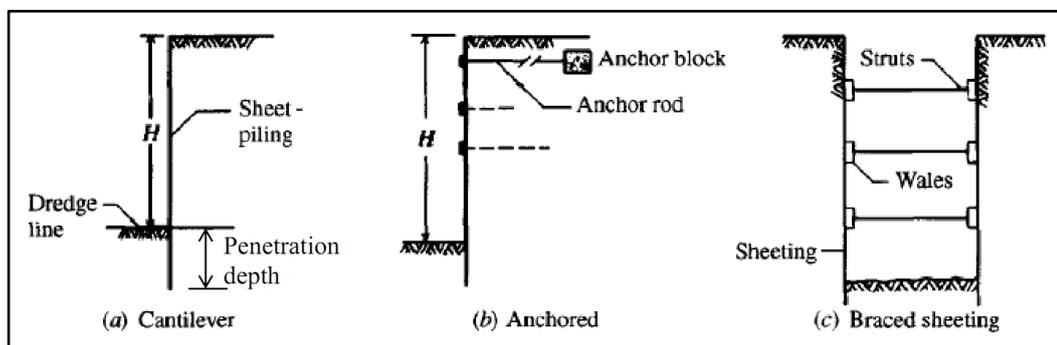


Figura 18: Tipos de Muro Pantalla (Potts & Zdravkovic, 2001)

A diferencia de los muros de gravedad, los empujes de terreno sobre muros pantalla no depende del tipo de suelo, más bien son función de la interacción suelo estructura y esta a su vez de los movimientos que se desarrollen entre ambos, por lo tanto, el problema matemático es altamente indeterminado (Santoyo Villa & Segovia Pacheco, 2002)

La magnitud y distribución de los empujes de tierra que actúan sobre los elementos de retención en excavaciones verticales depende tanto de las características geométricas y propiedades estructurales del muro o tablestaca, como de las propiedades mecánicas del material retenido. El procedimiento constructivo, las condiciones de drenaje, así como otros factores ambientales como los sismos, también contribuyen a modificar dichos empujes.

Existen diversos métodos desarrollados para el cálculo de empujes de tierra, en el caso de pantallas ancladas en excavaciones verticales, en síntesis, los métodos que comúnmente se han utilizado en el cálculo se clasifican en los grupos siguientes:

2.3.1.1 Métodos Clásicos

Se basan en las condiciones de equilibrio límite del terreno en los cuales se suponen empujes de tierras correspondientes a dicho estado, los que son, por lo tanto, independientes de la deformación.

2.3.1.2 Métodos Semi-empíricos

Son considerados actualmente como métodos de equilibrio límite, pero con modificaciones empíricas deducidas de estudios experimentales o mediciones en casos reales.

2.3.1.3 Métodos Elásticos

Se basan en la interacción suelo-estructura, por lo que se incluye en este método el modelo de Winkler o del coeficiente de balasto, en los cuales se supone que la reacción del suelo en un punto de pantalla depende solo del desplazamiento de dicho punto.

2.3.1.4 Método de Cálculo Numérico

Esta metodología proporciona soluciones más precisas, con mayor número de singularidades y son más representativos de la realidad. Sin embargo, como ya se verá más adelante, presentan el gran inconveniente en cuanto a que se deben conocer muy bien los parámetros de cálculo y modelización del problema, lo que conlleva a costosas investigaciones del terreno.

2.3.2 Redistribución de empujes según la EAB (2008)

Las recomendaciones del grupo de trabajo para las excavaciones por sus siglas en alemán EAB (2008), llevada a cabo por la Sociedad Geotécnica Alemana a partir de cientos de investigaciones experimentales en muros instrumentados, proponen redistribuciones de empujes (envolventes) para diferentes tipos de tecnologías de contención ya sean estas flexibles o rígidas. Los muros pantallas o muros vaciados in situ se encuentran dentro de las entibaciones rígidas y las redistribuciones de los empujes para estos, dependerán de cuantas líneas de anclaje posea el muro y de cómo se encuentren distribuidas sobre él.

Para poder adoptar esta redistribución de empujes se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- La distribución de la presión de suelo comienza al nivel de la superficie con la ordenada en cero y luego incrementa más rápido con la profundidad si se basa con la teoría clásica del empuje de suelo.
- Para muros pantalla de altura H , en la que se espera un incremento en la redistribución de la presión del suelo, es una función de la rigidez del muro y la deflexión del pie del muro, aunque también es función de las medidas estructurales que promueven los anclajes para una redistribución del empuje

de suelo. La zona de redistribución se selecciona si el diagrama de presión es compatible con las deformaciones y deflexiones en el pie el muro. Por lo general se acepta que estas redistribuciones se asuman desde la superficie hasta la excavación.

- La ordenada mayor de carga se encuentra en la zona de redistribución y esta dependerá de cuantos niveles de anclaje tenga la pantalla. Para más detalle ver FIGURA 19.
- En arenas esta redistribución se aplica a suelos densos y semi densos, para suelo no cohesivos ligeramente compactados también están sujetos a estas redistribuciones, aunque solo en un grado menor.

2.3.2.1 Empujes con 1 línea de anclaje

A continuación, se presenta la redistribución de empujes para muros pantallas con una sola línea de anclaje según la EAB (2008):

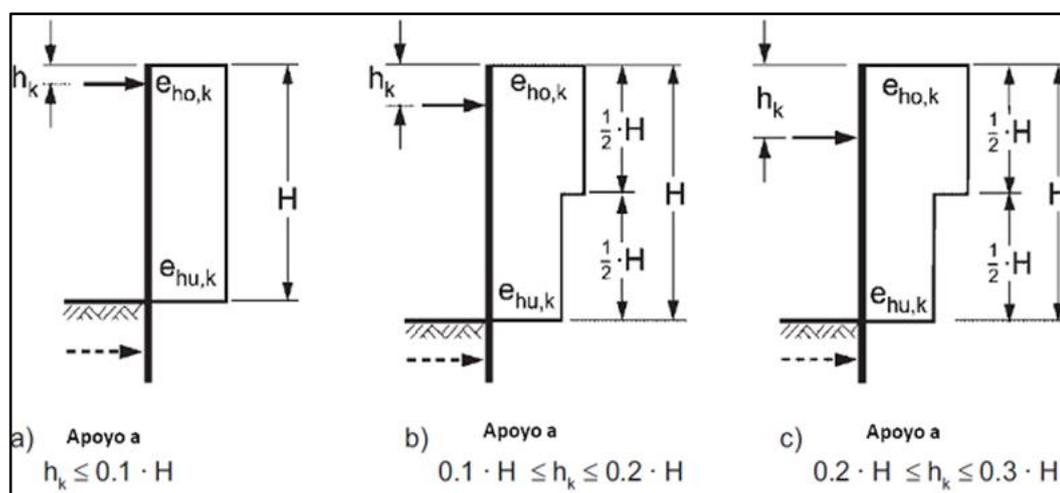


Figura 19: Redistribución de empujes para una línea de anclajes (EAB, 2008)

Como se aprecia las redistribuciones de los empujes cambian según la ubicación del anclaje, para poder adoptar el diagrama de la FIGURA 19(A) el anclaje debe estar a una distancia menor al 10% de la excavación y el diagrama se adopta de forma regular.

Para adoptar el diagrama propuesto en la FIGURA 19(B) el anclaje debe estar a una distancia que este entre el 10% y el 20% de la excavación y las relaciones $e_{ho,k}/e_{hu,k}$ de los empujes debe ser igual a 1.2.

Para adoptar el diagrama propuesto en la FIGURA 19(C) el anclaje debe estar en una distancia que este en el 20% y el 30% de la excavación y la relación $e_{ho,k}/e_{hu,k}$ de los empujes debe ser igual a 1.5.

2.3.2.2 Empujes con 2 líneas de anclajes

Ahora se presentan los diagramas de redistribución de la presión de terreno que se asumen para un sistema de muro pantalla anclado con 2 filas de anclaje según la EAB (2008). Véase la FIGURA 20.

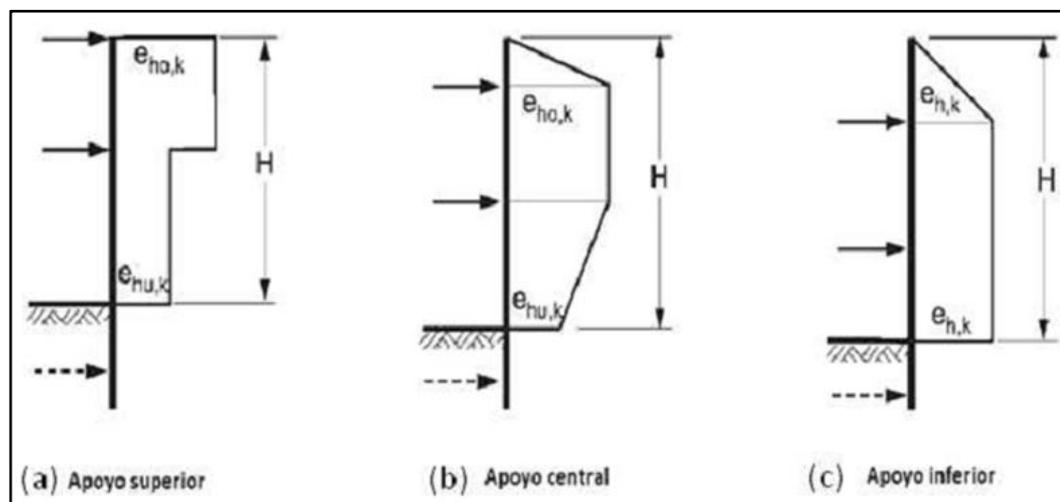


Figura 20: Redistribución de empujes para 2 líneas de anclajes (EAB, 2008)

Se adoptará el diagrama birrectangular propuesto por la FIGURA 20(A) si el anclaje superior se encuentra a un nivel de la superficie del terreno y el anclaje inferior se ubica por encima de la mitad de la excavación H , mientras que la relación $e_{h0,k}/e_{hu,k}$ de las ordenadas debe ser igual a 1.5.

Se adoptará el diagrama cuadrilateral propuesto en la FIGURA 20(B) si el anclaje superior se encuentra a un nivel aproximadamente al de la superficie y el anclaje inferior se ubica aproximadamente a la mitad de la excavación H , mientras que la relación $e_{h0,k}/e_{hu,k}$ de las ordenadas debe ser igual a 2.

Si a las dos filas de anclaje se encuentran muy bajas se adoptará el diagrama trapezoidal propuesto por la FIGURA 20(C).

2.3.2.3 Empujes con varias líneas de anclajes

El diagrama de redistribución de presiones de terreno que se muestra en la FIGURA 21 se asume como real para los muros pantalla con tres líneas de anclaje o con múltiples líneas de anclaje, siempre que los puntos de flexión estén a la altura de los puntos de apoyo de los anclajes y la relación $e_{h0,k}/e_{hu,k}$ de las ordenadas debe ser igual a 2, además la resultante de carga del diagrama debe estar en un rango entre $Z_e = 0.4H$ y $Z_e = 0.5H$

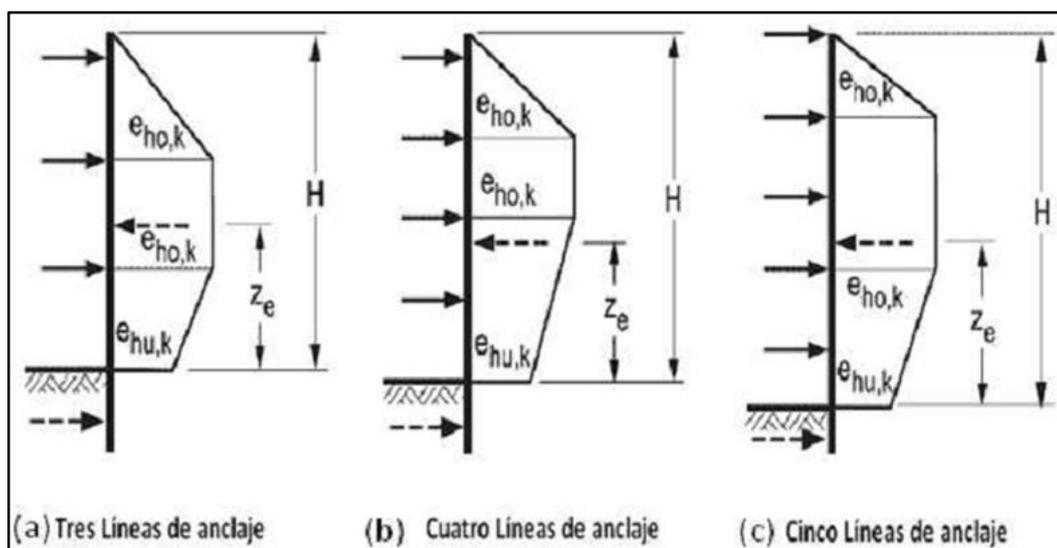


Figura 21: Redistribución de empujes para varias líneas de anclajes (EAB, 2008)

Los diagramas de presiones recomendados por la EAB (2008) mencionados anteriormente, no toman en cuenta la etapa de construcción previa. Definiciones de distribuciones de suelo que son más precisas tiene en cuenta las etapas previas de construcción y el aumento de las presiones de suelo en la etapa de la excavación, este aumento de la presión del suelo actúa principalmente en el último soporte instalado.

Esto es particularmente importante en terreno estratificado. Anclajes que están a una distancia menor al 30% de la altura del muro H no tiene ningún impacto apreciable en la forma del diagrama de presión.

2.4 MODELACIÓN NUMÉRICA: MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

2.4.1 Introducción

Tradicionalmente, el diseño geotécnico se ha llevado a cabo mediante el uso de análisis simplificados o enfoques empíricos, haciendo entonces que la mayoría de los códigos de diseño o manuales se basen en tales criterios. Pero en las últimas décadas, la introducción de cada vez menos costosas y sofisticadas computadoras han traído como resultado considerables avances en el análisis y diseño de estructuras geotécnicas. Se ha logrado entonces demasiado progreso en el intento de modelar el comportamiento de estructuras geotécnicas en estado de servicio, así como también para investigar los mecanismos en la interacción suelo – estructura (Potts & Zdravkovic, 2001).

En el CAPÍTULO IV: MODELACIÓN, se llevará a cabo una modelación geotécnica de una excavación real con la ayuda de un software de ayuda, que emplea la metodología de elementos finitos. Con este propósito, es necesario definir primero las principales suposiciones teóricas, así como también los modelos constitutivos que gobiernan el comportamiento de cada material y el proceso constructivo de la excavación.

2.4.2 Consideraciones Teóricas

2.4.2.1 Requerimientos para la solución general

En general, una solución teórica debe satisfacer las ecuaciones de Equilibrio, Compatibilidad, las relaciones constitutivas del material y las condiciones de borde (Fuerzas y desplazamientos). Cada una de estas condiciones será considerada separadamente más adelante.

Un esquema de dependencias entre estas variables y condiciones de borde en un análisis estático son mostradas en la FIGURA 22.

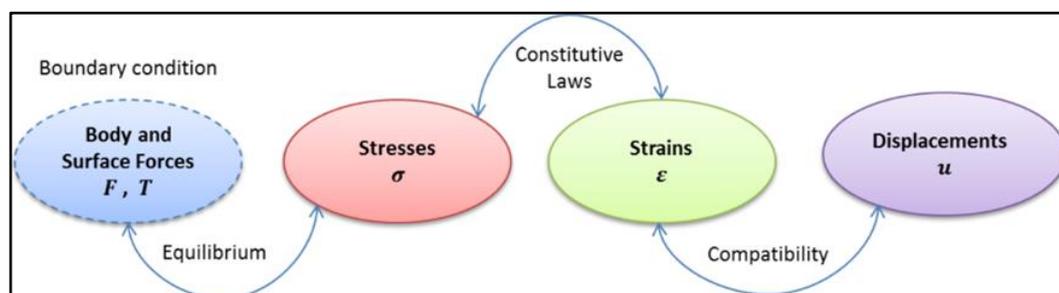


Figura 22: Relaciones entre el conjunto de variables en un análisis estático de Mecánica de Suelos (Timoshenko & Goodier, 1951)

2.4.2.2 Ecuaciones de Equilibrio:

Para cuantificar como las fuerzas son transmitidas a través de un medio continuo, se determina el concepto de esfuerzo (*fuerza/unidad de area*). La magnitud y dirección del vector esfuerzo, así como la manera como esta varía espacialmente, indica como las fuerzas son transmitidas. Sin embargo, estos esfuerzos no varían aleatoriamente, y además deben obedecer ciertas reglas. La ecuación de equilibrio relaciona entonces el tensor esfuerzo con las fuerzas del cuerpo a través de la ecuación de Cauchy. Finalmente, despreciando los efectos inerciales y las fuerzas de cuerpo (excepto el peso propio), los esfuerzos en una masa de suelo deben satisfacer las siguientes tres ecuaciones (Timoshenko & Goodier, 1951):

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + W = 0$$

Nótese lo siguiente:

- El peso propio (W) es una fuerza de cuerpo y actúa en la dirección Z
- Esfuerzos en compresión son asumidas como positivas
- Las ecuaciones de equilibrio (2.1) están términos de esfuerzos totales
- Los esfuerzos también debes cumplir las condiciones de borde (por ejemplo: en los bordes los esfuerzos deben estar en equilibrio con las fuerzas de superficie a tracción)

2.4.2.3 Ecuaciones de compatibilidad:

La compatibilidad de deformaciones involucra no superponer el material ni generar agujeros. La interpretación física de compatibilidad se expresa matemáticamente, mediante la consideración la definición de deformaciones. Si los desplazamientos están introducidos como una función continua u_x , u_y y u_z en la dirección x , y y z respectivamente, las deformaciones están definidas como sigue:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial u_x}{\partial x}; \varepsilon_y = -\frac{\partial u_y}{\partial y} = 0; \varepsilon_z = -\frac{\partial u_z}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y}; \gamma_{yz} = -\frac{\partial u_z}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial z}; \gamma_{xz} = -\frac{\partial u_z}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Como las seis deformaciones son función de solo tres desplazamientos, ellos no son independientes. Se demuestra matemáticamente que un campo de desplazamientos compatible exista, Todos los componentes de deformaciones y sus derivados deben existir (y de contorno) ser continuos y por lo menos de segundo orden. El campo de desplazamientos debe satisfacer cualquiera de los desplazamientos restringidos o impuestos en el contorno.

2.4.2.4 Ecuaciones Constitutivas:

Esta es una descripción del comportamiento de la materia, en simples términos esto es una relación del comportamiento esfuerzo – deformación del suelo. Esto

usualmente toma la forma de una relación entre los esfuerzos y deformaciones y por lo tanto provee un nexo las ecuaciones de equilibrio y las de compatibilidad

Para propósitos de cálculo el comportamiento constitutivo tiene que ser expresado matemáticamente de la siguiente manera:

$$\begin{pmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_{xy} \\ \Delta\sigma_{xz} \\ \Delta\sigma_{zy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_{xy} \\ \Delta\varepsilon_{xz} \\ \Delta\varepsilon_{zy} \end{pmatrix} \quad (2.3)$$

O denotado en su forma compacta de la siguiente manera: $\Delta\sigma = [D] \Delta\varepsilon$

Para el caso particular de material lineal elástico e isotrópico la matriz $[D]$ es fácil de estimar cada componente de la matriz a partir de los parámetros conocidos como: Modulo de Young (E) y el Coeficiente de Poisson (ν). Sin embargo, esto no es común en mecánica de suelos, por tanto, es más realista dejar la matriz en términos generales D_{ij}

2.4.2.5 Deformación Plana (Plane Strain):

Debido a las especiales características de muchos de los problemas físicos tratados en la mecánica de suelos, es decir algunas consideraciones adicionales, de considerable magnitud son aplicadas. Problemas, tales como: análisis de muros de retenciones, cimentaciones corridas y estabilidad de taludes, generalmente tienen una dimensión muy larga en comparación con las otras dos (ver FIGURA 23)

Por lo tanto, si la fuerza y/o una condición de borde de desplazamiento aplicada es perpendicular a esta es independientes esta dimensión, y se cumple que todas las secciones de corte son las mismas. Si la dimensión Z del problema es largo, se asume que los estados existentes en el plano $x - y$ es el mismo en cada una de ellas. El desplazamiento relativo a cualquier sección paralelo $x - y$ es cero. Esto significa que $u_z = 0$, lo que a su vez significa que los desplazamientos en u_x y u_y son independientes de las coordenadas en Z . Se dice que las condiciones consistentes con estas aproximaciones definen el muy importante caso de Deformación Plana o "Plane Strain"

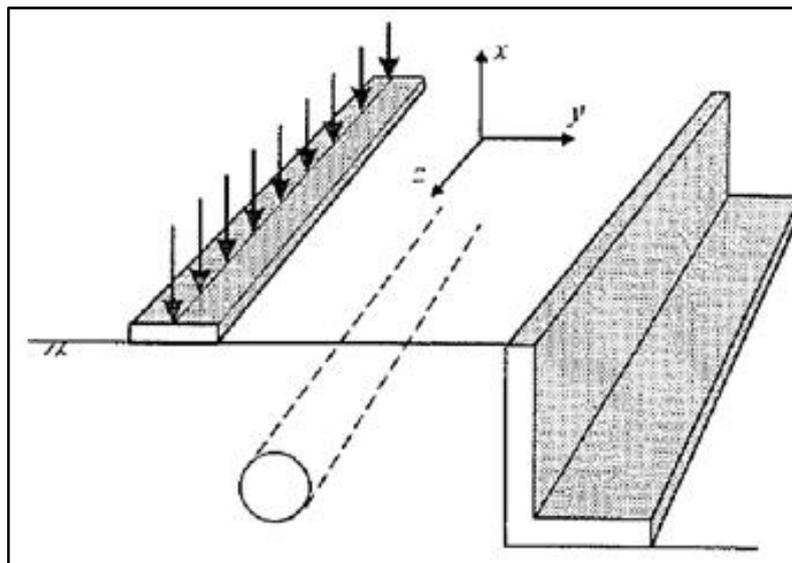


Figura 23: Ejemplos de Planos de Deformación (Plane Strain Problem)

En este sentido, el número de ecuaciones es reducida, necesitando menos memoria de computación durante una simulación numérica.

2.4.3 Modelos constitutivos

Los suelos no presentan un comportamiento linealmente elástico y perfectamente plástico para un entero rango de carga, los suelos son más bien materiales complejos mostrando un comportamiento no lineal, anisotrópico y variable con el tiempo cuando están sometidos a esfuerzos. Esto es descrito con las características siguientes:

- La disipación del exceso de presión de poros debido a la consolidación causa cambios en los esfuerzos efectivos y en la deformación,
- La rigidez del suelo no es constante, pero si depende de varios factores, tales como: nivel de esfuerzo, trayectoria de esfuerzos, nivel de deformaciones permeabilidad, densidad, nivel de sobre consolidación, anisotropía etc.
- La mayoría de suelos poseen una muy pequeña región elástica, y muestran una irreversible deformación desde el inicio de la carga.
- La resistencia de corte de los suelos depende del nivel de presión efectiva de confinamiento, velocidad de carga, densidad, sobre consolidación, anisotropía, etc.
- En los suelos blandos, cuando el exceso de presión de poros se disipa, el asentamiento podría continuar con el tiempo debido al Creep.

