

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**USO DE INCLINÓMETROS PARA MONITOREO DE
LAS DEFORMACIONES EN UN MURO ANCLADO
PARA UN PROYECTO EN EL CONGLOMERADO DE
LIMA**

TESIS

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

**Bach. CHÁVEZ CARMEN FERNANDO
Bach. CORREA IZURIETA LUIS MANUEL**

**ASESOR: Mg. Ing. MARCO ANTONIO HERNANDEZ
AGUILAR**

LIMA – PERÚ

AÑO : 2015

DEDICATORIA

A mis padres Alberto y Michela, por la motivación y por su apoyo en todo momento.

A mis hermanos Carlos, Liz y Melani por toda su comprensión.

Luis Manuel Correa Izurieta

A mis padres Josefina y Alejandro, por su apoyo incondicional.

A mis hermanos Alejandro y Gianela, por siempre estar presentes, y a mi querida Maggie.

Fernando Chávez Carmen

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la Empresa Pilotes Terratest Perú por su confianza al habernos incluido en el equipo técnico de esta investigación, con la cual pudimos desarrollar la presente tesis, dándonos las facilidades del caso en cuanto a la disponibilidad de la información.

Un agradecimiento muy especial al Mg. Ing. Luis Fernando Raygada Rojas, quien con sus consejos y experiencias nos apoyó a lo largo de todo este proceso.

Agradecemos al Mg. Ing. Marco Antonio Hernández Aguilar, profesor de la Universidad Ricardo Palma, a quien le tenemos mucha consideración y aprecio por habernos asesorado en la elaboración de esta tesis.

Luis Manuel Correa Izurieta
Fernando Chávez Carmen

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1 Descripción de la realidad problemática	3
1.2 Identificación y formulación del problema	4
1.2.1 Problema principal	4
1.2.2 Problemas específicos	4
1.3 Objetivos de la investigación	4
1.3.1 Objetivo principal	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
1.4 Justificación e Importancia de la investigación	5
1.4.1 Conveniencia	5
1.4.2 Relevancia social	5
1.4.3 Implicancias prácticas	5
1.5 Alcances y Limitaciones de la investigación	6
1.7 Formulación de la hipótesis	7
1.7.1 Hipótesis general	7
1.7.2 Hipótesis específicas	7
1.8 Identificación de Variables	7
1.8.1 Variables independientes	7
1.8.2 Variables dependientes	8
1.8.3 Definición conceptual de las variables	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	10
2.1 Antecedentes de la investigación	10
2.1.1 En el ámbito internacional.	10
2.1.2 En el ámbito nacional.	12
2.2 Estudios de deformaciones en estructuras de retención	12
2.3 Características del Conglomerado de Lima	24
2.3.1 Geología.	25
2.3.2 Geomorfología.	26
2.3.3 Parámetros de resistencia típicos.	27
2.3.3.1 Ensayos de campo para el caso del Conglomerado de Lima.	28

2.3.3.2	Valores típicos para el caso del Conglomerado de Lima.	30
2.4	Metodología de los muros anclados	31
2.4.1	Concepto del muro anclado.	31
2.4.2	Antecedentes históricos.	32
2.4.3	Ventajas y desventajas de los muros anclados.	33
2.4.4	Clasificación de los muros anclados.	34
2.4.4.1	Según el tipo de pantalla o pared de revestimiento.	34
2.4.4.2	Según la vida útil o de servicio.	34
2.4.5	Aplicación de los muros anclados.	34
2.4.6	Modos de rotura o falla de los muros anclados.	36
2.4.7	Procedimiento constructivo del muro anclado.	38
2.4.7.1	Excavación masiva y perfilado del talud.	38
2.4.7.2	Perforación de orificios para los anclajes.	38
2.4.7.3	Instalación de anclajes e inyección.	38
2.4.7.4	Perfilado de los paños de forma intercalada. (Pañeteo de lechada de cemento)	39
2.4.7.5	Colocación del enmallado de acero.	39
2.4.7.6	Encofrado de los muros.	39
2.4.7.7	Vaciado de concreto.	40
2.4.7.8	Desencofrado de los muros.	40
2.4.7.9	Tensado de los anclajes.	40
2.4.7.10	Destensado de los Anclajes.	41
2.4.8	Aspectos generales sobre diseño de anclajes.	41
2.4.8.1	Método de Kranz.	41
2.5	Análisis de estabilidad de taludes	43
2.5.1	Generalidades.	43
2.5.2	Equilibrio límite.	43
2.5.3	Método de los elementos finitos.	45
2.6	Empujes laterales sobre elementos de contención	46
2.6.1	Estados de empujes.	47
2.6.2	Criterios de Rotura.	49
2.6.2.1	Criterio de Coulomb.	49
2.6.2.2	Criterio de Morh – Coulomb	50
2.6.3	Métodos y teorías representativas de empujes.	50