2.4.3.1 Elasticidad Lineal

El modelo lineal elástico está basado en la ley de Hook para materiales elásticos isotrópicos, esto podría ser usado para modelar cuerpos rígidos, tales como paredes de concreto o roca intacta. La FIGURA 24 ilustra con un simple gráfico la trayectoria de esfuerzos y deformaciones en un modelo lineal elástico. Estos modelos lineales isotrópicos no simulan ninguna de las importantes facetas del comportamiento de los suelos. Estos, por lo tanto, tienen un limitado uso para el análisis de problemas geotécnicos.

Dos ingredientes básicos son necesarios para modelar el comportamiento del material en este modelo: Módulo de Young (E) y el Coeficiente de Poisson (ν).

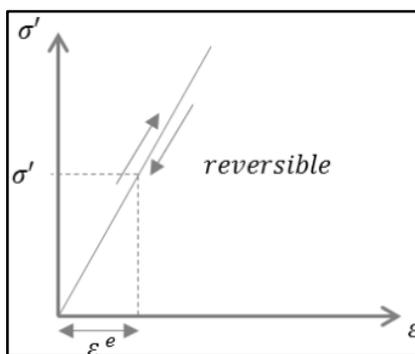


Figura 24: Diagrama del comportamiento lineal elástico: σ' vs ϵ

2.4.3.2 Modelo Perfectamente plástico

La FIGURA 25 muestra un comportamiento dividido en dos trayectorias, la primera (AB) es idéntica a la del modelo lineal elástico, pero una vez que el cuerpo es deformado más allá σ_y , significará que la curva supera el punto B, entonces se dice que el material se plastifica. No hay más una relación esfuerzo deformación, además que los esfuerzos se mantienen constante e iguales a σ_y . Si la barra es ahora descargada, el material será sometido a un proceso elástico paralelo a la primera trayectoria, y también habrá una deformación permanente, conocida como deformación plástica.

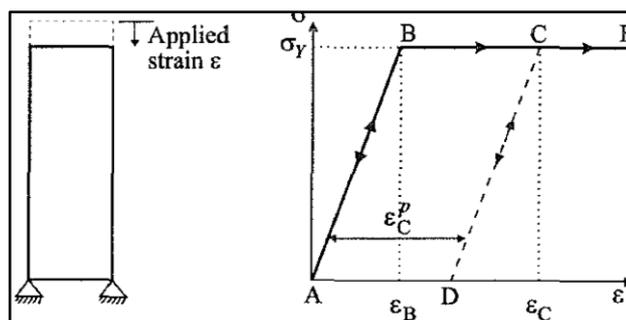


Figura 25: Carga uniaxial de un modelo material Elasto-Plástico Perfecto

2.4.3.3 Modelo Mohr – Coulomb

El modelo Mohr-Coulomb (MC) es elástico perfectamente plástico, conteniendo cinco parámetros: Módulo de Young y Coeficiente de Poisson para la elasticidad del suelo, Ángulo de Fricción y Cohesión para la plasticidad y, por último, el Ángulo de dilatación (Ver FIGURA 26)

Aunque el incremento de la rigidez con la profundidad es tomado en cuenta, este modelo no incluye una dependencia de esfuerzos, trayectoria de esfuerzos o rigidez anisotrópica. En la medida que el comportamiento de la resistencia es afectado, este modelo es adecuado para el análisis de estabilidad de taludes. Sin embargo, el modelo no muestra el ablandamiento después de haber alcanzado el pico de resistencia en el suelo. Como sea, el modelo Mohr-Coulomb da un significado a la trayectoria de esfuerzos, por tanto, el modelo MC predice bien la resistencia al corte.

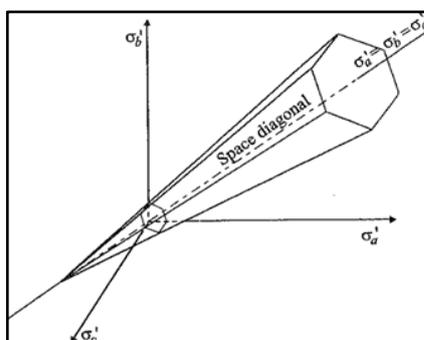


Figura 26: Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales (Potts & Zdravkovic, 2001)

La función de potencial plástico contiene un tercer parámetro de plasticidad: La dilatación (φ), este parámetro es requerido para modelar los incrementos de volumétricos plásticos (por ejemplo, una expansión) como en realidad se observan para terrenos densos.

Para $C > 0$, el criterio estándar Mohr-Coulomb permite tensión, este comportamiento se incluye en el código ABAQUS (explicado en el CAPITULO IV)

2.5 INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA: INCLINÓMETROS

2.5.1 Generalidades

El monitoreo permite obtener información y datos a partir de mediciones de deformaciones o desplazamiento de estructuras y masas de suelo. Teniendo presente que lo esencial del monitoreo geotécnico debe ser la precisión y confiabilidad de las mediciones; Además de la simplicidad y rapidez en la

ejecución, registro, manejo de información y presentación de los resultados (Suárez, 2009)

Los inclinómetros son equipos que miden la inclinación de una tubería inclinométrica introducida en estratos de suelos y/o rocas, respecto a una línea vertical u horizontal, según la posición de la misma, y mediante operaciones trigonométricas determinan los desplazamientos horizontales o verticales correspondientes a dichos puntos de medición (Ver FIGURA 27)

Para la medición de la inclinación de la tubería y transferencia de información, los inclinómetros cuenta con diversos dispositivos como, sensores electrónicos de inclinación o servo acelerómetros, cables eléctricos, unidad de almacenamiento y programas (software) de apoyo. Los sensores electrónicos se encargan de medir la inclinación de la tubería, respecto al eje vertical u horizontal; los cables, transfieren mediante impulsos eléctricos la información de los sensores a una unidad lectora o de almacenamiento de información y los programas de apoyo sirven para transferir la información a computadoras personales y para realizar presentaciones diversas de los resultados.

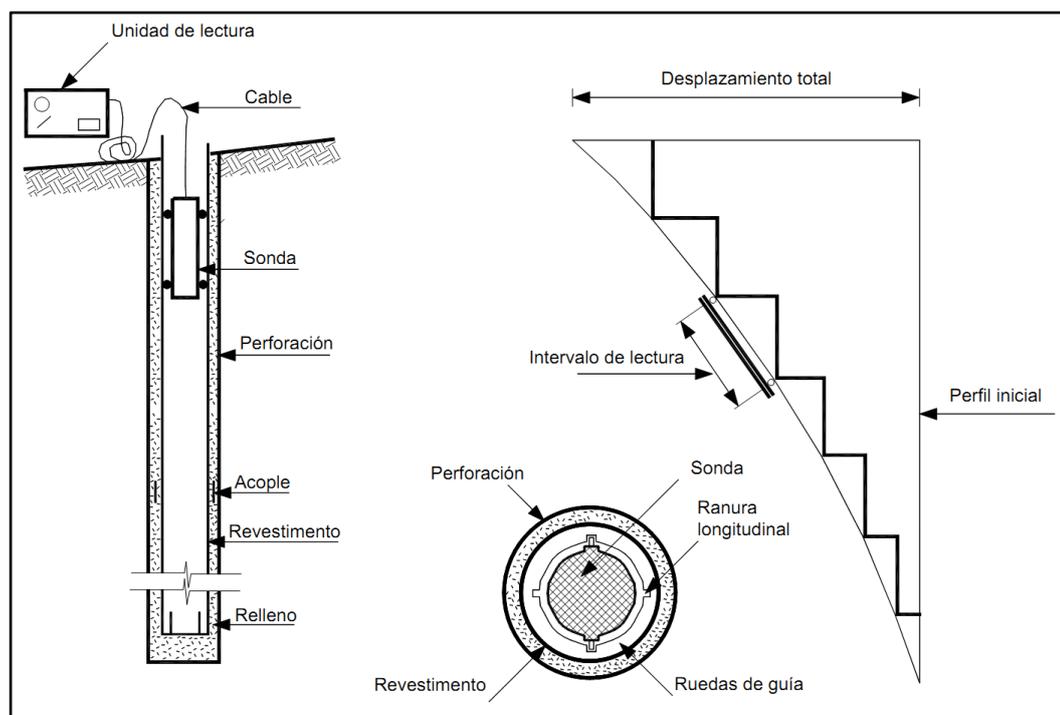


Figura 27: Esquema de un Inclinómetro

Por otra parte, según las necesidades del proyecto, requiere de una mayor o menor continuidad de los ensayos inclinométricos, por lo cual se opta entre “inclinómetros portátiles o fijos”, siendo los primeros los utilizados en aquellos

casos en que los riesgos involucrados son menores y es factible la realización de ensayos con sondas inclinométricas de forma periódica (diarias, semanales, mensuales, etc.).

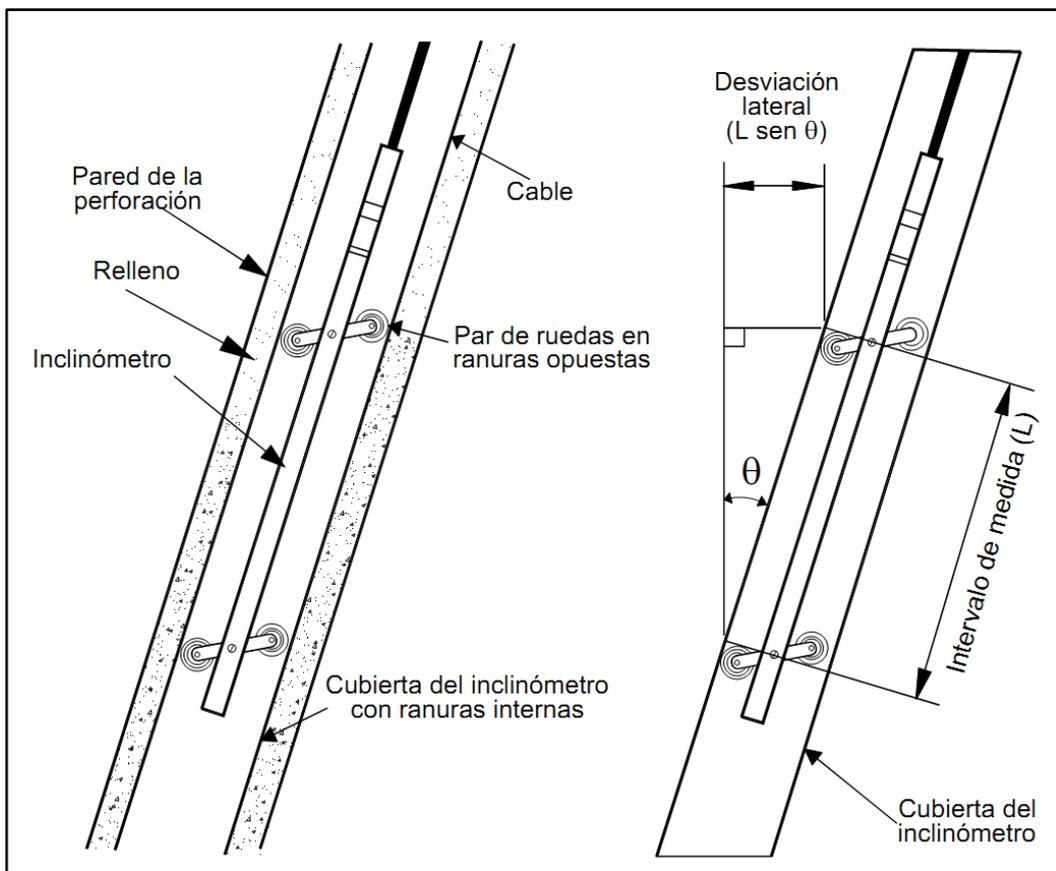


Figura 28: Sistema del Inclinómetro (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

2.5.2 Descripción del Equipo Inclinométrico

2.5.2.1 Tuberías Inclinométricas

Estas son fabricadas de plástico, aleaciones de aluminio o fibra de vidrio, la selección de la misma depende del entorno en que serán instaladas y de su facilidad de manipulación, por ejemplo, las altas temperaturas dañan las tuberías de plástico, altos o bajo contenido de PH dañan la tubería de aluminio y las de fibra de vidrio se astillan o rompen al ser manipuladas bruscamente.

Estas tuberías, son fabricadas de distintos diámetros y la elección a colocar dependerá de cuan prolongado sean el monitoreo y de la magnitud de las deformaciones esperadas, por ejemplo, las tuberías de mayor diámetro son las más recomendables se detiene si el monitoreo es prolongado por su mayor durabilidad, debido a que resisten grandes deformaciones. Sin embargo, se debe

tener siempre en consideración el diámetro de perforación con lo que se pueda contar.

Las tuberías inclinométricas contienen en su interior cuatro ranuras en todo su largo, orientadas a cada 90°, las cuales son utilizadas como guías para las ruedas de la sonda inclinométrica que es introducida al momento de realizar las mediciones.

2.5.2.2 Sondas inclinométricas

Para la adquisición de datos de las deformaciones de la tubería inclinométrica en el transcurso del monitoreo se hace uso de una sonda biaxial el cual consta de un sensor de inclinación o servo acelerómetros, que consisten en dispositivos electro mecánicos, formados básicamente por un péndulo simple colocado en un campo electromagnético, el cual genera fuerzas de inercia de péndulo, cuando estas últimas cambian de su posición original, dichas fuerzas son transformadas en inclinaciones y transferidas a la unidad lectora en forma de impulsos eléctricos.

Estos aparatos contienen 2 sensores orientados 90° uno del otro, con lo cual en una misma medición se realiza lecturas ortogonales uno del otro proporcionando de esa manera lecturas más completas de forma más eficiente y rápida.

Respecto a las ruedas de dichas sondas, estos se encuentran distanciadas a 50 centímetros, estas distancias representan el intervalo de profundidad al cual se deben tomar las lecturas al realizar los sondeos.

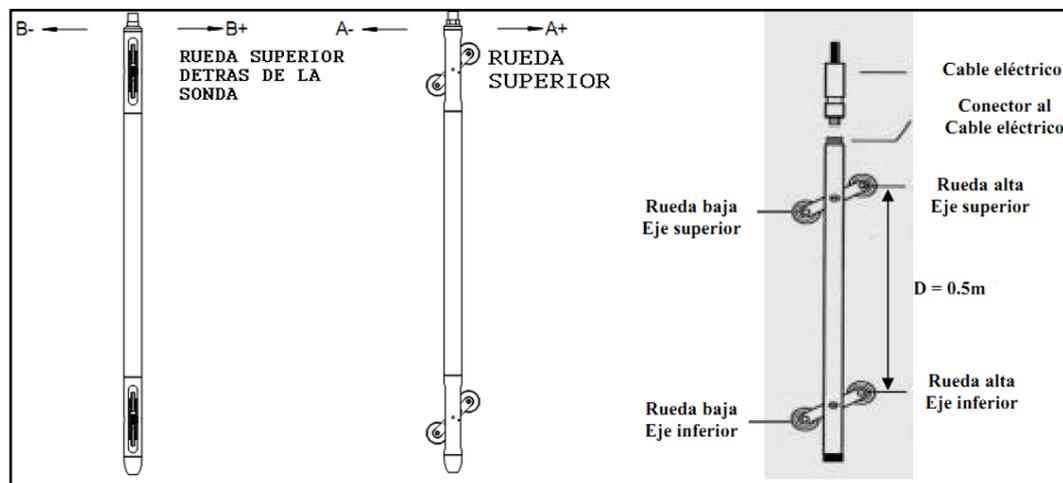


Figura 29: Esquema general de la Sonda Inclinométrica (Suárez, 2009)

2.5.3 Procesamiento de Datos Recolectados

2.5.3.1 Puesta a Cero

El primer paso antes de iniciar las campañas en obra de las lecturas que han proporcionado los desplazamientos horizontales que ha experimentado el terreno, lo constituye la puesta a cero de los dispositivos.

A continuación, se obtiene la primera lectura de la inclinación del sistema en el fondo del tubo guía y luego se continúa efectuando otras a lo largo de él. Estas lecturas son realizadas por intervalos de 0,50 metros en la profundidad en forma ascendente. El objetivo de esta primera serie de lecturas es definir la alineación inicial del revestimiento y determinar la existencia de una primera fuente de error conocida como "Bias-Shift". Finalmente, se continúa una serie de lecturas en fechas posteriores, cuya diferencia con las anteriores determina cualquier cambio o variación en la verticalidad.

Con el objeto de obtener un menor grado de incertidumbre entre las lecturas efectuadas, es necesario realizar dos series de lecturas por cada dirección. La FIGURA 30 muestra los ejes en los cuales se deben realizar las lecturas. En ella se observan los ejes A^+ , A^- , B^+ y B^- , donde cada uno tiene una diferencia de 90° entre sí.

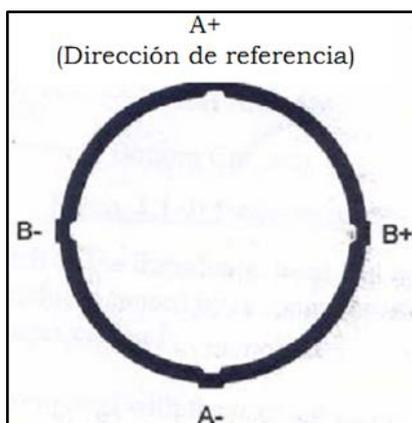


Figura 30: Corte transversal de la tubería de revestimiento de un inclinómetro

2.5.3.2 Interpretación y Manejo de los Datos

Debe tenerse muy claro para la interpretación de la información obtenida, que lo que mide el inclinómetro es la inclinación del tubo en diferentes profundidades. Es importante que la perforación sea lo más vertical posible para que las mediciones sean más precisas. El segundo y demás grupos de mediciones se comparan con la medición inicial, suponiendo siempre que el fondo del tubo se encuentra anclado

en terreno estable. Posteriormente, en un programa de computador se comparan las mediciones y se elabora un gráfico de movimientos laterales contra profundidad, en el plano de las ranuras. Si las ranuras A se han alineado perfectamente con la dirección principal del movimiento, se mostrará todo el movimiento en el eje A y ningún movimiento en el eje B. Normalmente, la información del inclinómetro se grafica como deflexión lateral en el eje A y en el eje B. Se recomienda entonces, una exageración de escala de 120 entre la horizontal y la vertical, para permitir la interpretación fácilmente.

3 CAPÍTULO III: CASO DE ESTUDIO

3.1 INTRODUCCIÓN

Con motivo de construcción de un edificio multifamiliar de 13 pisos en la ciudad de Lima (Ver FIGURA 31), que contempló la construcción de 3 a 4 niveles de sótano, se procedió a la implementación de un sistema de entibación para la excavación con el fin de otorgar estabilidad a la superficie excavada, proponiendo entonces la ejecución de anclajes postensados temporales.

En resumen, el sistema de estabilización adoptado fue el de Muro anclado, considerando que el terreno de conformación es el conglomerado de Lima. Como se describió en el primer capítulo, esta metodología consiste en anclar los paneles que se van ejecutando por bataches en una secuencia alternada hasta completar el perímetro y poder proceder a realizar lo mismo en el nivel de paneles inferiores hasta completar la totalidad de la excavación.

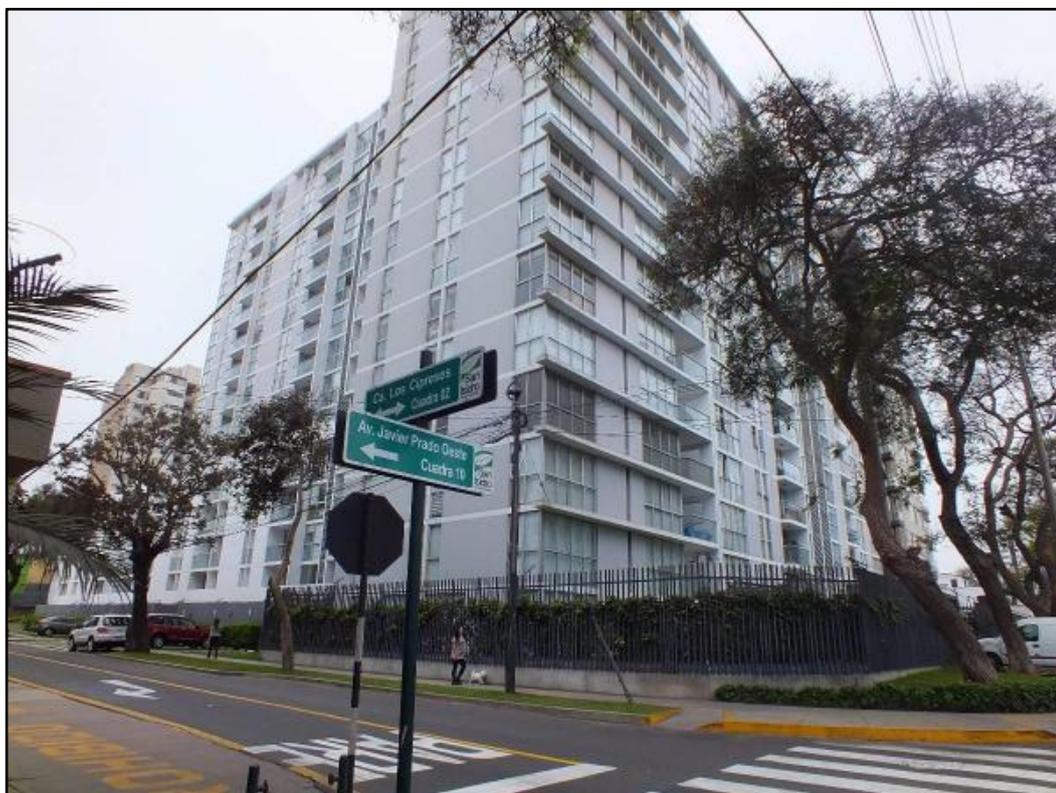


Figura 31: Proyecto del Edificio Multifamiliar en su etapa final de construcción.

En general, los niveles a anclar, consideran paneles de aproximadamente 5.00m de ancho y 3.50m de altura (Ver FIGURA 32). Los anclajes tuvieron por lo general la misma separación. Estos muros de concreto armado soportan lateralmente la excavación y trabajan principalmente a flexión.



Figura 32: Estabilización perimetral del proyecto durante la etapa de excavación.

3.2 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

Con el fin de caracterizar el suelo de fundación se llevó a cabo una campaña geotécnica, contemplando la ejecución de calicatas en el área de proyecto, así como también ensayos de clasificación para determinar el tipo de suelo encontrado en campo (Ver ANEXO A: ESTUDIOS DE CAMPO)

En base a dicha información los Ingenieros proyectistas realizaron el siguiente perfil estratigráfico (Ver TABLA 3) con el fin de calcular los empujes de terreno y un análisis de estabilidad de taludes, mediante la redistribución de empujes según la EAB (2008) y el método de equilibrio límite respectivamente (ver ANEXO B)

Tabla 3: Perfil estratigráfico

Profundidad		Estrato	Peso unitario (KN/m^3)	Angulo de fricción interna ($^{\circ}$)	Cohesión (KN/m^2)
Desde	Hasta				
0.00	1.20	Relleno	19	20	5
1.20	4.00	Grava semi densa	21	38	20
4.00	8.00	Grava densa	22	40	30
8.00	20.00	Grava muy densa	22	42	40

3.3 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

De acuerdo a las máximas profundidades de diseño de cimentación especificado en el plano de estructuras, y así como también tomando en cuenta la sobrecarga alemana a la zona de excavación, se realiza una zonificación de todo el perímetro para el posterior diseño estructural de los elementos que conforman la tecnología de muros anclados, tales como: Cantidad de líneas de anclaje, Longitudes de anclaje y Carga de tensado.

La FIGURA 33 muestra la zonificación a lo largo de todo el perímetro, siendo un total de 10. Nos enfocaremos entonces en una zona en particular denominada: **Zona 2A** que será específicamente objeto de nuestro estudio de aquí en adelante.

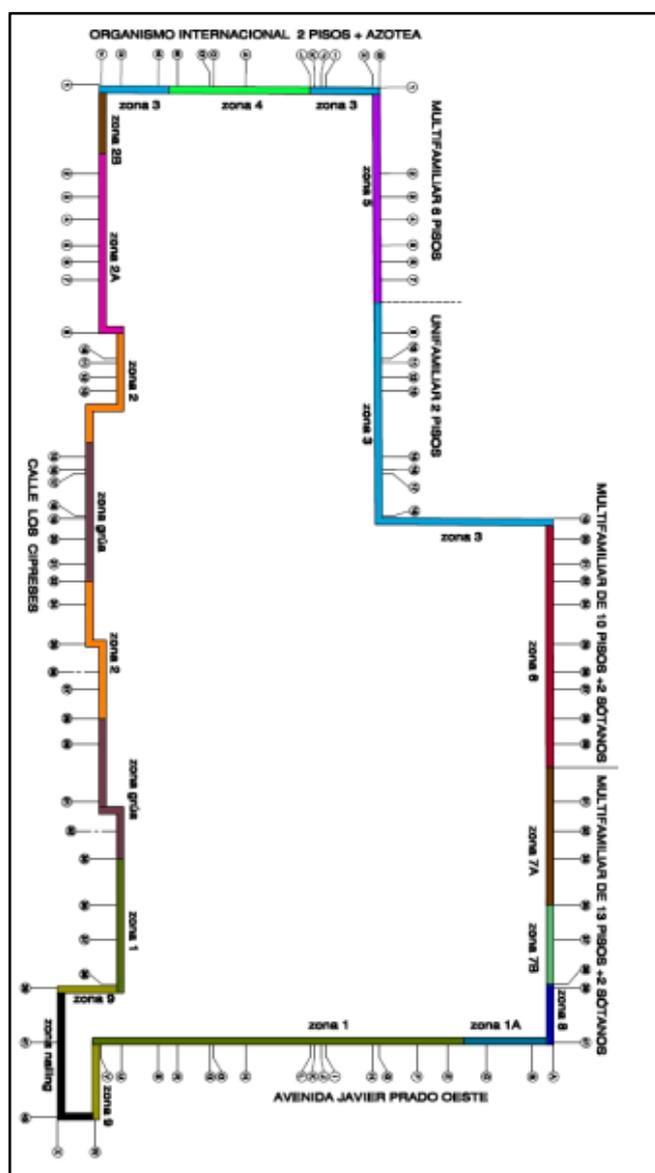


Figura 33: Zonificación

3.3.1 Análisis y diseño de la zona estudiada

A continuación, la TABLA 4 y la Figura 34: Plano de elevación de la zona a analizar detallan las características del sistema de anclajes, así como su posición en el terreno.

Tabla 4: Características del sistema de anclajes en la zona analizada

Línea	Cota	Cantidad	e_s	L_B	L_F	L_0	α_v	Carga (Tn)
			(m)	(m)	(m)	(m)	(°)	
1	-2.5	3	5.0	3.5	7.5	11	10	48
2	-6.0	3	5.0	3.5	6.3	9.80	10	55
3	-9.5	3	5.0	3.5	5.5	8.5	10	55
4	-13.0	2	5.3	3.5	5.5	9.0	10	58

Siendo:

- e_s : Espaciamiento horizontal entre anclajes
- L_B : Longitud de bulbo de anclaje
- L_F : Longitud libre de anclaje
- L_0 : Longitud total de anclaje
- α_v : Angulo de inclinación con la vertical

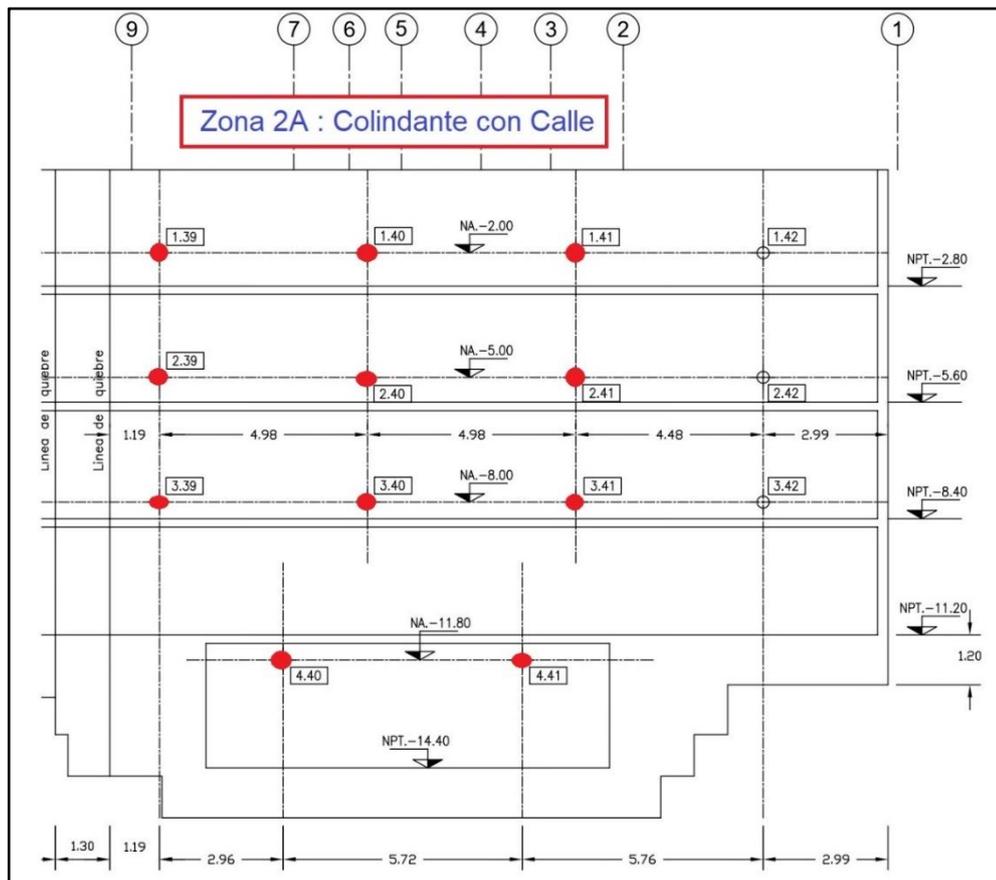


Figura 34: Plano de elevación de la zona a analizar

4 CAPÍTULO IV: MODELACIÓN GEOTÉCNICA

4.1 INTRODUCCIÓN

Como se comentó previamente, el desarrollo de la computación ha permitido un gran desarrollo de la mecánica y sus diversas aplicaciones prácticas; Esto debido principalmente a que sirve como herramienta para simular el comportamiento de distintos materiales, implementando dentro de su código alguna metodología de aproximación numérica, siendo una de las más conocidas el Método de los Elementos Finitos (MEF).

Del mismo modo, el programa computacional ABAQUS utiliza dentro de su código, la metodología FEM, y es conocido actualmente por ser usado a nivel mundial por investigadores e ingenieros con el fin de resolver varios tipos de problemas relacionados a la Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica y otros relacionados. Además, el programa es usado para resolver problemas de ingeniería Geotécnica que involucran configuraciones en dos dimensiones (2D) y tres dimensiones (3D) que a su vez también incluye elementos estructurales, análisis de esfuerzos totales y efectivos, procesos de consolidación, filtración, análisis en condiciones estáticas y dinámicas. así como también análisis en condiciones de falla y post falla, y mucho más (Helwany, 2007). Sin embargo, las obtenciones de buenos resultados dependerán de un correcto uso de parámetros y una apropiada definición de las condiciones de borde.

El propósito de este capítulo es definir las características mecánicas, el modelo geométrico de los distintos materiales y elementos que conforman la excavación previamente comentado en el capítulo anterior; El mismo que servirá como data de entrada (input) para una posterior simulación numérica, con el fin de estimar los cambios de los estados de esfuerzos y deformaciones que toman lugar en una estructura de tierra debido a las variaciones de carga durante las distintas fases de excavación.

Para este fin, es necesario definir las suposiciones básicas, el modelo constitutivo que gobiernan cada material, el proceso constructivo del muro anclado, y finalmente la adición de las fuerzas estabilizadoras (Anclajes postensados), de esta forma poder saber cuantitativamente el desplazamiento lateral al final de todo el proceso.

4.2 RESUMEN DE MODELOS CONSTITUTIVOS

La TABLA 5 muestra un resumen de los modelos constitutivos usados para los dos principales elementos que conforman el Muro Anclado: Muro de concreto y la Masa de Suelo, además de sus respectivas dependencias (D).

Cabe precisar que los elementos que conforman los anclajes postensados insertados dentro del terreno, no serán modelados para poder reducir la complejidad del modelo. Por ello, solo consideraremos las fuerzas producto del tensado en cada anclaje.

Tabla 5: Resumen de los modelos constitutivos usados en este trabajo.

Modelo Constitutivos	Material	Caso de Aplicación	Parámetros dependientes
Elástico Lineal	Concreto y roca	Esfuerzos iniciales	$D(E, \nu)$
Plasticidad Perfecta	Concreto	Muro	$D(E, \nu, \sigma_y)$
Mohr-Coulomb	Suelo y roca	Estabilidad de taludes	$D(E, \nu, \Psi, \phi, C)$

4.3 MODELO CONCEPTUAL

4.3.1 Problema

La FIGURA 34 muestra la sección a analizar (B-B'), y la Figura 35 ilustra el muro anclado al final de la excavación. Se busca entonces la manera de modelar la estructura en el programa ABAQUS mediante una geometría 3D

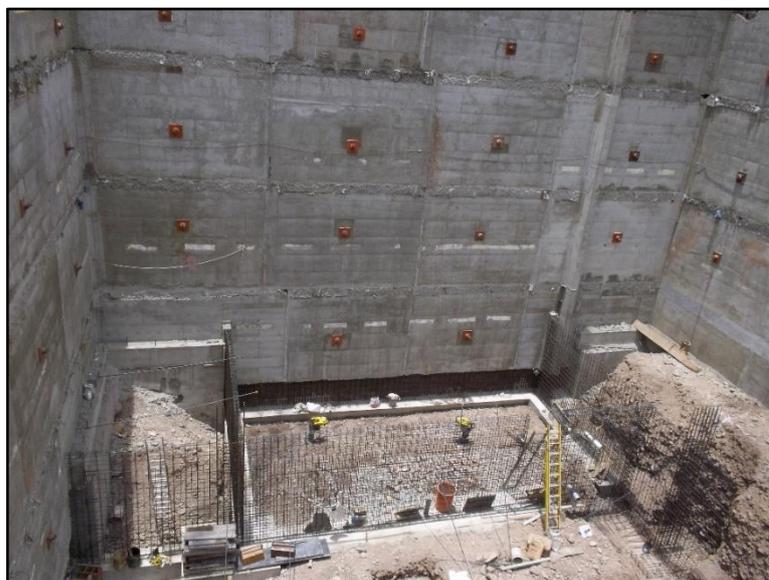


Figura 35: Sección analizada

4.3.2 Geometría

Basado la sección de análisis y junto con la caracterización mecánica descritas previamente, se considera la siguiente geometría (Ver FIGURA 36) además de las siguientes suposiciones:

- Se considera una geometría 3D de dimensiones que guarden compatibilidad con las condiciones de borde.
- Debido de la existencia de cinco fases de excavación se deberán definir cada uno de ellos como paralelepípedos que irán desapareciendo conforme la excavación se ejecuta.

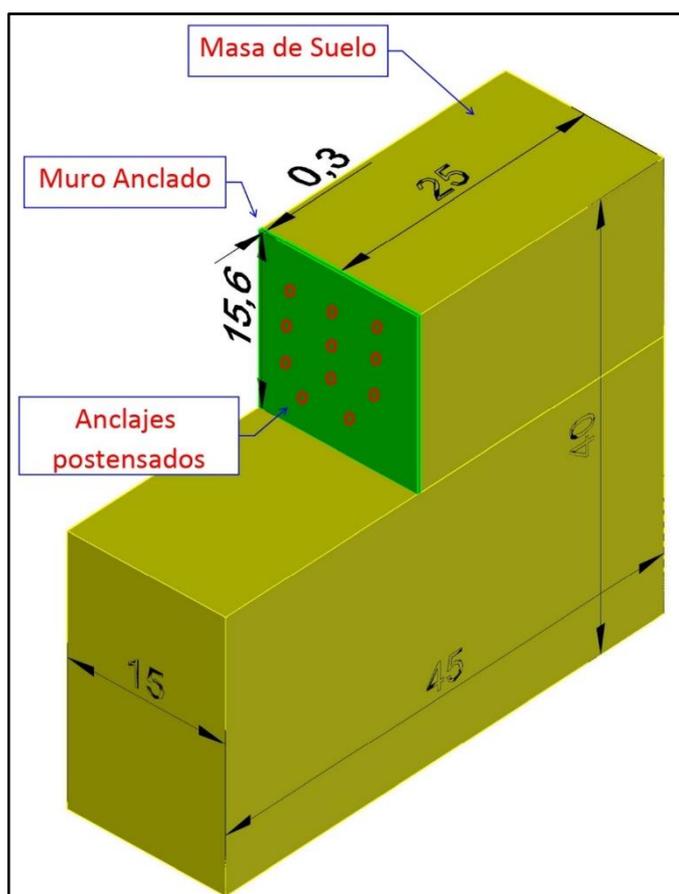


Figura 36: Representación geométrica del modelo

4.3.3 Condiciones de borde

Desplazamientos laterales son considerados nulos a lo largo de toda la superficie que envuelve la masa de suelo. Por otro lado, el desplazamiento en la base es completamente impuesto como nulo. (Ver FIGURA 37)

- Lateral: $U_x = 0$, $U_y = 0$ y $U_z \neq 0$
- Base: $U_x = 0$, $U_y = 0$ y $U_z = 0$

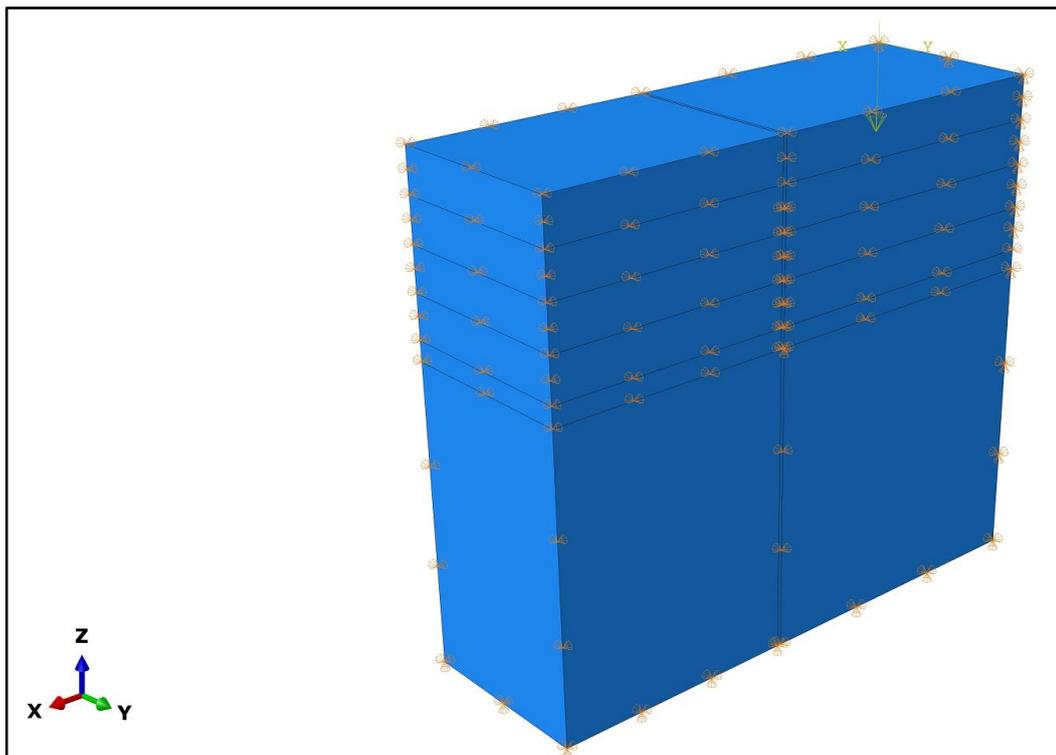


Figura 37: Condiciones de borde. Restricción de desplazamientos

4.3.4 Propiedades de los materiales

Una vez definida la geometría pasamos a la definición de elementos estructurales, propiedades de los mismos y, por último, el tipo de interacción entre ellas. La FIGURA 38 muestra la masa de suelo y el muro de concreto.

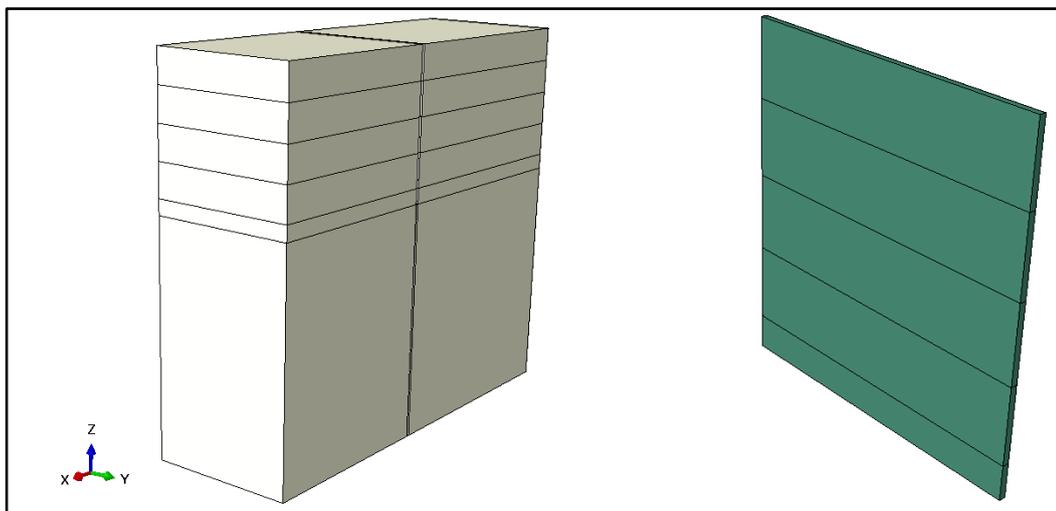


Figura 38: Elementos estructurales que conforman el análisis. Las dimensiones no están a escala

4.3.4.1 Parámetros del suelo

La selección de parámetros de resistencia (γ , C y ϕ) ha sido en base a tres criterios:

- El estudio de mecánica de suelos del proyecto (Ver ANEXO A: ESTUDIOS DE CAMPO)
- El registro histórico de ensayos de corte in situ resumidos en la TABLA 2
- Y al criterio en selección de parámetros en base a la experiencia de quienes diseñaron el sostenimiento del presente proyecto TABLA 3

Respecto al Módulo de Young (E) y la Relación de Poisson (ν), estos fueron obtenidos a partir de la bibliografía y ensayos geofísicos aplicados en la grava de Lima (Ver FIGURA 2)

Vale la pena también mencionar que los parámetros asumidos son en condiciones drenadas, dado principalmente que no existe la presencia de nivel freático y dado también a la naturaleza permeable del terreno.

Finamente, y debido a la naturaleza de ser un suelo granular grueso, el Ángulo de dilatación (Ψ) ha sido deducido por la siguiente relación recomendada por (Helwany, 2007)

$$\Psi = \phi - 30^\circ \quad (4.1)$$

Tabla 6: Propiedades del suelo usados en el ABAQUS

Material	Criterio de ruptura	γ_{total} (KN/m ³)	γ_{Sat} (KN/m ³)	ϕ' (°)	C (KPa)	E (MPa)	ν (-)	Ψ (°)
Grava	MC	20	21	40	30	300	0.25	10

Donde:

- **MC:** Mohr-Coulomb
- **γ_{total} :** Densidad unitaria total
- **ϕ :** Angulo de fricción
- **C :** Cohesión
- **E :** Módulo de Young
- **ν :** Relación de Poisson
- **Ψ :** Angulo de Dilatación

4.3.4.2 Parámetros del Muro

La TABLA 7 muestra un resumen de los parámetros asumidos para el muro de concreto. Entonces el Módulo de Young (E) y el Relación de Poisson (ν), fueron obtenidos considerando principalmente la Resistencia a la Compresión del concreto (σ_y)

Tabla 7: Propiedades del Muro usados en el ABAQUS

Material	Criterio de ruptura	Espesor (m)	γ (KN/m ³)	σ_y (MPa)	E (GPa)	ν (-)
Concreto	Plástico - perfecto	0.30	24	28	20	0.18

Donde:

- σ_y : Resistencia del concreto
- γ : Densidad unitaria total

4.3.5 Condiciones iniciales

Se considera la masa de suelo como un cuerpo entero sometido a cargas geostáticas. Es decir, un estado de esfuerzos iniciales, mas no de deformaciones.

4.3.6 Proceso constructivo

La presente metodología consiste en simular secuencialmente cada capa de suelo que será removida durante el proceso constructivo, simulando las etapas de excavación (Niveles de excavación). Por lo tanto, esta estrategia de simulación permite al modelo aproximarse lo más posible a la realidad.

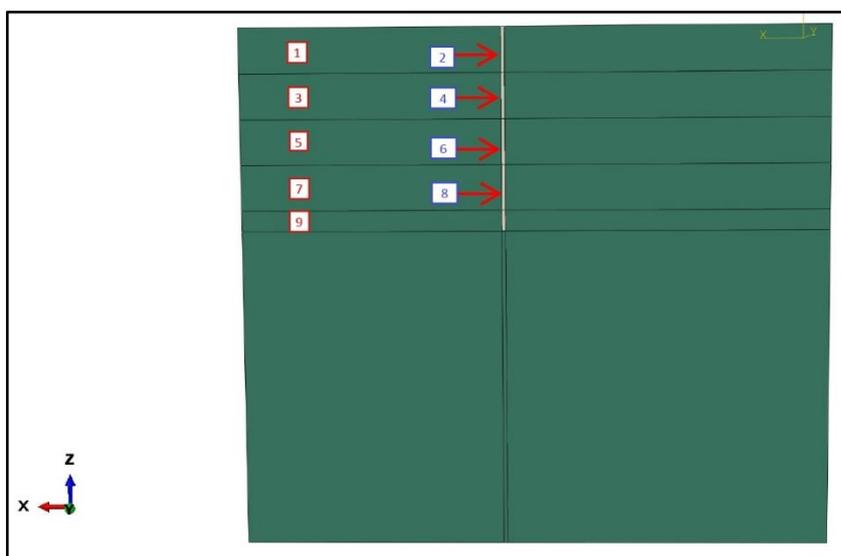


Figura 39: Secuencia de excavación definidos en el programa de cómputo ABAQUS

La FIGURA 39 describe estas etapas de cada capa de suelo, de donde podemos notar lo siguiente:

- Los números impares representan coincidentemente las etapas de excavación que consta de profundidades de aproximadamente 3.50 metros de altura (5 en total)

- Del mismo modo, los números pares representan anclajes postensados que son simulados mediante fuerzas horizontales (En dirección “X”) que se activan una vez que la fase de excavación para dicho nivel se haya completado.