4.4.1	Características de los equipos utilizados.	82
4.4.2	Descripción de la instalación del inclinómetro.	83
4.5	Mediciones de deformaciones	89
4.5.1	Uso del Equipo.	89
4.5.2	Periodos de medición.	90
4.5.3	Calibración del instrumento.	95
4.5.4	Procesamiento de datos de salida del inclinómetro.	96
4.6	Modelación en PLAXIS 2D	98
4.6.1	PLAXIS 2D.	98
4.6.2	Modelo constitutivo Mohr-Coulomb.	99
4.6.3	Modelo constitutivo Hardening Soil.	100
4.6.4	Características del modelo.	102
4.6.5	Parámetros geotécnicos y características de elementos estructurales.	105
4.6.6	Modelación de la excavación.	107
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS		109
5.1	Resultados de la investigación	109
5.2	Análisis e interpretación de los resultados	113
5.3	Contrastación de Hipótesis	115
5.4	Discusión de resultados	116
CONCLUSIONES		120
RECOMENDACIONES		121
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		122
ANEXOS		122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Zonas según el tipo de suelo	14
Tabla 2	Casos de análisis según características de los estratos de suelos	21
Tabla 3	Resumen de deformaciones laterales ($\delta_{h_{max}} / H$ (%)) y asentamientos ($\delta_{v_{max}} / H$ (%))	22
Tabla 4	Propiedades del Conglomerado de Lima	30
Tabla 5	Ventajas y desventajas del sistema de muro anclado	33
Tabla 6	Aplicación de los muros anclados...33	
Tabla 7	Principales tipos de fallas locales en los muros anclados	36
Tabla 8	Principales tipos de fallas generales en los muros anclados	37
Tabla 9	Métodos de análisis de estabilidad de taludes	44
Tabla 10	Teorías representativas de empujes de suelo	52
Tabla 11	Tipos de inclinómetros	58
Tabla 12	Tipos de casing	60
Tabla 13	Operacionalización de variables	69
Tabla 14	Estratigrafía del suelo según calicatas	72
Tabla 15	Resultado del Sondaje MAM – Características Geotécnicas	73
Tabla 16	Resultado de los sondajes MASW72	
Tabla 17	Parámetros geotécnicos en estudios previos realizados	78
Tabla 18	Parámetros geotécnicos utilizados	78
Tabla 19	Propiedades Geométricas de los anclajes en el muro Instrumentado	80
Tabla 20	Resumen de mediciones en el periodo de excavación	91
Tabla 21	Parámetros para el modelo Hardening Soil del programa PLAXIS	102
Tabla 22	Parámetros Geotécnicos del Suelo	105
Tabla 23	Propiedades del muro	105
Tabla 24	Propiedades de los Anclajes	106
Tabla 25	Propiedades del Bulbo	106
Tabla 26	Propiedades Geométricas de los anclajes en el muro instrumentado	106
Tabla 27	Resumen de deformaciones laterales normalizadas	114