4.4 ANÁLISIS NUMÉRICO

4.4.1 Generación de la malla

Elementos sólidos del tipo tridimensional, en forma de hexaedros (Poliedro de seis caras) han sido generados de forma estructurada (Ver FIGURA 40), la densidad de las mismas ha sido de tal forma que es más densa (fino) en la zona de interés, es decir la zona de la excavación.

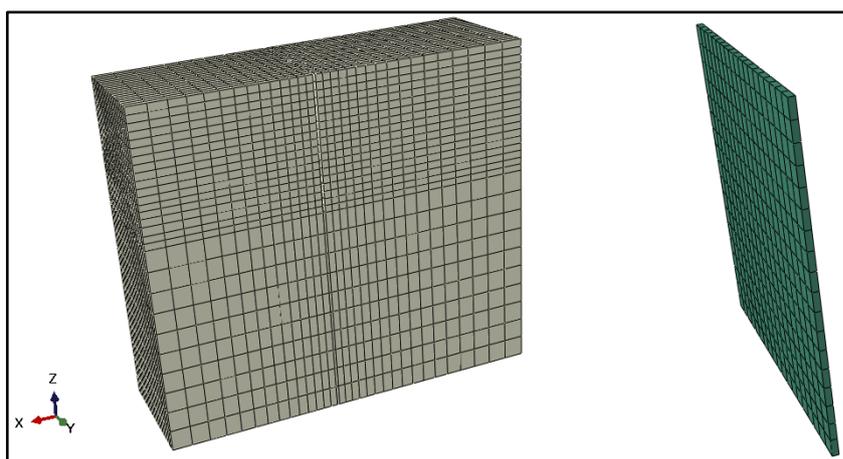


Figura 40: Discretización de las partes que conforman el modelo a simular.

Por otra parte, la TABLA 8 resume el tipo de elemento y el número total de los mismos. El programa codifica a este tipo de elementos lineales de 8 nodos como: “C3D8: An 8-node linear brick”

Tabla 8: Resumen del tipo y número total de elementos

Elemento	Tipo de elemento	Número de elementos
Muro Anclado	C3D8	342
Masa de Suelo	C3D8	18438

4.4.2 Cargas externas

Basados en la TABLA 4, se procede a la asignar cargas en determinados nodos del muro, distribuidos espacialmente de tal manera que representen numéricamente y en su totalidad a la carga recibida por el proceso de postensado.

Así pues, la Tabla 9 resume la carga de los anclajes aplicados en los nodos respectivos, la FIGURA 41 muestra gráficamente la ubicación de las cargas

Tabla 9: Equivalencia de las cargas por anclaje en cargas externas aplicadas en los nodos.

Línea	Cota	Cantidad	e_s	Carga	Nodos por punto	Carga modelada
			(m)	(Tn)		(KN)
1	-2.5	3	5.0	48	7	70.60
2	-6.0	3	5.0	55	7	80.90
3	-9.5	3	5.0	55	7	80.90
4	-13.0	2	5.3	58	6	80.90

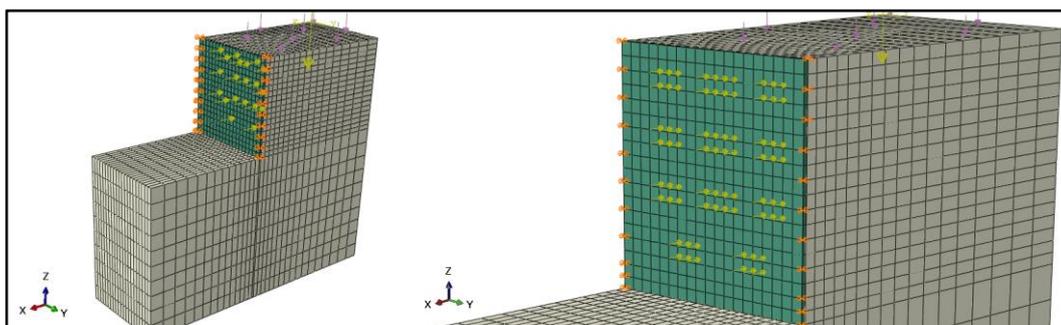


Figura 41: Representación de las cargas externas en el modelo numérico

Por último, es necesario comentar que existe una carga superficial que representa la carga por el tránsito en la zona no excavada, siendo igual a: 10 KN/m^2 , de acuerdo con la norma Alemana de Excavaciones (German Society for Geotechnics, 2008)

4.4.3 Resultados

La FIGURA 42 muestra el estado de esfuerzos en la dirección vertical (Z) previo al análisis. Del mismo modo, la FIGURA 43 muestra el estado de esfuerzos en la masa de suelo en la etapa final, pero en la dirección de la superficie excavada (X).

Por otra parte, los resultados respecto a el muro son presentados en la FIGURA 44, que muestra la deformada final en la dirección X . Asimismo, la FIGURA 45 ilustra las cargas nodales (representando a los anclajes) que se aplica en el muro.

Respecto a lo más importante, es decir las deformaciones en la masa de suelo, esta es mostrada en la FIGURA 46 con un factor de escala de 150. Similarmente, la FIGURA 47 describe un corte vertical a la masa de suelo, mostrando vectorialmente los desplazamientos de la superficie de la cara excavada.

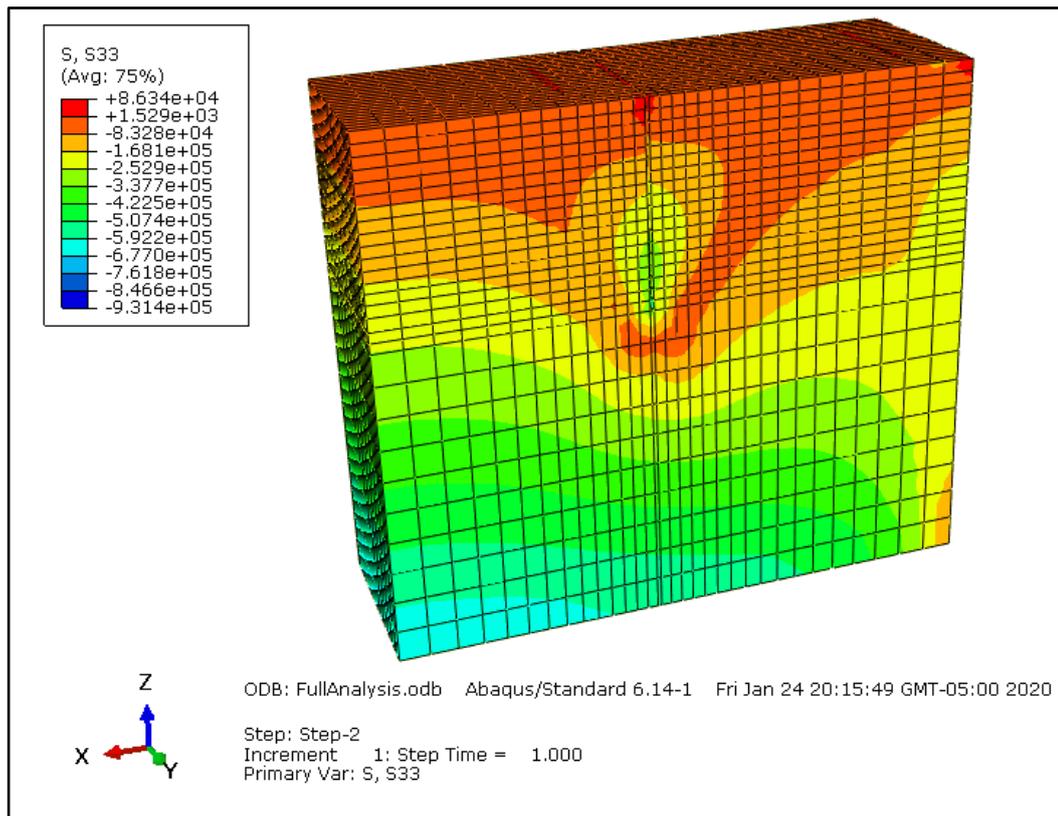


Figura 42: Estado de esfuerzos inicial en la dirección "Z" dentro de la masa de suelo

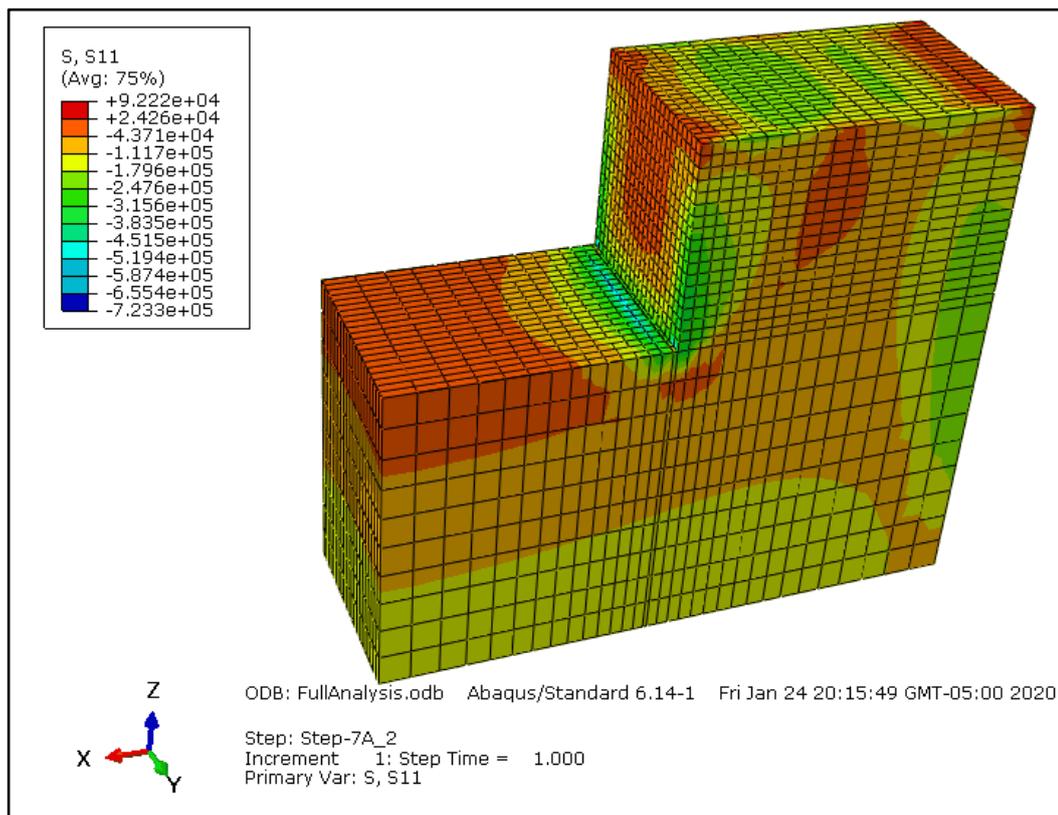


Figura 43: Estado de esfuerzos final en la dirección "X" dentro de la masa de suelo

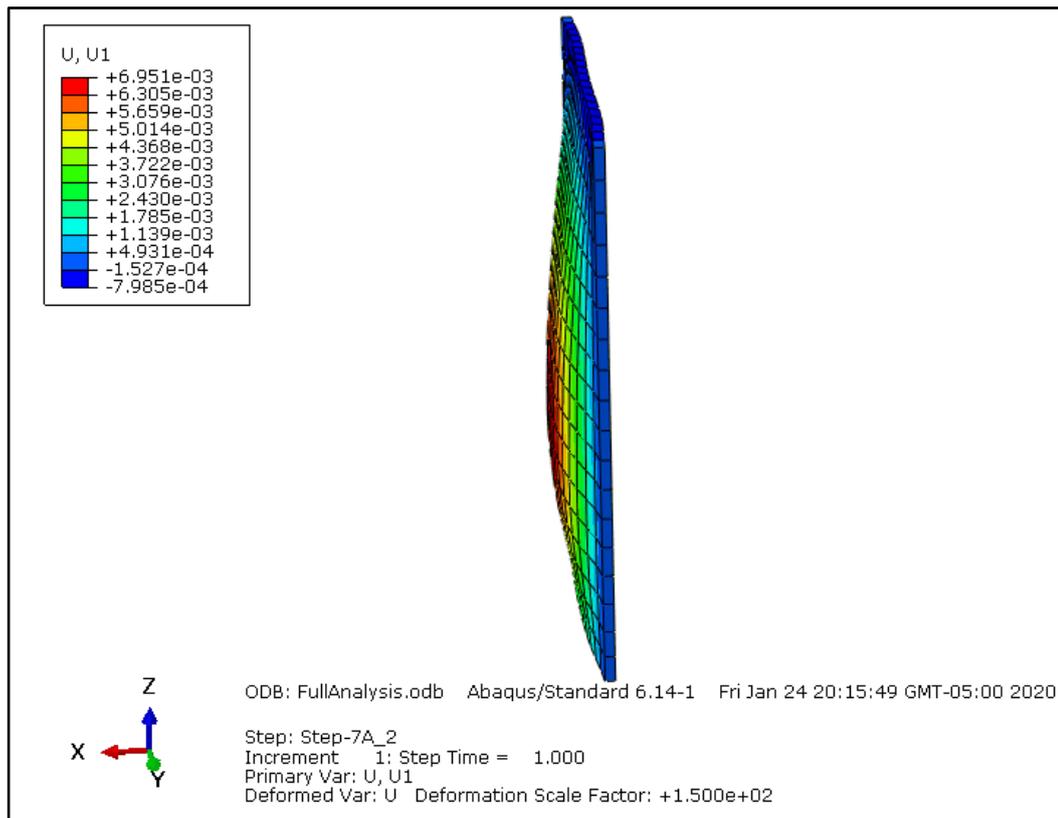


Figura 44: Deformaciones finales en el muro. Malla deformada escalada x150

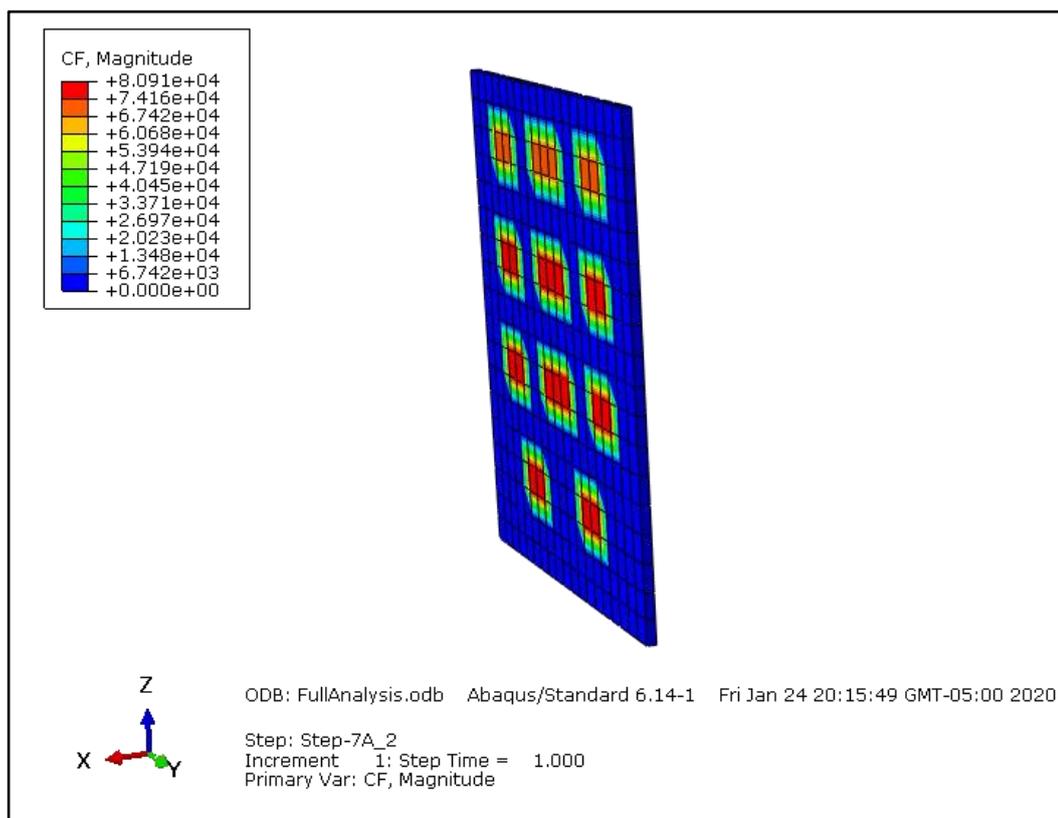


Figura 45: Deformaciones finales en la masa de terreno. Malla deformada escalada x150

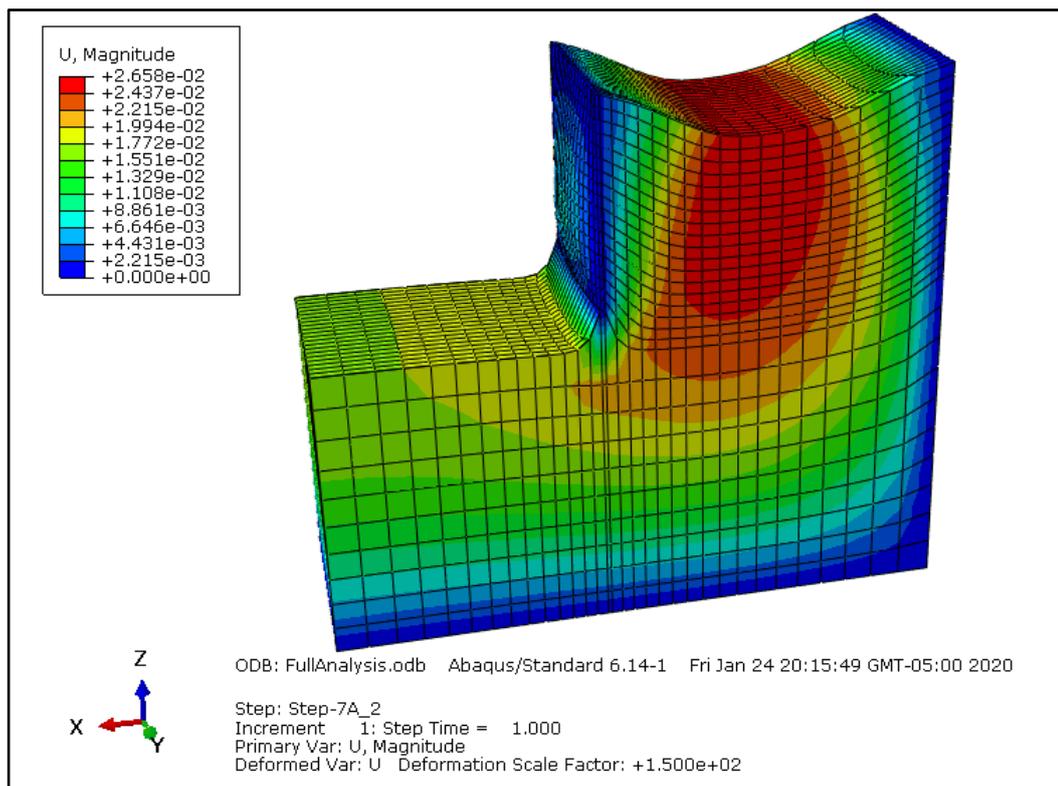


Figura 46: Deformaciones finales en la masa de terreno. Malla deformada escalada x150

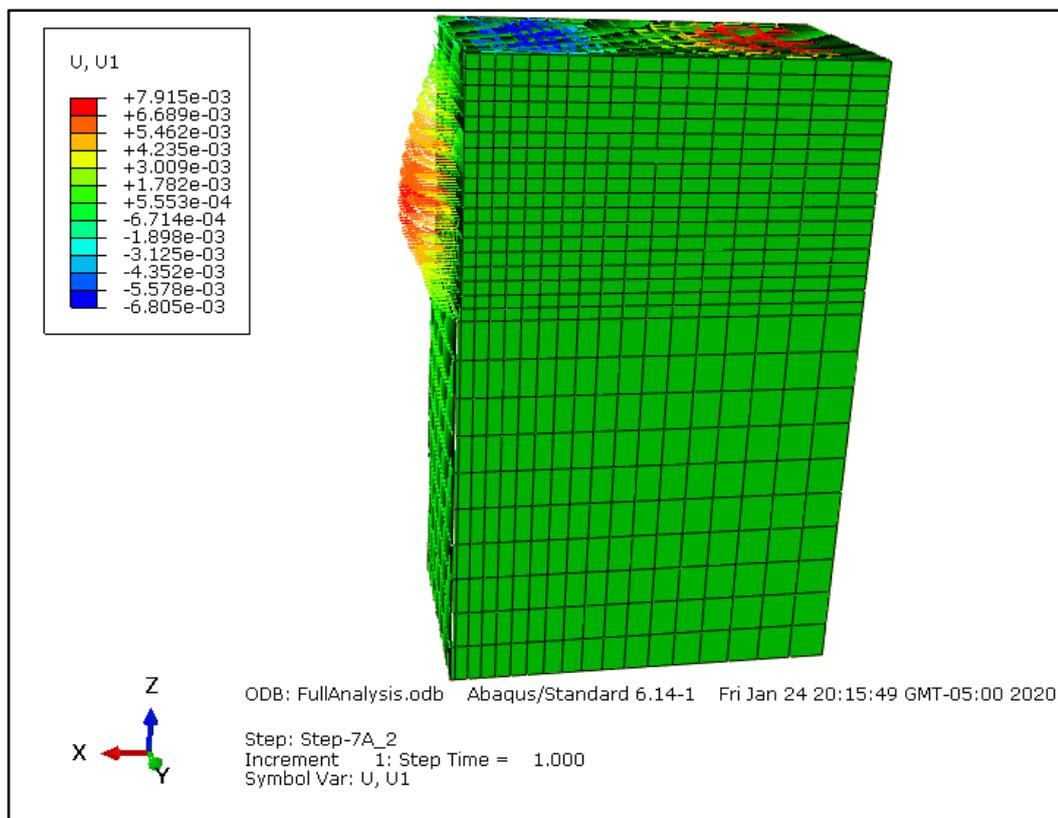


Figura 47: Deformaciones en la dirección "X". Corte vertical en el plano de la superficie excavada

Se construye finalmente un gráfico: Profundidad vs Deformación Lateral (ver FIGURA 48) tomando como sección, el eje central de la superficie excavada.

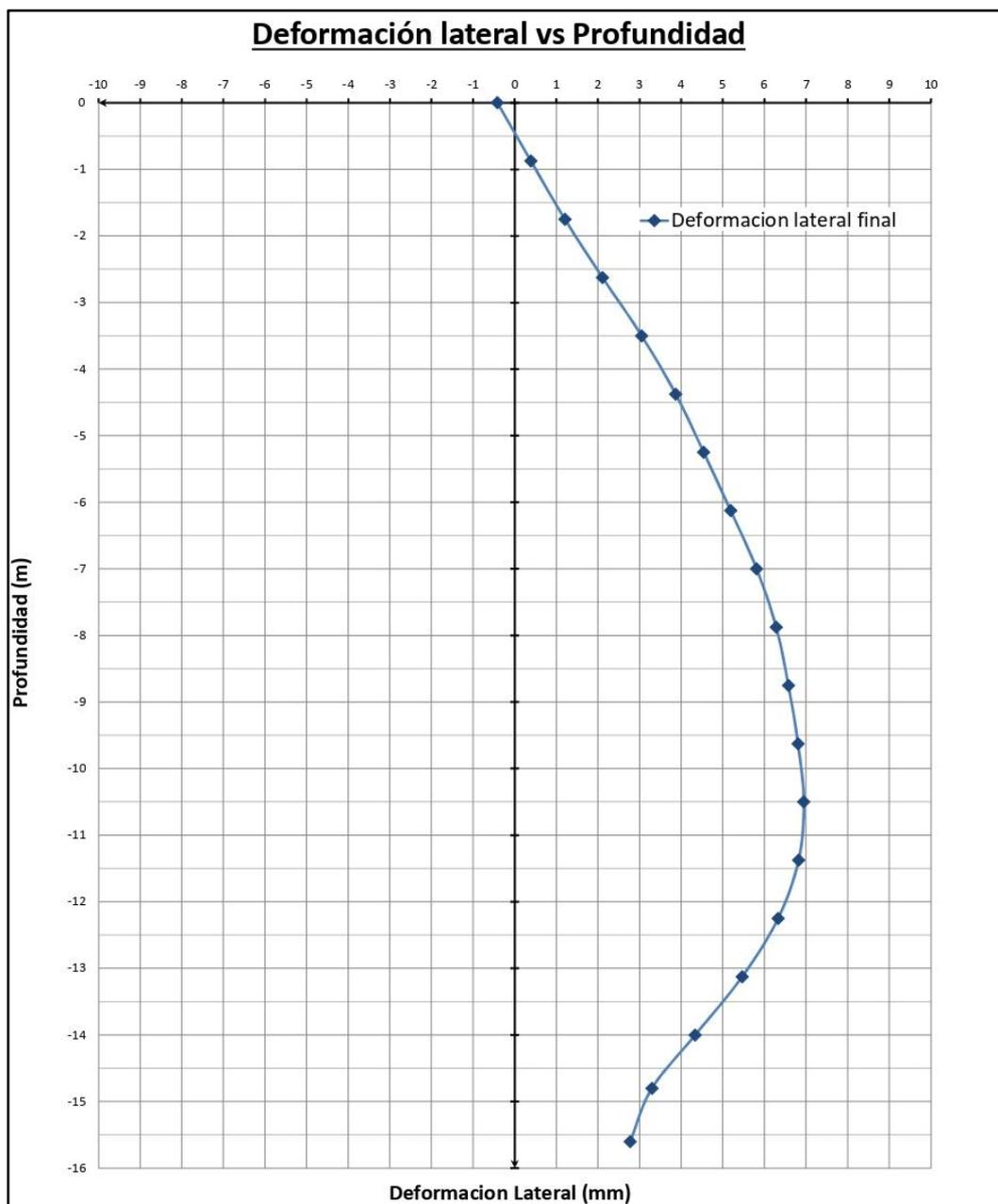


Figura 48: Desplazamientos de la superficie excavada en la dirección horizontal "X"

5 CAPÍTULO V: MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS IN SITU

5.1 INTRODUCCIÓN

Previo a la etapa de excavación del proyecto, se procedió a instalar un par de tuberías inclinométricas, específicamente a la zona analizada en el capítulo anterior. De este modo, se midieron los desplazamientos generados durante toda la ejecución del muro anclado.

Por tanto, se pasará a abordar en este capítulo una descripción sobre aspectos relacionados con el funcionamiento del equipo inclinométrico, procesos de instalación, procesos de medición, periodo de medición y presentación de resultados.

La instrumentación mediante inclinometría permite localizar y medir los desplazamientos laterales y deformaciones del terreno. La metodología para la colocación y medida de los inclinómetros es la recomendada por la norma: *ASTM D6230-98 (2005): "Standard Test Method for Monitoring Ground Movement Using Probe-Type Inclinometers"*.

5.2 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO USADO

5.2.1 Sonda Inclinométrica

Para la adquisición de datos de las deformaciones de la tubería inclinométrica en el transcurso del monitoreo se hace uso de unas sondas biaxiales el cual consta de un sensor de inclinación o servo acelerómetros, que consisten en dispositivos electro mecánicos, formados básicamente por un péndulo simple colocado en un campo electromagnético, el cual genera fuerzas de inercia de péndulo, cuando estas últimas cambian de su posición original, dichas fuerzas son transformadas en inclinaciones y transferidas a la unidad lectora en forma de impulsos eléctricos.

Estos aparatos contienen 2 sensores orientados 90° uno del otro, con lo cual en una misma medición se realizan las lecturas ortogonales uno del otro proporcionando de esa manera lecturas más completas de forma más eficiente y rápida (Ver FIGURA 479).

Respecto a las ruedas de dichas sondas, estos se encuentran distanciadas a 50 centímetros, estas distancias representan el intervalo de profundidad al cual se deben tomar las lecturas al realizar los sondeos.



Figura 49: El equipo usado en un inclinómetro portátil de la marca RST Inclinator System

5.2.2 Tuberías Inclinométricas

Estas tuberías, son fabricadas de distintos diámetros y la elección a colocar dependerá de cuan prolongado sea el monitoreo y de la magnitud de las deformaciones esperadas, por ejemplo, las tuberías de mayor diámetro son las más recomendables para monitoreos prolongados por su mayor durabilidad, debido a que resisten grandes deformaciones. Sin embargo, se debe tener siempre en consideración el diámetro de perforación disponible.

Las tuberías inclinométricas contienen en su interior cuatro ranuras en todo su largo, orientadas a cada 90°, las cuales son utilizadas como guías para las ruedas de la sonda inclinométrica que es introducida al momento de realizar las mediciones (Ver FIGURA 47).

Para el presente monitoreo, se han realizado 2 pozos inclinométricos de 20 metros de profundidad, con piezas de tuberías plásticas de 3.0 metros de longitud y 70 milímetros de diámetro. La perforación fue encamisada de 90 milímetros de diámetro.

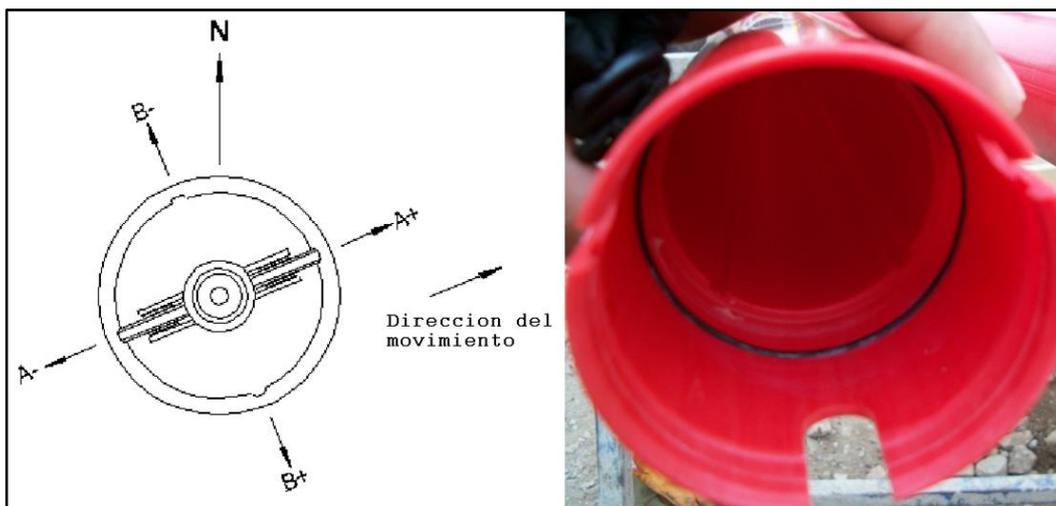


Figura 50: Corte transversal de la tubería inclinométrica, se observa las cuatro ranuras para que puedan girar las ruedas de la sonda (Elaboración propia)

5.2.3 Unidad Lectora Portátil

Es un dispositivo que registra las lecturas que proporciona la sonda en el momento de la adquisición de datos de campo; Este aparato a su vez tiene instalado un programa permitiendo así un procesamiento de los datos para poder observar y analizar las lecturas obtenidas (Ver FIGURA 47).



Figura 51: Unidad lectora portátil.

5.2.4 Cable Eléctrico

El cable (Ver FIGURA 47 cumple 3 funciones básicas:

- Proveer de energía eléctrica a los sensores de la sonda
- Transmitir las lecturas hasta la unidad lectora portátil y
- Establecer un control de los intervalos de lectura gracias a los puntos de control colocados equidistantemente



Figura 52: Cable eléctrico.

5.2.5 Programa de Apoyo

Para el caso de la sonda inclinométrica y la unidad lectora propiedad de Pilotes Terratest Perú. Se cuenta con los programas de apoyo denominados: *Inclianalysis* mediante los cuales se realiza un rápido procesamiento de los datos, obteniendo también salidas gráficas que ayudaran a interpretar el problema.

5.3 PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN

5.3.1 Perforación de los Puntos de Monitoreo

Se procedió así a la instalación de las tuberías inclinométricas entre los días 24 y 26 de octubre del 2011, obteniéndose la primera lectura el día 28 de octubre. Se realizó un total de 24 mediciones a lo largo de todo el proceso constructivo de los muros anclados.

A continuación, se muestran los puntos para la ubicación de los tubos inclinométricos, los cuales serán perforados a 1m del borde de la excavación.

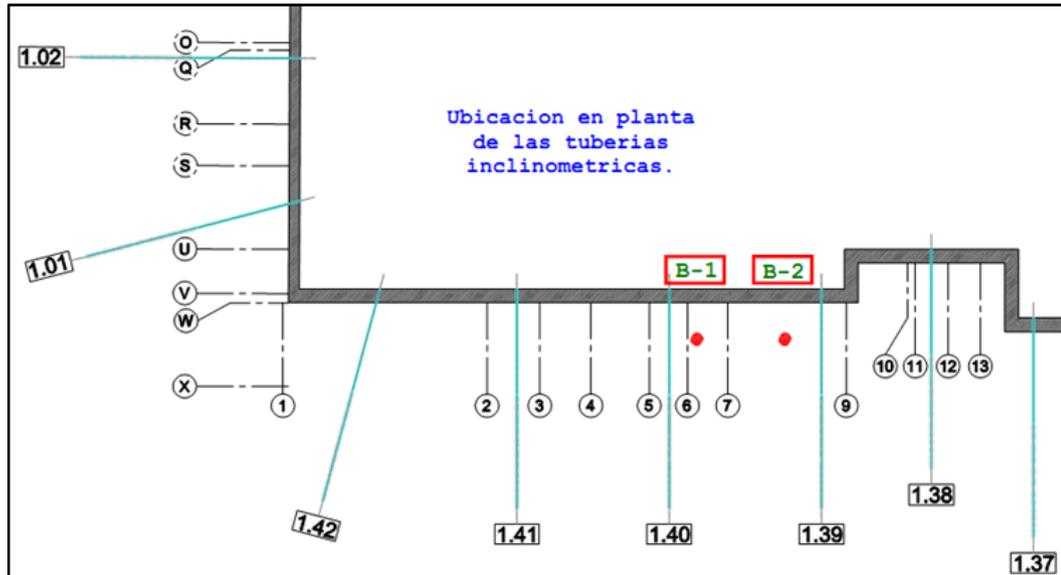


Figura 53: Ubicación en planta sobre la calle Los Cipreses entre anclajes 1.39 y 1.40. Pilotes Terratest Perú S.A.C.

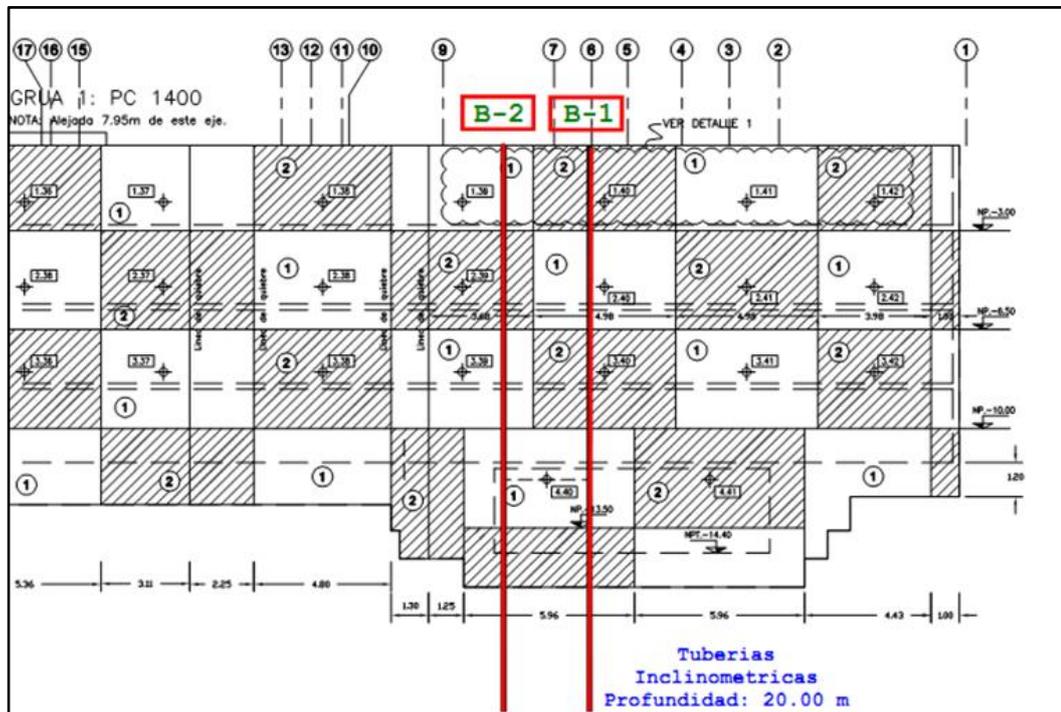


Figura 54: Ubicación de puntos de perforación en elevación (Calle los Cipreses). Pilotes Terratest Perú S.A.C

5.3.2 Colocación de la Tubería Inclinométrica

Este sector tiene un nivel de fondo de cimentación Nivel de Fondo de Cimentación (NFC) de igual a -15.60m . Considerando 4.4m adicionales de empotramiento para los tubos de medición, en este sector cada perforación deberá tener una longitud mínima de 20m .

Todos los puntos han sido perforados con un diámetro de 152 mm, para permitir el ingreso de la tubería inclinométrica de diámetro exterior 70 mm con cuatro acanaladuras para guía de la sonda inclinométrica (Ver FIGURA 55).



Figura 55: Perforación realizada en el punto B-01.

5.4 PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN

5.4.1 Uso del Equipo

A continuación, se describe de forma gráfica el procedimiento de toma de lecturas de desplazamientos.

- Se quita la tapa de seguridad de la tubería inclinométrica (Ver FIGURA 56).
- Se procede a la introducción de la sonda en la tubería, haciendo uso de las acanaladuras de la tubería para las ruedas de la sonda (Ver FIGURA 57 Y FIGURA 58).



Figura 56: Introducción de la sonda en el punto B-01



Figura 57: Lectura de los desplazamientos en el punto B-01



Figura 58: Lectura de los desplazamientos en el punto B-02

5.4.2 Periodos de medición

La campaña de registro de deformaciones empezó el 28 de octubre , obteniéndose una primera medición considerada como medición cero o línea base a partir del cual se comenzó a registrar los desplazamientos.

Los periodos de medición se llevaron a cabo conforme se fue desarrollando cada etapa constructiva de los muros anclados de tal manera que se pueda obtener un registro de desplazamientos por cada etapa constructiva.

A continuación, se muestra un cuadro resumen de las mediciones efectuadas durante toda la excavación (Ver TABLA 10)..

Tabla 10: Listado de las mediciones respectivas, así como su correspondiente etapa constructiva

Medición	Fecha	Etapa Constructiva	
		B01	B02
1	28/10/2011	Primera medición	Primera medición
2	08/11/2011	1er nivel + berma	1er nivel + berma
3	14/11/2011	1er nivel + berma	1er nivel + berma
4	18/11/2011	1er nivel + muro	1er nivel + perfilado
5	22/11/2011	1er nivel + tensado	1er nivel + muro
6	28/11/2011	1er nivel + tensado	1er nivel + tensado
7	01/12/2011	1er nivel + tensado	2do nivel + tensado
8	05/12/2011	2do nivel + berma	2do nivel + berma
9	12/12/2011	2do nivel + berma	2do nivel + muro
10	16/12/2011	2do nivel + perfilado	2do nivel + tensado
11	20/12/2011	2do nivel + muro	2do nivel + tensado
12	22/12/2011	2do nivel + tensado	2do nivel + tensado
13	27/12/2011	3er nivel + berma	3er nivel + berma
14	29/12/2011	3er nivel + berma	3er nivel + perfilado
15	04/01/2012	3er nivel + berma	3er nivel + muro
16	06/01/2012	3er nivel + berma	3er nivel + tensado
17	10/01/2012	3er nivel + perfilado	3er nivel + tensado
18	13/01/2012	3er nivel + muro	3er nivel + tensado
19	17/01/2012	4to nivel + berma	4to nivel + berma
20	20/01/2012	4to nivel + perfilado	4to nivel + berma
21	24/01/2012	4to nivel + perfilado	4to nivel + berma
22	31/01/2012	4to nivel + muro	4to nivel + berma
23	07/02/2012	4to nivel + tensado	4to nivel + tensado
24	14/02/2012	5to nivel + muro	5to nivel + muro

5.5 RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados de las mediciones se presentan mediante las FIGURA 59 y FIGURA 60, para el punto B01, así como también la FIGURA 61 y FIGURA 62 para el punto B02. En dichos gráficos se aprecia principalmente lo siguiente:

Un desplazamiento horizontal máximo en la zona de la corona del muro con un valor igual a 6.1mm , es decir 0.39‰ de deformación cortante (h/H).