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Resumen de asentamientos adyacentes a cortes abiertos en varios suelos, como función de la distancia respecto al borde de excavación	15
Figura 2	Máximos asentamientos adyacentes a la excavación versus la profundidad de excavación	16
Figura 3	Máximos desplazamientos de muro versus la profundidad de excavación	17
Figura 4	Máxima deformación lateral observada en arcillas duras, suelos residuales y arenas	18
Figura 5	Deformación lateral máxima mediante programa de elementos finitos, para suelos rígidos	18
Figura 6	Gráfico de la estimación de máximos movimientos laterales de muros y asentamientos de superficie de suelo para los sistemas de apoyo en arcillas	19
Figura 7	Perfiles típicos de deformación para estructuras arriostradas	20
Figura 8.	Subdivisión de Casos	20
Figura 9.	Caso Muros con $h < 0.6H$ – Movimiento Lateral Máximo Normalizado vs. Profundidad	22
Figura 10	Muros con $h < 0.6H$ – Movimiento Lateral Máximo Normalizado vs. Sistema de Rigidez	23
Figura 11	Razones de la excesiva deformación ($\Delta h/R > 0.3\%$)	23
Figura 12	Geología de la ciudad de Lima	25
Figura 13	Geomorfología de la ciudad de Lima	27
Figura 14	Sistema de Carga Vertical y Medición de Deformaciones	28
Figura 15	Ensayos Carga de Placa Horizontal	29
Figura 16	Ensayo de Corte Directo In Situ	29
Figura 17	Ensayo de Rotura Progresiva	29
Figura 18	Calicata para ensayos en el Conglomerado de Lima	31
Figura 19	Esquema de un Muro Anclado	32
Figura 20	Fuerzas de equilibrio en el muro	41
Figura 21	Equilibrio de fuerzas de manera gráfica	42
Figura 22	Geometría de rebanadas en el análisis de estabilidad superficial de un talud y las fuerzas que actúan	45

Figura 23	Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por Elementos finitos	46
Figura 24	Modelación de falla utilizando modelo de elementos finitos (PLAXIS)	46
Figura 25	Estados: inicial, activos y pasivos idealizados	48
Figura 26	Influencia de los Movimientos en los empujes	48
Figura 27	Falla del terreno según el movimiento del muro	49
Figura 28	Relación Morh – Coulomb	50
Figura 29	Cuñas de rotura en un muro pantalla	51
Figura 30	Redistribución de empujes para una línea de anclajes	54
Figura 31	Redistribución de empujes para dos líneas de anclajes	54
Figura 32	Redistribución de empujes para tres o varias líneas de anclajes	54
Figura 33	Esquema general de la sonda inclinométrica	57
Figura 34	Casing de plástico ABS (RST Instruments)	57
Figura 35	Cable eléctrico de inclinómetro (RST Instruments)	57
Figura 36	Unidad lectora portátil (RST Instruments)	57
Figura 37	Principio de operación del inclinómetro	56
Figura 38	Sonda Inclinométrica Biaxial (RST Instruments)	59
Figura 39	Ejemplo de datos del obtenidos del inclinómetro	62
Figura 40	Nomenclatura de ranuras y vectores de movimiento	62
Figura 41	Ploteos típicos de información de inclinómetro	64
Figura 42	Efecto de limpia-parabrisas debido al error de movimiento de sesgo diagonal	65
Figura 43	Error de posicionamiento de la profundidad, casing curvo	67
Figura 44	Ejemplo del error de rotación y su corrección	66
Figura 45	Ubicación en planta de calicatas y ensayos geofísicos	72
Figura 46	Esquema representativo de la técnica del Método MASW	73
Figura 47	Excavación masiva hasta el primer nivel de excavación	75
Figura 48	Rampa de acceso de camiones	75
Figura 49	Distribución de anclajes en corte en zona de calzaduras	76
Figura 50	Distribución de anclajes en planta y ubicación del Inclinómetro	77
Figura 51	Distribución de anclajes en corte	79
Figura 52	Esquema de secuencia constructiva	81

Figura 53	Equipo de Medición Inclinométrica	82
Figura 54	Casing o tubo para las Mediciones con Inclinómetros	83
Figura 55	Ubicación en planta sobre el eje 10 entre anclajes 1.11 y 1.12a	85
Figura 56	Ubicación de puntos de perforación en elevación (Eje 10)	84
Figura 57	Fotografía de la perforación realizada en el punto B-01	59
Figura 58	Casing o tubo para las mediciones con inclinómetros	60
Figura 59	Tubo Pead para inyección de lechada con perforaciones para mejorar la inyección	87
Figura 60	Esquema del procedimiento de instalación de la tubería inclinométrica	88
Figura 61	Detalle del tapón de fondo de la tubería inclinométrica	88
Figura 62	Colocado y cementado de la tubería inclinométrica con lechada de cemento	89
Figura 63	Se quita la tapa de seguridad de la tubería inclinométrica	90
Figura 64	Introducción de la sonda en la tubería	90
Figura 65	Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 1 al 5	92
Figura 66	Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 6 al 10	93
Figura 67	Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 11 al 15	94
Figura 68	Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 16 al 18	95
Figura 69	Cheksun de mediciones del inclinómetro	96
Figura 70	Planilla Excel de datos de salida	97
Figura 71	Ingreso de datos y elección de planilla base en el programa <i>Inclinalysis</i>	97
Figura 72	Presentación final de datos de salida en el programa <i>Inclinalysis</i>	98
Figura 73.	Representación de curva idealizada del modelo Mohr – Coulomb	99
Figura 74	Superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos principales del modelo Mohr Coulomb	99
Figura 75	Relación hiperbólica de esfuerzo-deformación en carga primaria para la prueba triaxial drenada	101