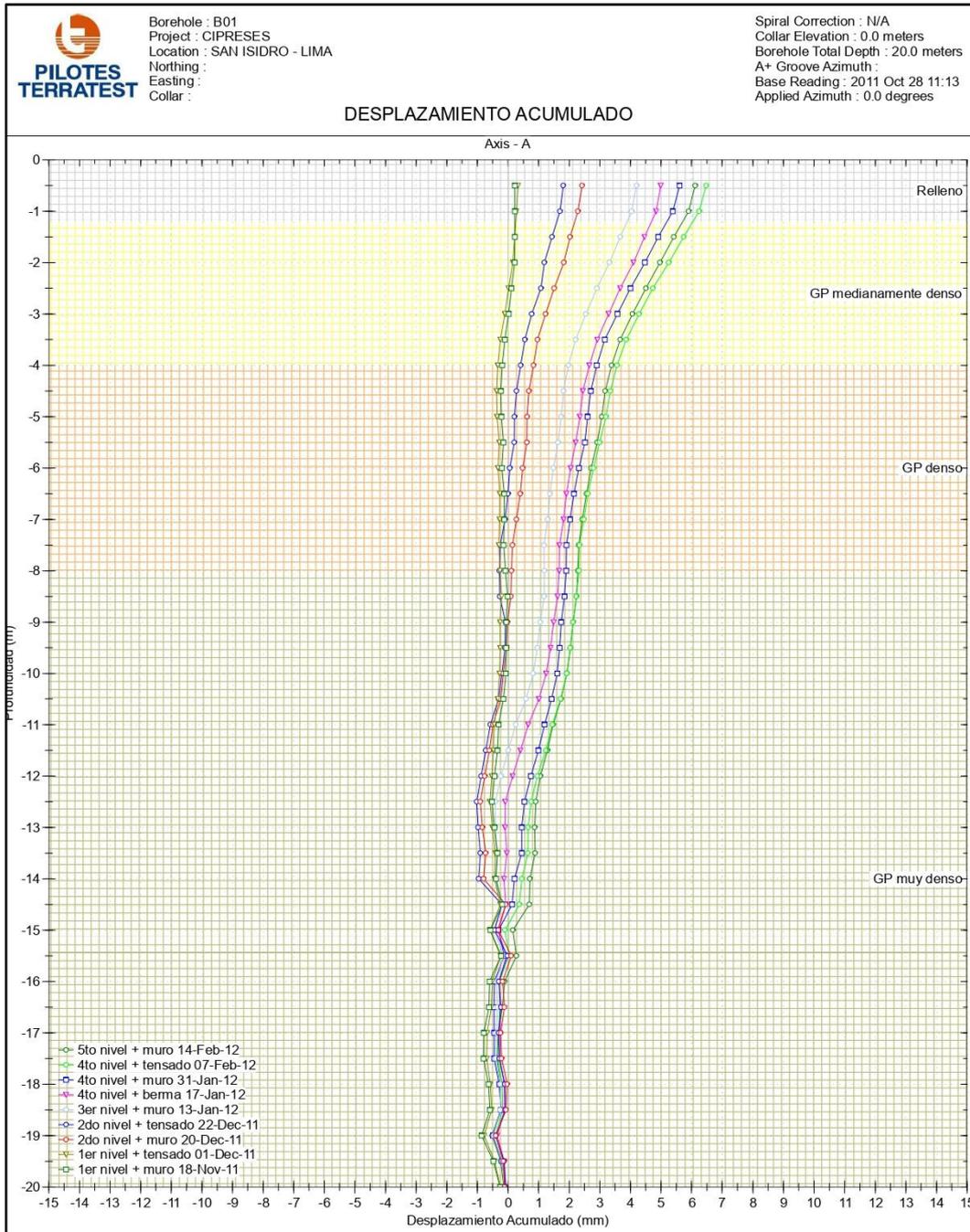


Figura 59: Desplazamiento Acumulado en el Punto B01

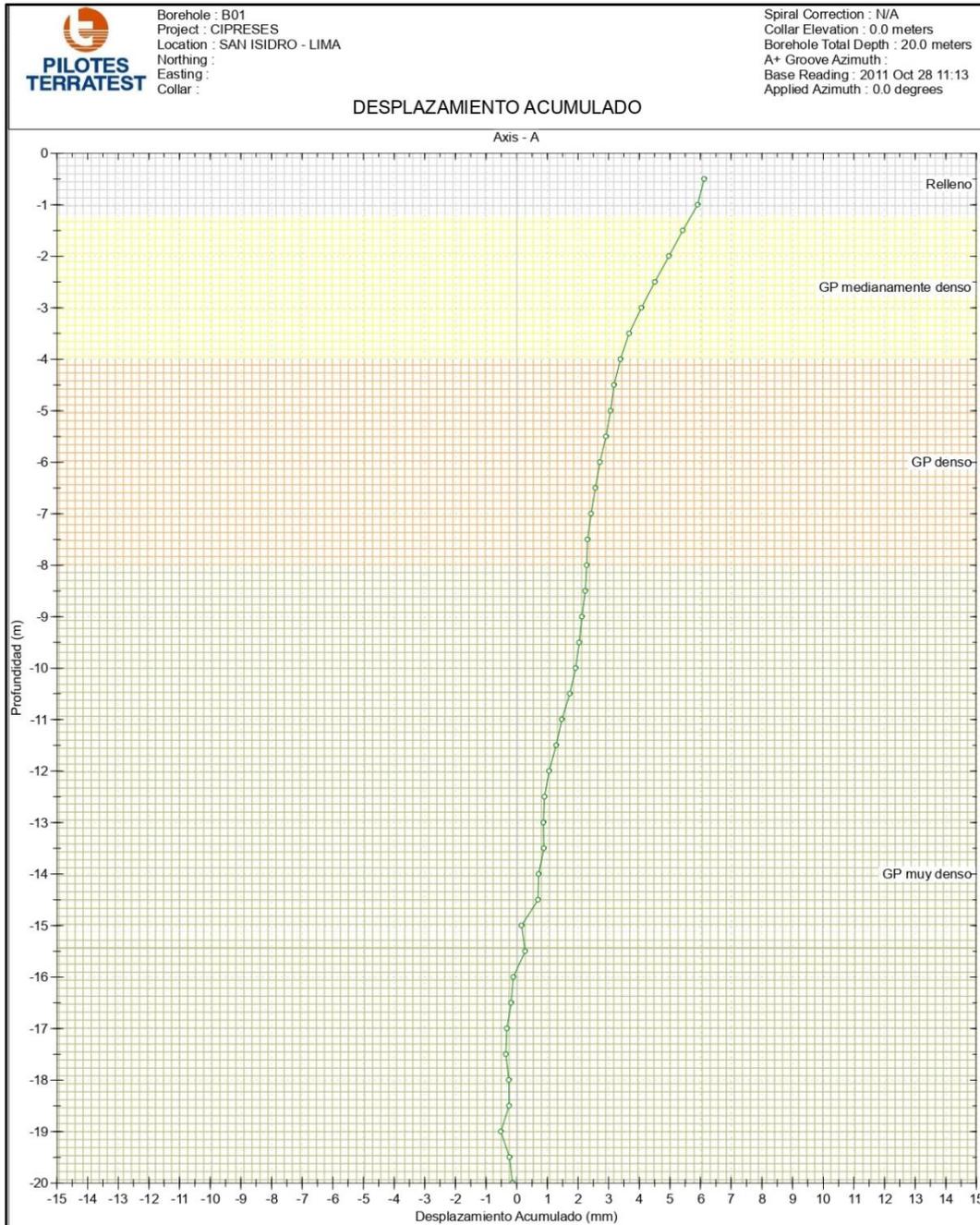


Figura 60: Desplazamiento final en el Punto B01

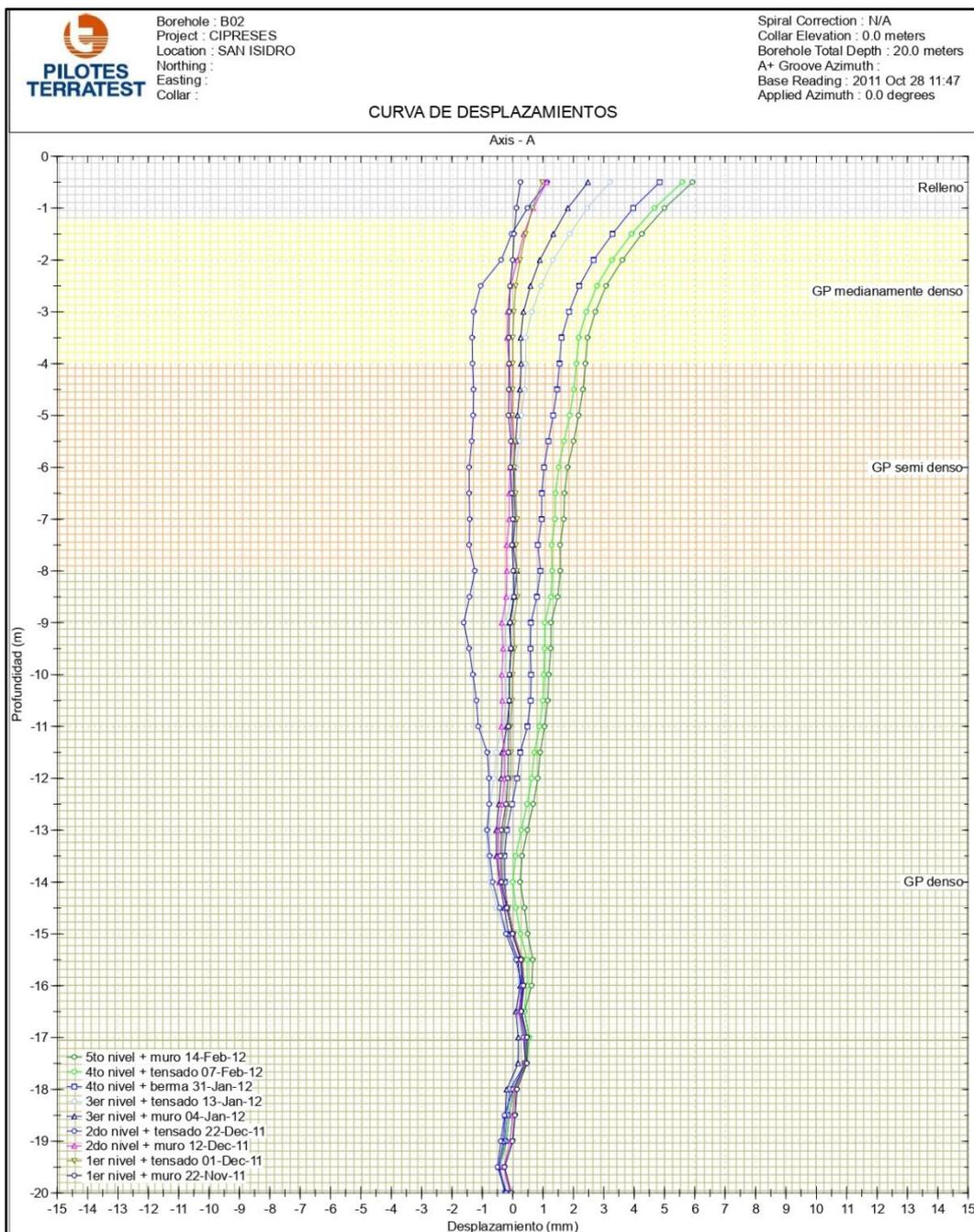


Figura 61: Desplazamiento Acumulado en el Punto B02

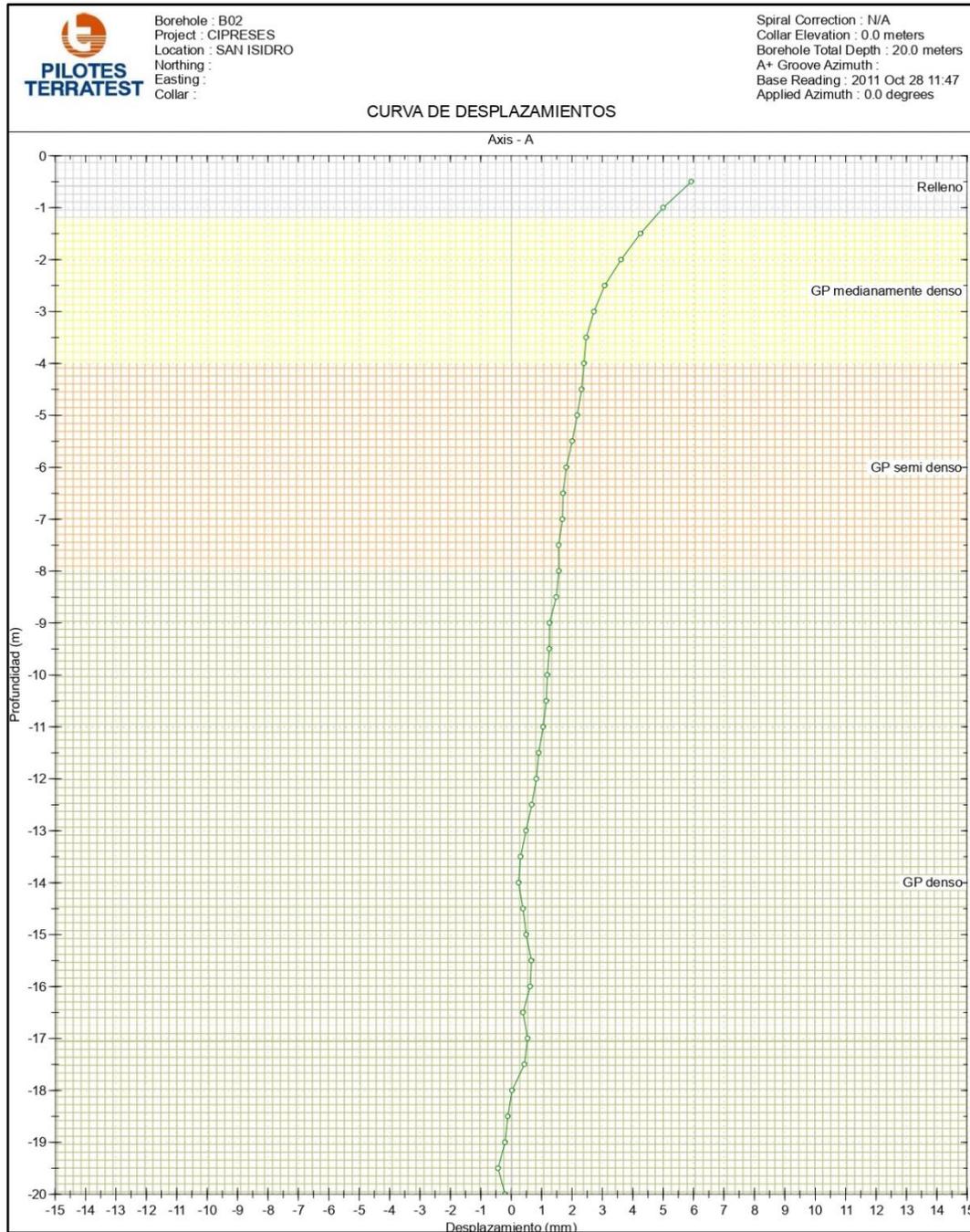


Figura 62: Desplazamiento final en el Punto B02

6 CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos mediante la simulación numérica y de los obtenidos en campo podemos señalar lo siguiente:

- De acuerdo a los resultados obtenidos de la simulación numérica, se esperaba una deformación lateral máxima de **7.0 mm**, ubicada aproximadamente sobre la zona central del muro. Este resultado es contrastado con lo obtenido en la realidad a través del monitoreo geotécnico, el cual muestra un desplazamiento horizontal máximo de **6.1 mm** pero en la corona del muro. Esta diferencia, es debido a la naturaleza estructural de la tubería inclinométrica (empotrado), a diferencia con la del muro que tiene ambos extremos libres. Pero dada la magnitud de las deformaciones (*mm*) esto no representa gran diferencia.
- Recalcar que la gran diferencia de rigideces entre el suelo y el muro hace que no haya ninguna influencia de este al suelo. entonces las deformaciones del sistema son esencialmente las del suelo.
- Por otro lado, se tiene que el desplazamiento lateral máximo al final del proceso constructivo obtenido en campo es igual a **6.1 mm**, entonces se calcula la distorsión angular (δ_h) definido como:

$$\delta_h = \frac{h}{H} = \frac{6.1mm}{15.60m} = \frac{0.39}{1000} = 0.39\text{‰}$$

Siendo un valor menor al máximo permisible que define como máximo el valor de: $\delta_h < \frac{2}{1000}$, para el caso de muros construidos en materiales granulares. (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).

- La FIGURA 43 ilustra la forma de como los esfuerzos en la dirección horizontal (*X*) tienen una forma trapezoidal, lo cual concuerda con la forma trapezoidal recomendada por la EAB.

CONCLUSIONES

- ✓ Como se apreció, las deformaciones están muy por debajo del máximo permisible ($\delta_h = 0.39/1000 < 1/1000$), lo cual está ligado también a una correcta ejecución del proceso constructivo, del cual se hizo un seguimiento durante los trabajos de monitoreo geotécnico. Con esto se asegura el riesgo de posibles asentamientos en las construcciones circundantes, verificando una vez más la seguridad de esta metodología.
- ✓ Se demuestra también que el diseño mediante equilibrio límite considerando parámetros similares (Ver TABLA 3) a los asumidos durante la simulación numérica, conlleva a un posible sobre dimensionamiento de los elementos que conforman los anclajes. En otras palabras, al sobrestimar las fuerzas estabilizadoras (Fuerza de postensado) se traduce en la práctica en un aumento de los elementos que lo conforman (Longitud libre, Longitud de bulbo, Número de cables, etc.), Por tanto, el hecho de disminuir la carga de los anclajes conllevará a un ahorro en costes en la instalación de estos.
- ✓ La concordancia entre lo obtenido en campo y lo obtenido numéricamente, corroboran indirectamente que los parámetros de resistencia inicialmente asumidos, basados principalmente en una recopilación de ensayos de corte directo a gran escala que fueron llevados en la ciudad a lo largo de las últimas décadas (Sánchez Rodríguez, Rodríguez Ortiz, López Valero, Laina Gómez, & Jiménez Morales, 2016), así como también la experiencia de diversos autores utilizados en proyectos similares, son adecuados para definir el comportamiento de la grava de Lima. Estos parámetros serían los siguientes:

$$\phi = 40^\circ; C = 30 \frac{KN}{m^2}; \gamma_{seco} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

- ✓ De la misma forma, los parámetros elásticos asumidos para la simulación basados en la bibliografía, la experiencia de triaxiales a gran escala de la grava chilena y en los ensayos geofísicos efectuados en la grava de lima, guardan coherencia con lo obtenido mediante el monitoreo (Ver FIGURA 48). Entonces los parámetros sugeridos para posteriores proyectos serían los siguientes:

$$E = 300 \frac{MN}{m^2}; \nu = 0.25$$

RECOMENDACIONES

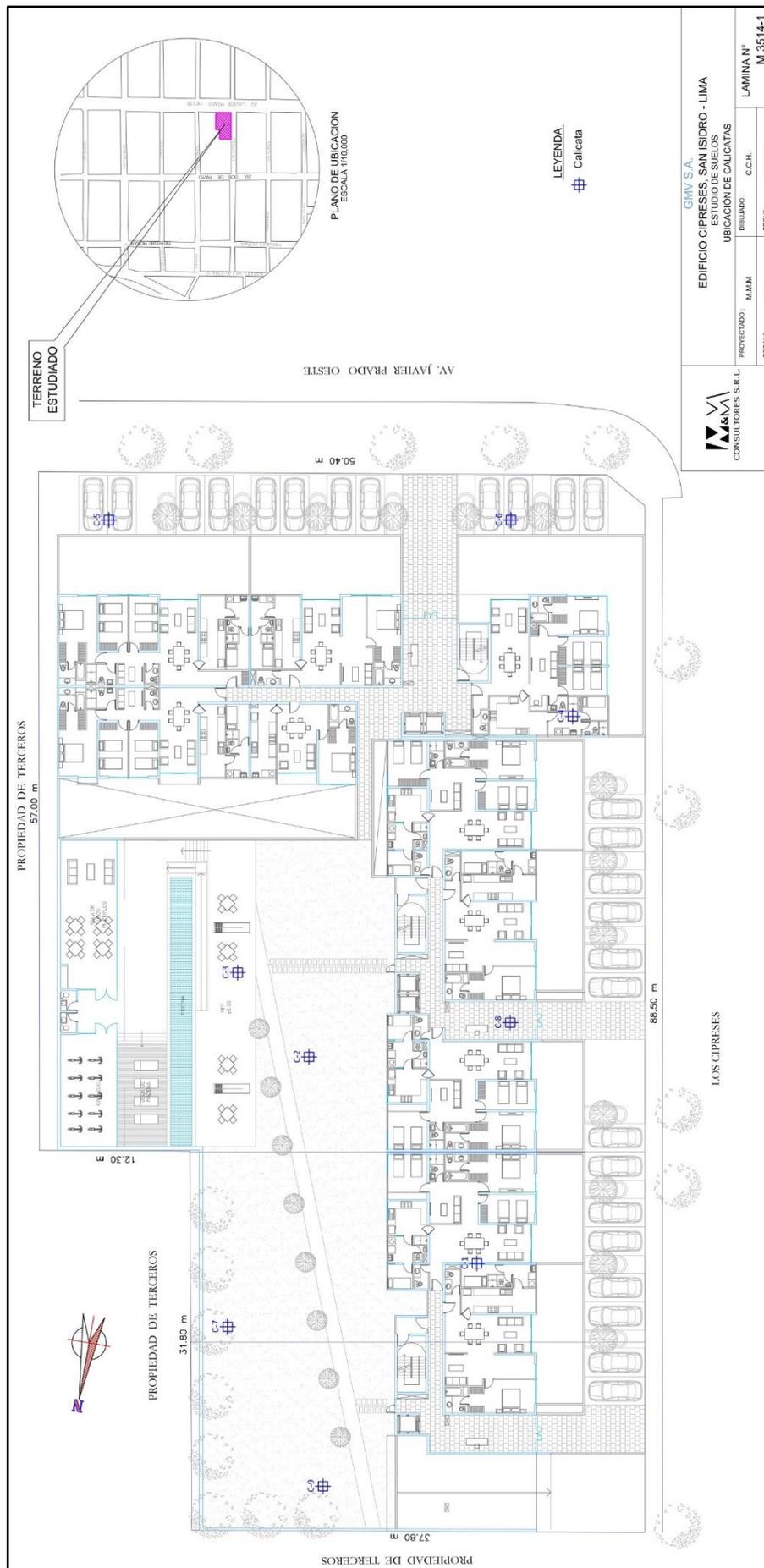
- Se hace necesario una caracterización de manera directa para el conglomerado de Lima con el fin de obtener los parámetros relevantes para el diseño de diversas estructuras, tales como cimentaciones, contención de terreno, entre otros. Para ello se debe buscar implementar la realización de un ensayo triaxial a gran escala tomando como ejemplo la experiencia en Santiago de Chile (Verdugo & Hoz, 2006).
- Existe también vías indirectas para poder caracterizar suelos de material grueso; Por ejemplo, llevando a los equipos triaxiales convencionales lo que se conoce como “material equivalente”, siguiendo metodologías ampliamente conocidas del mundo actual (De la Hoz Alvarez, 2007). Por lo tanto, este también sería otro campo para futuras investigaciones con el fin de seguir caracterizando el conglomerado limeño
- En la misma línea de la caracterización de terreno de manera indirecta, se desarrolló en Norteamérica métodos numéricos conocidos como Análisis Inverso (Calvello & Finno, 2004). Esta procede, y mediante algoritmos computacionales, a obtener los parámetros elásticos del terreno a partir de deformaciones obtenidas mediante un monitoreo geotécnico. En ese sentido se deja abierta la posibilidad de futuras investigaciones en el campo de la ingeniería computacional aplicado a problemas geotécnicos.
- Dado que la presente investigación se limitó a un análisis en condiciones estáticas, se deja abierta a futuras líneas de investigación que considere un análisis numérico sísmico para este tipo de estructuras, validando o no los parámetros adicionales en dichas condiciones, por ejemplo, los coeficientes de aceleración sísmica (a_h) actualmente asumidos por los ingenieros calculistas.
- Por último y como ya se detalló, el efecto de las fuerzas estabilizadoras en el sistema producidas por los anclajes postensados, fueron modeladas mediante fuerzas nodales directamente. Sin embargo, no se ahondó en la interacción suelo–anclaje que, de una u otra manera, podría influir en el sistema conjunto de esta metodología; Por tanto, hay bases para creer que esta podría ser también otra futura línea de investigación en este campo de la Ingeniería geotécnica

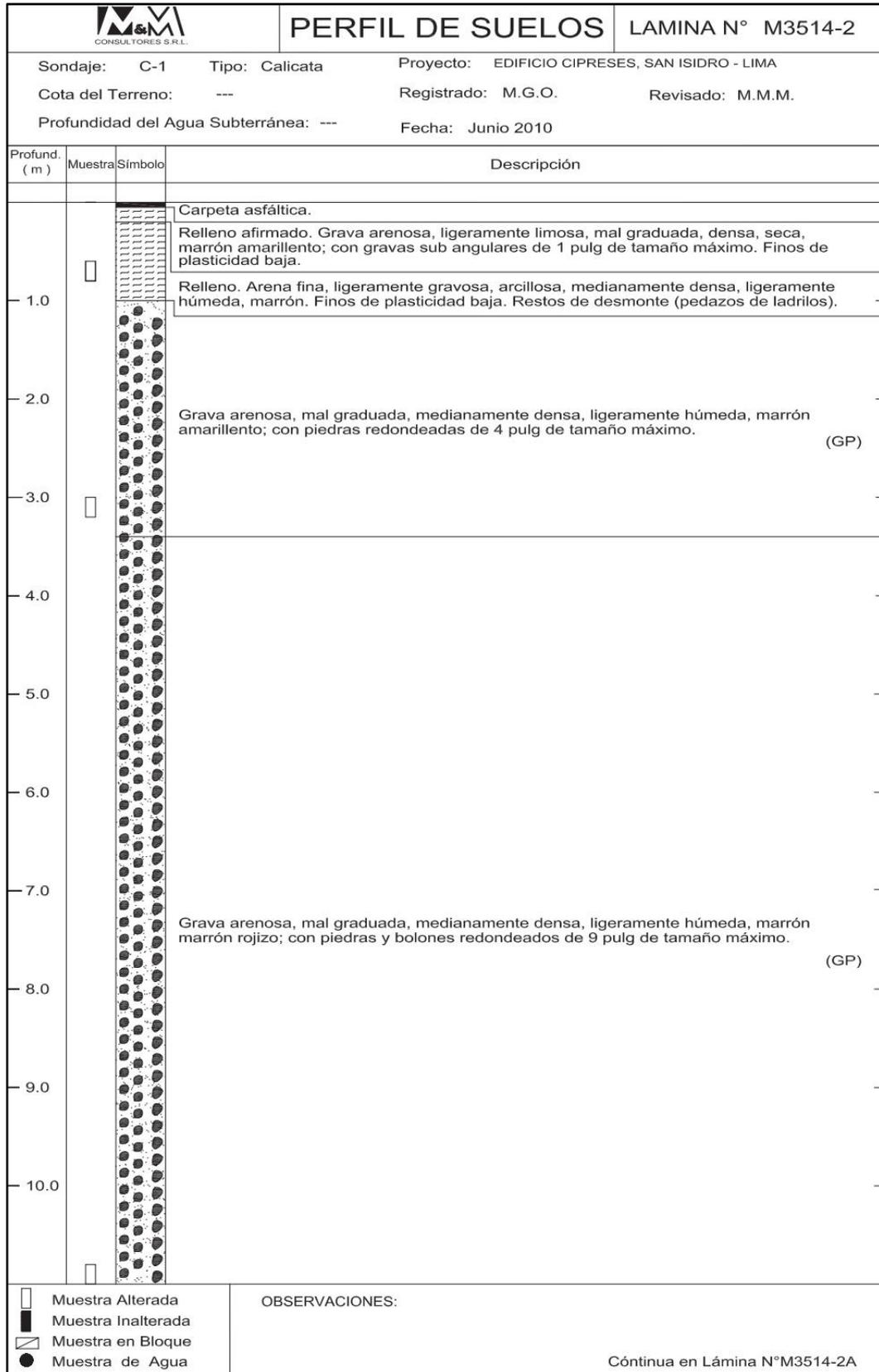
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Alva Hurtado, J. E. (2011). *Diseño de Cimentaciones* (1ra Edición ed.). Lima, Peru: Fondo Editorial ICG.
- American Society for Testing and Materials. (2005). ASTM 6230-98: Standard test method for monitoring ground movement using probe-type inclinometers.
- Calderon, D., Sekiguchi, T., Aguilar, Z., Lazares, F., & Nakai, S. (2011). Dynamic characteristics of the surface soils in Lima, Perú. *8th International Conference in Urban Earthquake Engineering*. Tokyo: Tokyo Institute of Technology.
- Calvello, M., & Finno, R. (2004). Selecting Parameters to Optimize In Model Calibration by Inverse Analysis. *Computers and Geotechnics*, 410-424.
- Cerna Diaz, A. (2011). *Análisis y diseño de muros anclados para la estabilización de excavaciones profundas*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- CISMID. (2004). *Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico en 42 distritos de Lima y Callao*. CISMID/APESEG–EVR–LYC, Lima.
- De la Hoz Alvarez, K. H. (2007). *Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- German Society for Geotechnics. (2008). *Recommendations on Excavations (EAB)* (2da ed.). Berlin: Ernst & Sohn.
- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (2008). *Soil mechanics SI version*. John Wiley & Sons.
- M&M Consultores S.R.L. (2010). *Estudio N° M3514: Edificio Cipreses*. Estudio de Mecánica de Suelos, Lima.
- Martinez, A. (2007). Conglomerado de Lima Metropolitana en Cimentaciones. *Conferencia Internacional de Ingeniería Sísmica*. Lima.

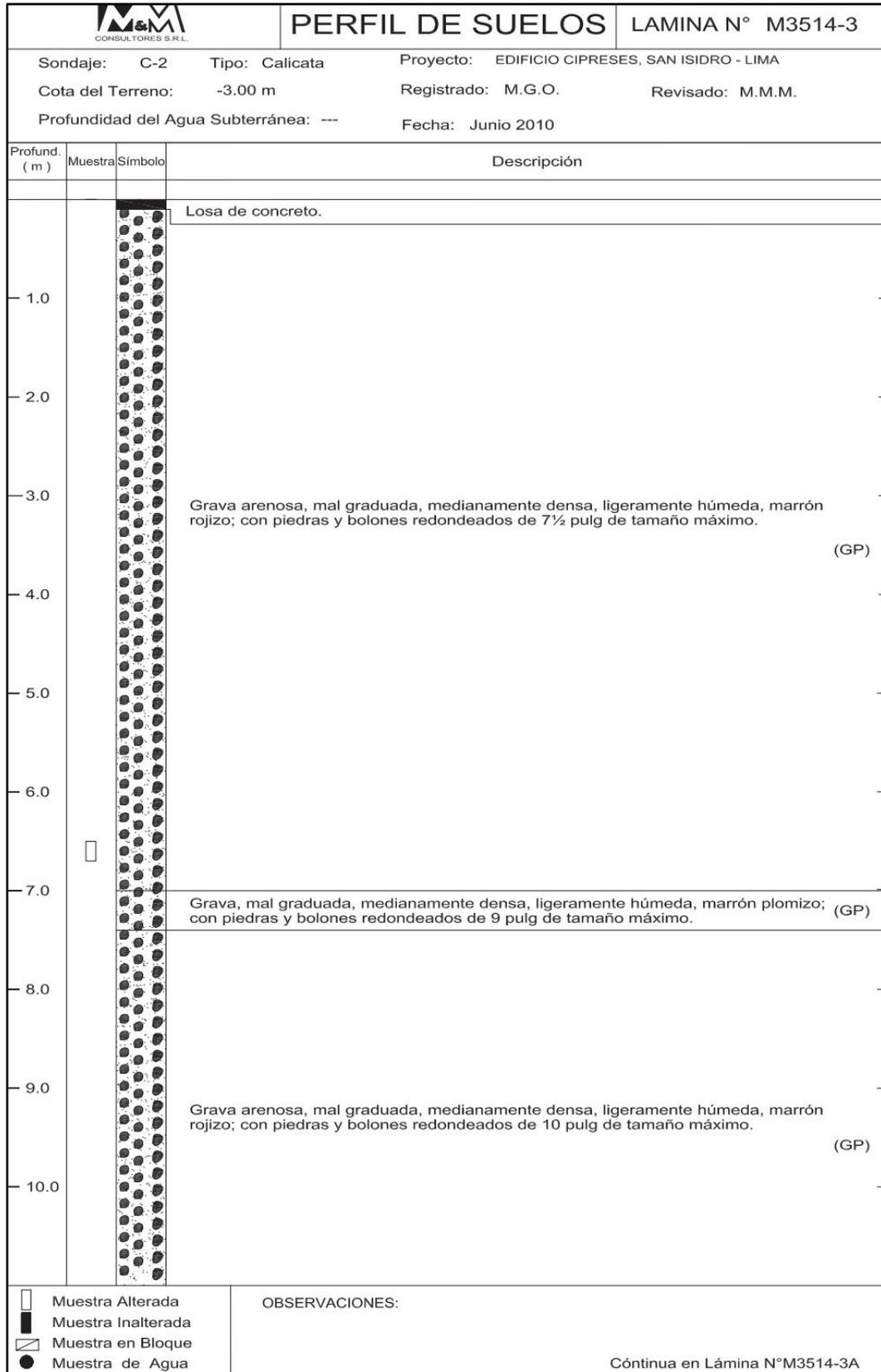
- Pilotes Terratest Peru S.A.C. (2011). *P10183 - Edificio los Cipreses: Sistema de Entibacion de Mediante Anclajes Postensados Temporales*. Memoria de Calculo, Lima.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (2001). *Finite Element Analysis In Geotechnical Engineering: Application* (Vol. 2). (T. Telford, Ed.)
- Raygada Rojas, L. F. (2011). *Análisis de la Estabilidad y Deformaciones en el Acantilado de la Costa Verde*. Lima: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). *GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4: Ground Anchors and Anchored Systems (FHWA-IF-99-015)*. Washington, United States: Federal Highway Administration.
- Sánchez Rodríguez, S., Rodríguez Ortiz, J. M., López Valero, J. D., Laina Gómez, C., & Jiménez Morales, Á. (2016, Octubre 19, 20 y 21). Caracterización de Suelos Granulares Gruesos. El caso de la Grava de Lima. *Reconocimiento, tratamiento y mejora del terreno: 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, 305-312.
- Santoyo Villa, E., & Segovia Pacheco, J. (2002). Muros Milan. En *Manual de construcción geotécnica, parte I* (págs. 57-203). Mexico: Sociedad mexicana de mecánica de suelos.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico*. Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage*.
- Timoshenko, S., & Goodier, J. N. (1951). *Theory of Elasticity*. 412, 108.
- Verdugo, R., & Hoz, K. (2006). Caracterización Geomecánica de Suelos Granulares Gruesos. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e infraestructura Civil*.

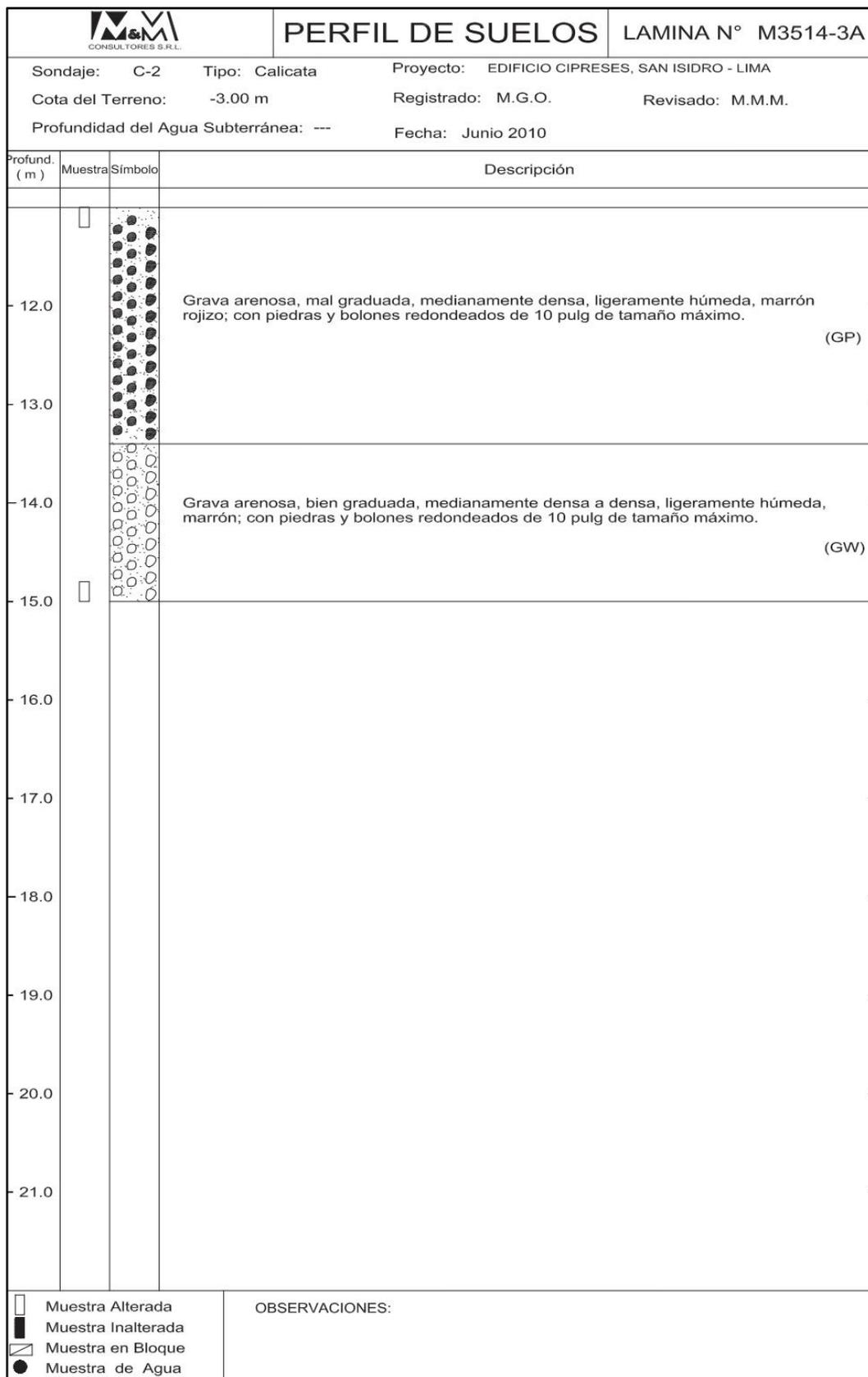
ANEXO A: ESTUDIOS DE CAMPO

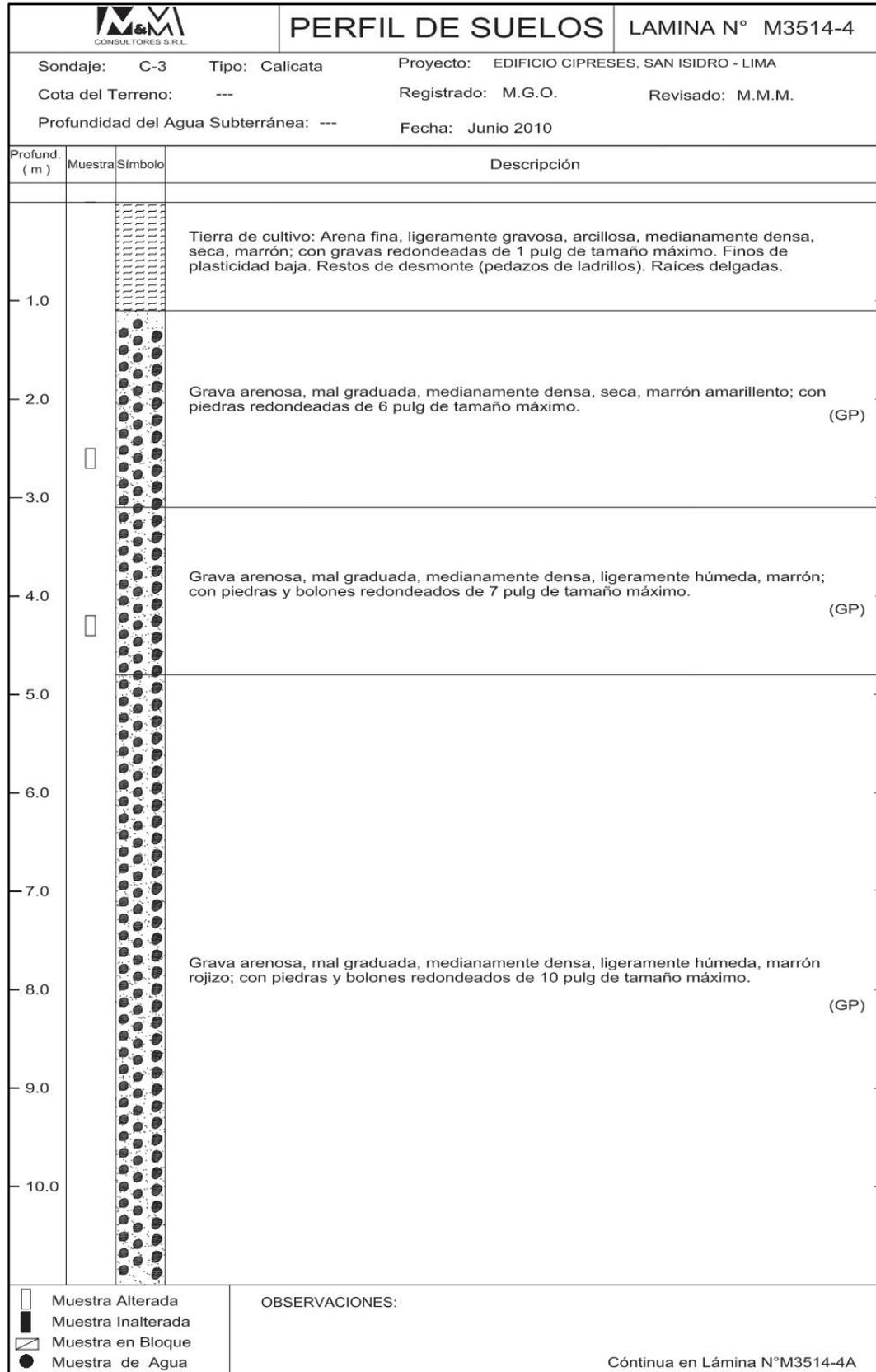


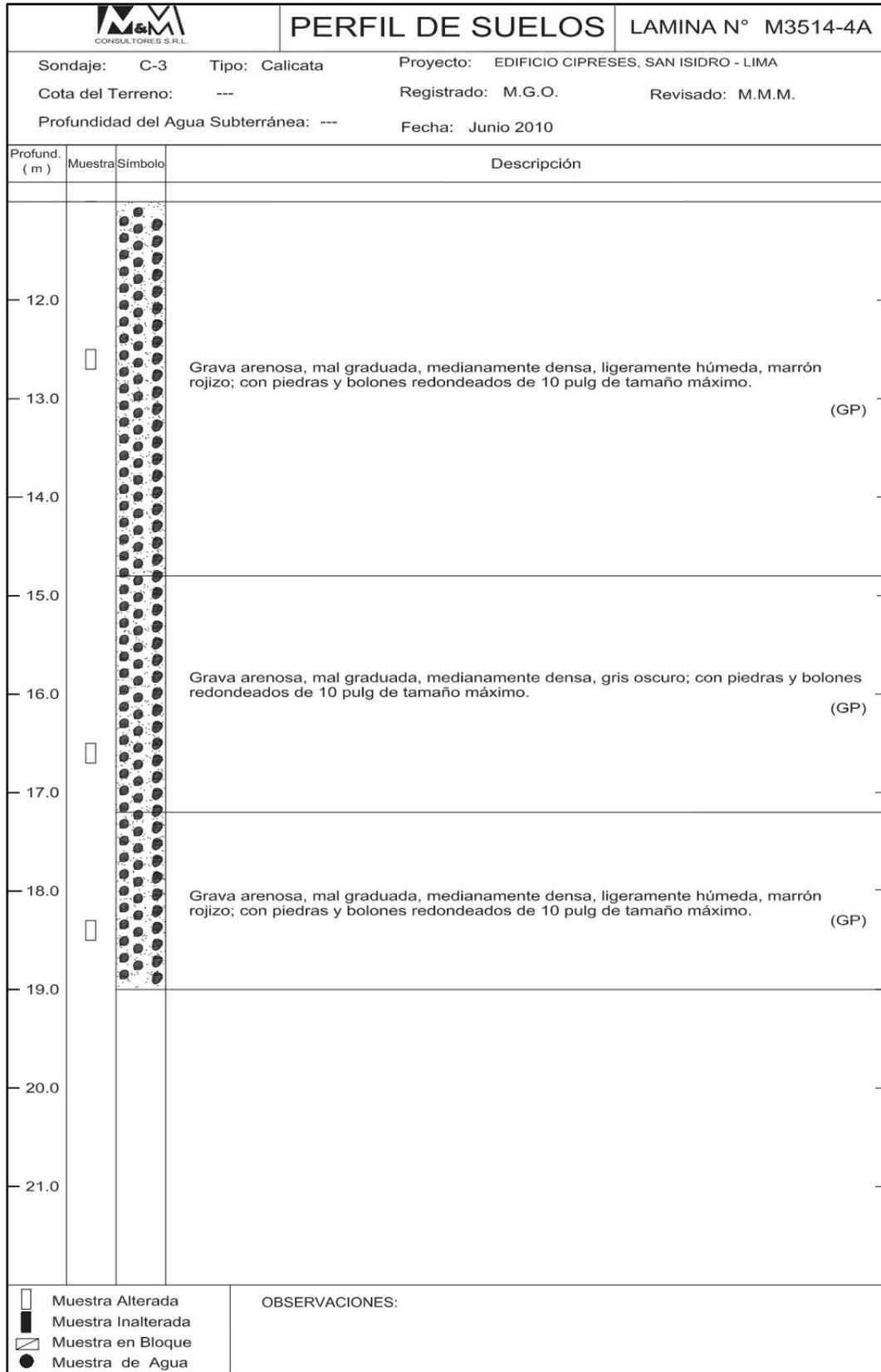


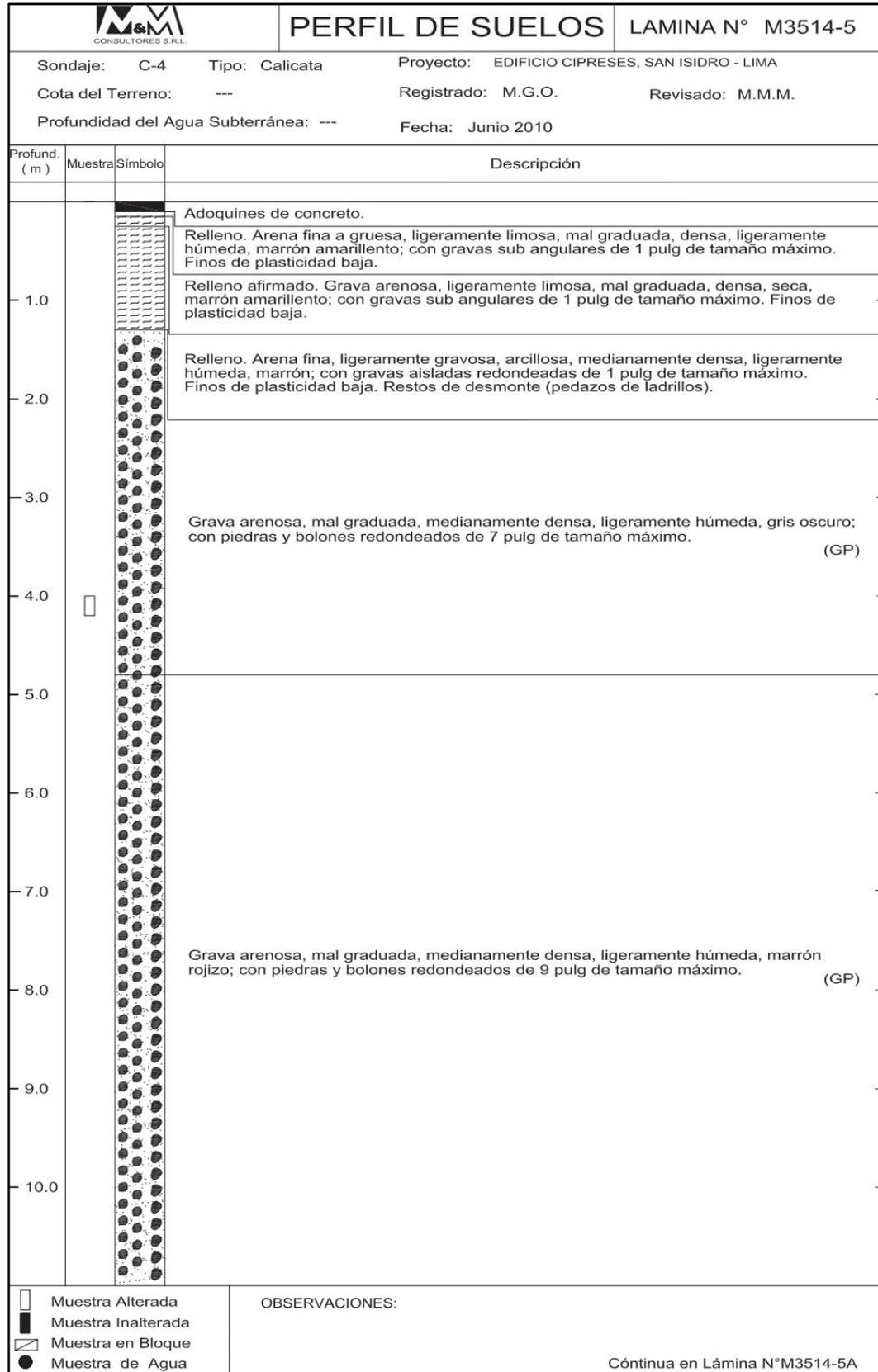
M&M CONSULTORES S.R.L.		PERFIL DE SUELOS		LAMINA N° M3514-2A	
Sondaje: C-1		Tipo: Calicata		Proyecto: EDIFICIO CIPRESES, SAN ISIDRO - LIMA	
Cota del Terreno: ---		Registrado: M.G.O.		Revisado: M.M.M.	
Profundidad del Agua Subterránea: ---		Fecha: Junio 2010			
Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción		
12.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón rojizo; con piedras y bolones redondeados de 9 pulg de tamaño máximo. (GP)		
13.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras y bolones redondeados de 7 pulg de tamaño máximo. (GP)		
14.0					
15.0					
16.0					
17.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa a densa, de plasticidad baja, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón rojizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)		
18.0					
19.0					
20.0					
21.0					
Muestra Alterada Muestra Inalterada Muestra en Bloque Muestra de Agua		OBSERVACIONES:			

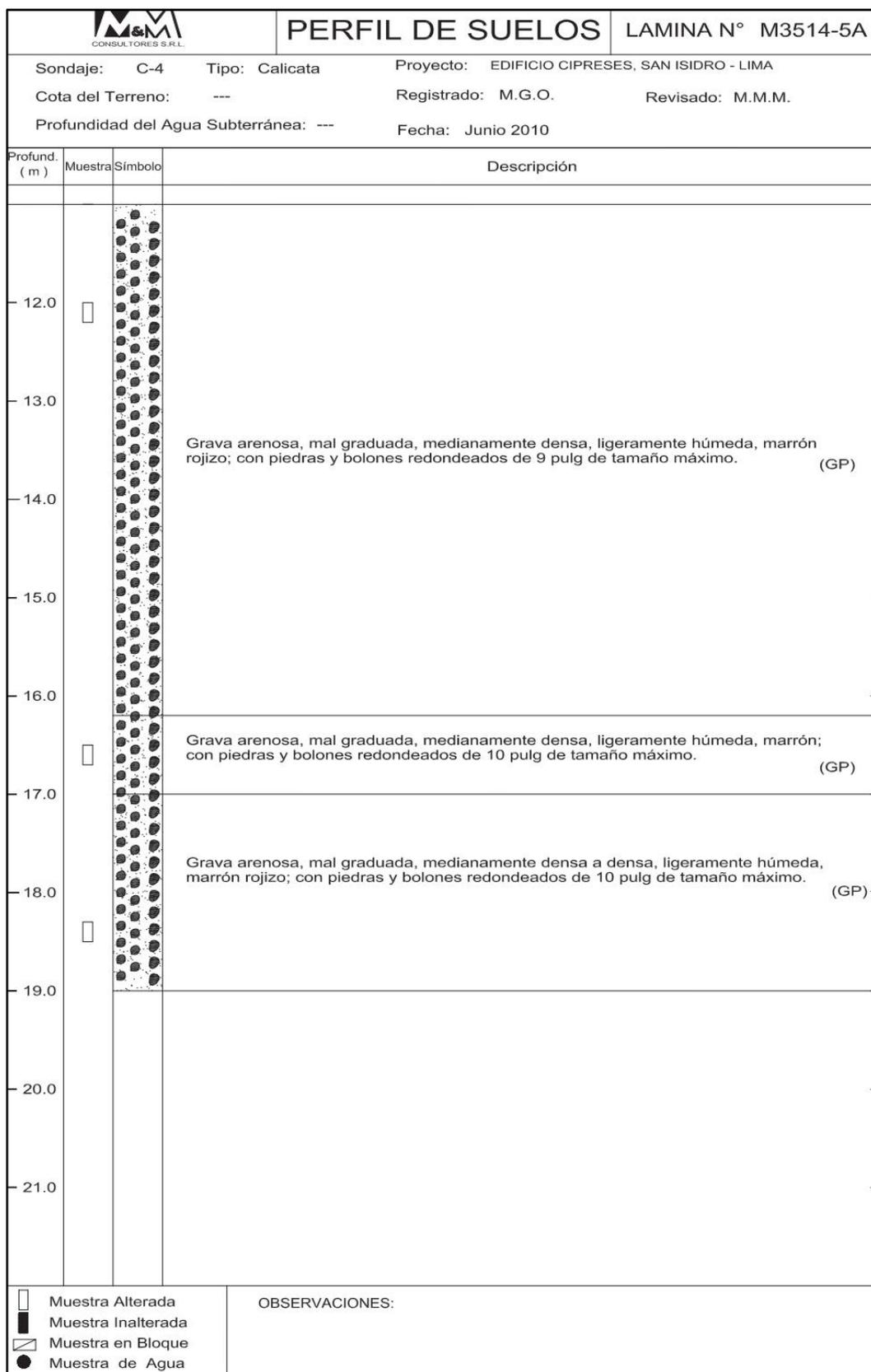




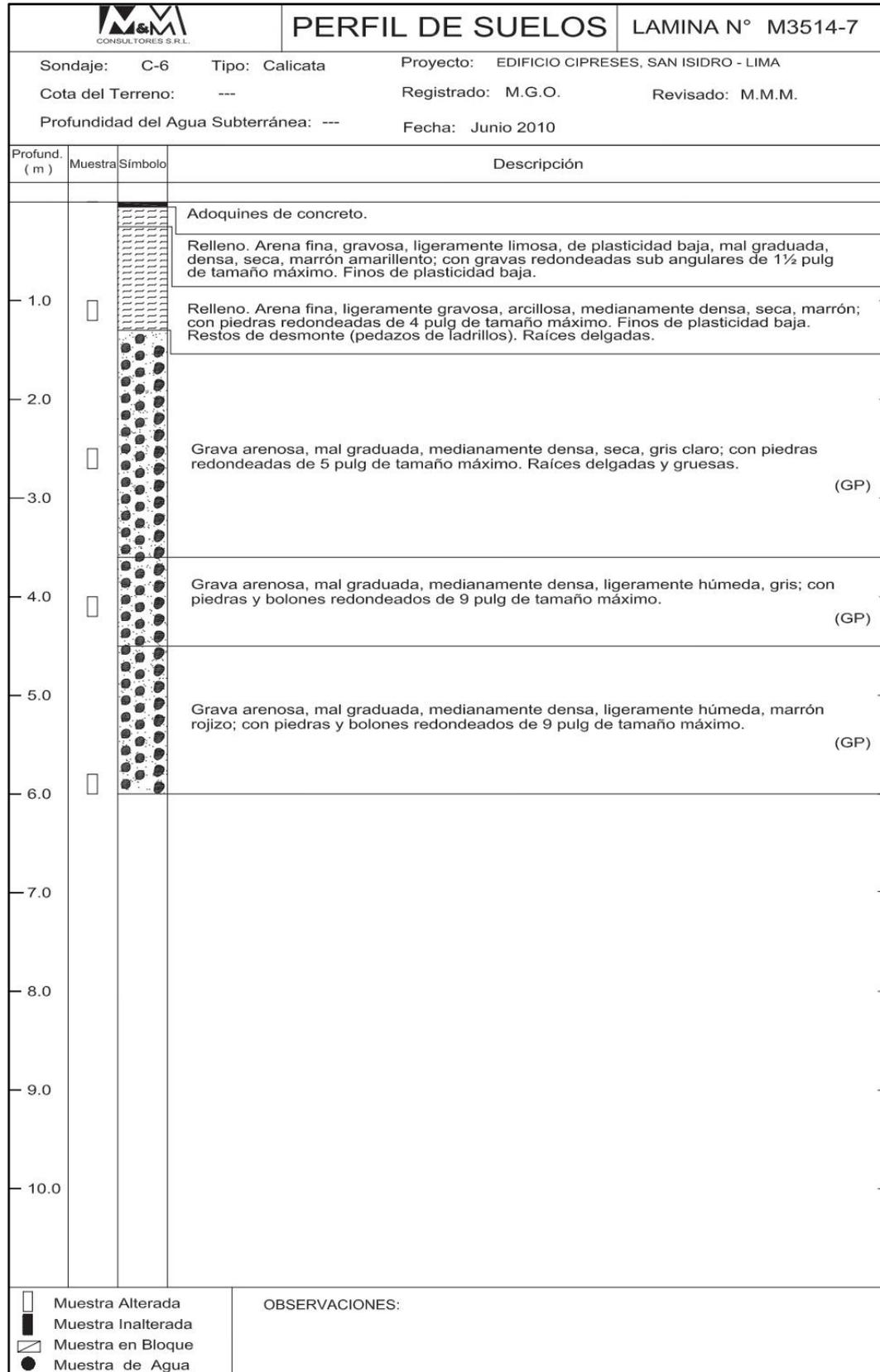


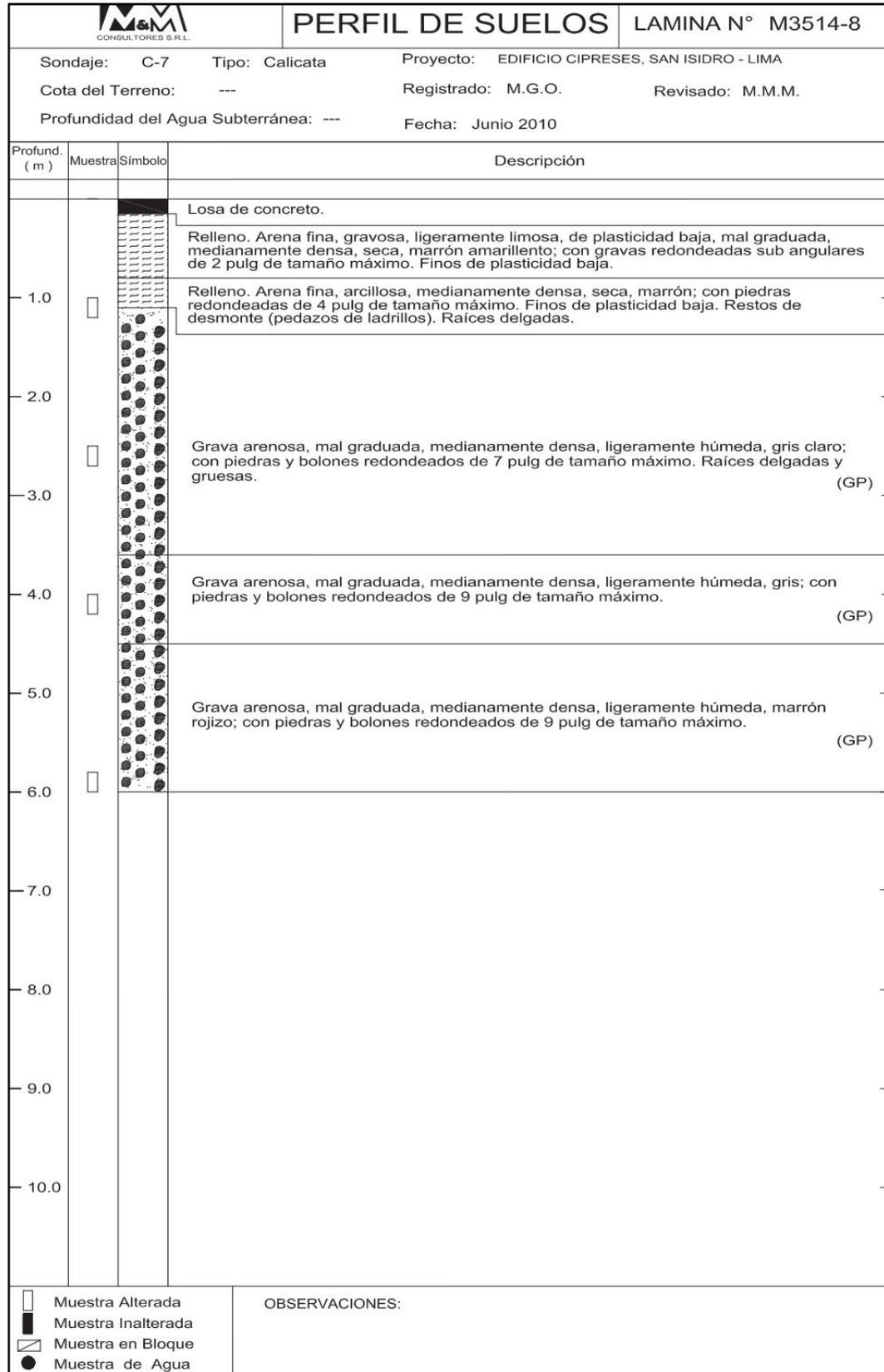


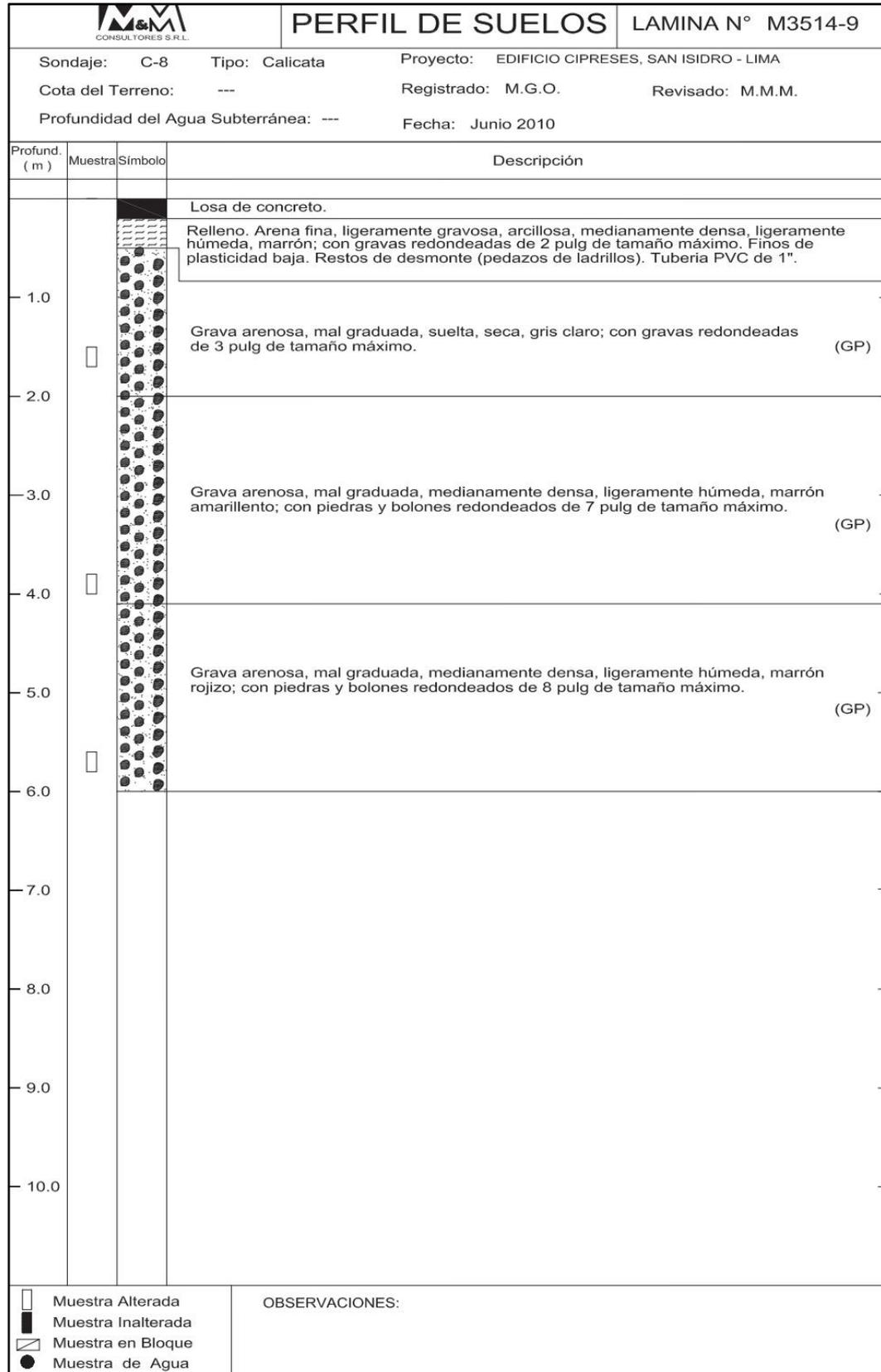


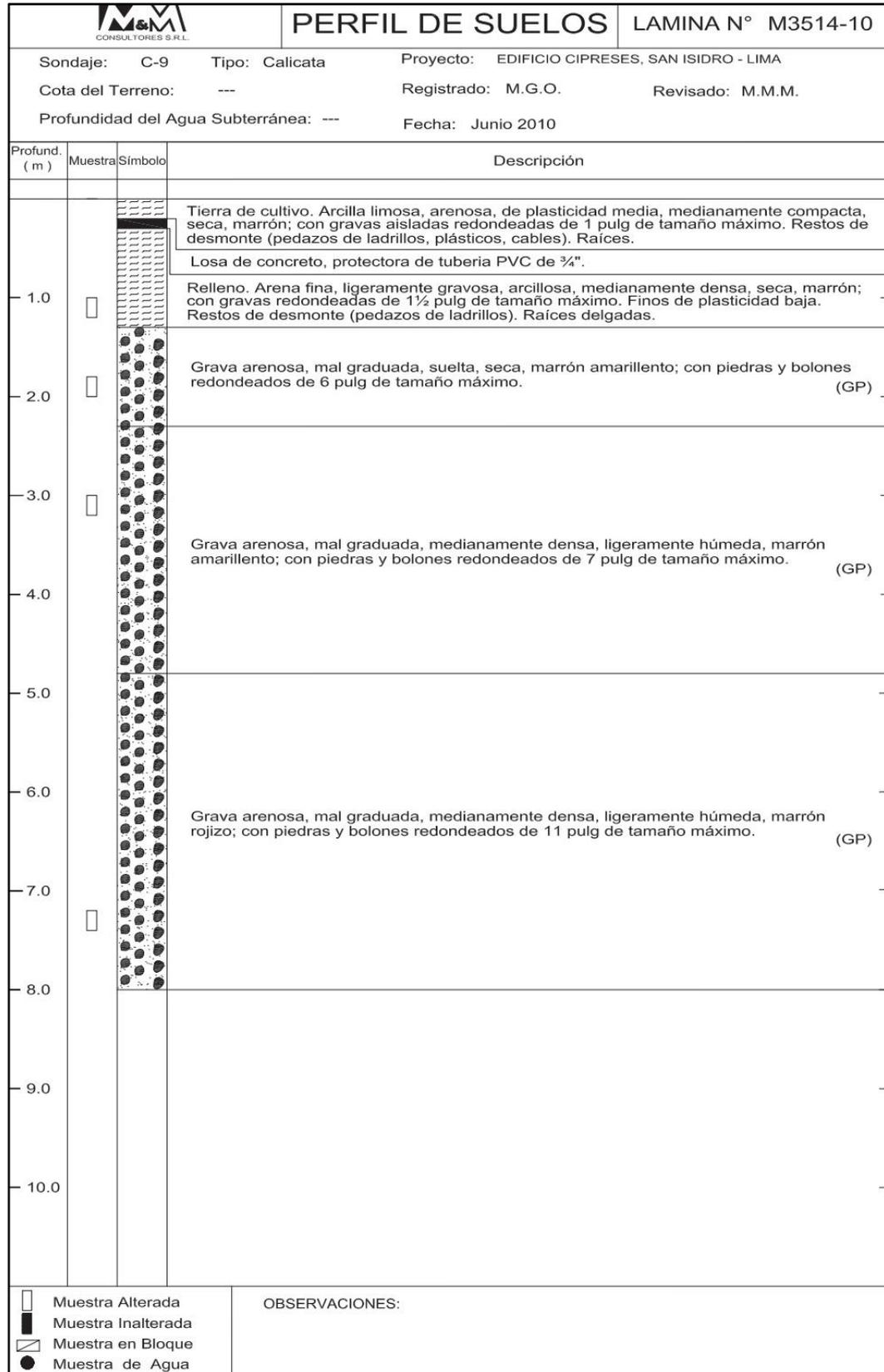


M&M CONSULTORES S.R.L.		PERFIL DE SUELOS		LAMINA N° M3514-6
Sondaje: C-5	Tipo: Calicata	Proyecto: EDIFICIO CIPRESES, SAN ISIDRO - LIMA		
Cota del Terreno: ---		Registrado: M.G.O.	Revisado: M.M.M.	
Profundidad del Agua Subterránea: ---		Fecha: Junio 2010		
Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción	
			Losa de concreto.	
1.0			Relleno. Arena fina, ligeramente gravosa, arcillosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón amarillento; con gravas aisladas redondeadas de 1 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos). Raíces delgadas.	
2.0			Grava arenosa, mal graduada, suelta, seca, gris claro; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)	
3.0			Grava arenosa, mal graduada, suelta, seca, gris; con piedras redondeadas de 4 pulg de tamaño máximo. (GP)	
4.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón amarillento; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)	
5.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón rojizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)	
6.0				
7.0				
8.0				
9.0				
10.0				
 Muestra Alterada  Muestra Inalterada  Muestra en Bloque  Muestra de Agua		OBSERVACIONES:		











**CUADRO N°M3514-1
EDIFICIO CIPRESES, SAN ISIDRO - LIMA**

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO																LÍMITES DE ATTERBERG		HUMEDAD		SUCS		
	Calicata	Profundidad	4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	L.L	L.P	I.P		(w)	%
C-1	0.60-0.80		100	100	100	100	99	94	93	92	91	90	88	87	82	60	48	23	14	9		2.53	SC
C-1	10.80-11.00		100	90	74	62	52	38	33	28	25	21	19	17	11	3	2	-	-	-		3.19	GP
C-1	18.00-18.20		100	93	85	74	61	54	46	42	35	30	26	16	5	4	-	-	-		3.00	GP	
C-2	11.00-11.20		100	95	91	88	81	63	55	45	40	32	27	21	13	5	4	-	-		5.38	GP	
C-2	14.80-15.00		100	96	96	86	79	62	54	44	39	30	24	18	9	2	1	-	-		3.42	GW	
C-3	12.50-12.70		100	97	93	78	70	54	47	40	37	30	26	20	11	4	3	-	-		4.52	GP	
C-3	18.30-18.50		100	94	89	83	71	54	47	40	36	29	24	20	14	5	3	-	-		4.39	GP	
C-4	12.00-12.20		100	97	82	70	56	50	43	40	33	29	23	13	4	3	-	-	-		2.76	GP	
C-4	18.30-18.50		100	92	78	67	53	48	38	34	24	18	14	10	5	4	-	-	-		3.74	GP	
C-5	0.80-1.00		100	100	100	100	98	96	95	94	93	91	89	84	63	49	24	13	11		5.41	SC	
C-5	3.00-3.20		100	96	92	86	68	48	41	34	31	28	27	26	21	5	2	-	-		1.90	GP	
C-5	5.00-5.20		100	98	91	79	61	53	41	36	29	24	21	15	3	1	-	-	-		1.06	GP	
C-6	1.00-1.20		100	100	100	96	92	86	82	78	76	72	69	68	64	41	30	20	12	8		2.89	SC
C-6	4.00-4.20		100	98	87	82	64	56	43	39	32	28	25	18	4	2	-	-	-		1.83	GP	
C-7	0.80-1.00		100	100	100	100	98	96	92	91	86	83	80	75	50	36	21	14	7		3.85	SC-SM	
C-7	5.80-6.00		100	96	93	87	78	60	51	42	37	31	28	27	20	6	3	-	-		3.47	GP	
C-8	5.60-5.80		100	97	88	74	56	48	39	34	28	25	23	17	4	2	-	-	-		3.50	GP	
C-9	1.80-2.00		100	100	100	99	95	94	92	92	90	89	88	83	60	49	24	13	11		5.72	GP	
C-9	7.20-7.40		100	93	86	64	59	42	36	30	27	22	19	17	11	3	2	-	-		6.10	GP	

ANEXO B: ANÁLISIS POR EQUILIBRIO LIMITE