Figura 76	Sección de los estratos de suelo a analizar	102
Figura 77	Geometría de la sección a estudiar y sus elementos estructurales definidos	104
Figura 78	Discretización de la masa de suelo	104
Figura 79	Vista de fases en las etapas constructivas	108
Figura 80	Resultado de deformación en el eje A del proyecto Edificio Los Cipreses	117
Figura 81	Vista de material apilado sobre el muro de la zona Instrumentada	118

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1	Registro de mediciones del inclinómetro en el eje A	109
Gráfica 2	Registro de mediciones del inclinómetro en el eje B	110
Gráfica 3	Deformada final de la sección	111
Gráfica 4	Escala de deformaciones finales	112
Gráfica 5	Dirección de las deformaciones	113
Gráfica 6	Cuadro de resultados donde se aprecia el valor del factor de seguridad	118

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1	Matriz de consistencia metodológica	127
Anexo 2	Panel Fotográfico	129
Anexo 3	Protocolos de medición inclinométrica	135
Anexo 4	Resultados de los estudios realizados de proyectos anteriores al año 1976 y posteriores para el informe denominado "Lateral Support Systems and Underpinning, Report FHWA-RD-75-128 Federal Highway Administration", por parte de Goldberg y otros (1976)	152
Anexo 5	Resultados de los estudios realizados de proyectos para el artículo denominado "Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation", por parte de Long (2001)	160

RESUMEN

El estudio consiste en un monitoreo de deformaciones con el uso de un inclinómetro instalado a trasdós de un muro de concreto armado con ocho niveles de anclajes en una excavación de 32 metros de profundidad en un proyecto de edificación en el distrito de San Isidro.

Debido a que la metodología del muro anclado es muy utilizada en los últimos años en la ciudad de Lima, se considera necesario realizar un estudio del comportamiento de este tipo de estructura de retención, con el objetivo de conocer si la máxima deformación está dentro de los rangos permitidos por las normas internacionales, más aún en nuestro entorno, en donde no se tiene una normativa que regule este tipo de obras.

La tesis se apoya en una revisión bibliográfica que ha permitido conocer estudios de deformaciones en estructuras de retención, analizar aspectos generales del comportamiento de los muros anclados, así como aspectos relacionados a la instrumentación geotécnica específicamente a los inclinómetros.

La metodología adoptada seguirá un método cuantitativo, asimismo será de nivel descriptiva y también explicativa. Por otro lado, se considera que será de tipo aplicada siguiendo un diseño no experimental, además de ser prospectiva y transversal.

Se ha logrado concluir que la deformación máxima del muro instrumentado está dentro de lo esperado, cumpliendo los rangos de las normas y de otras experiencias mencionadas en el marco teórico de esta tesis, además, tanto los resultados entregados por el inclinómetro como los presentados por el modelo en PLAXIS 2D, son similares, ya que muestra la tendencia hacia donde se dan las deformaciones.

Palabras claves: Deformación, muro anclado, inclinómetro, anclaje, conglomerado de Lima.

ABSTRACT

The study consists of a strain monitoring using an inclinometer installed to backfill of a retaining wall with eight anchors levels at a 32 meters deep excavation, in a building project in the district of San Isidro.

The methodology of the retaining wall is widely used in recent years in the city of Lima, for that reason it is considered necessary to study the behavior of this type of retaining structure, in order to determine whether the maximum deformation is within the range allowed by international standards, even in our environment, where there is no legislation regulating this type of work.

The thesis is based on a literature review, including studies of deformation of retaining structures, general aspects of the behavior of anchored walls and also issues related to geotechnical instrumentation specifically inclinometers.

The methodology is based on a quantitative method, considering a descriptive level and an explanatory level as well. On the other hand, it is considered to be a rate applied contemplating a non-experimental design, as well as being prospective and transversal.

The maximum deformation of the wall is within the expectations, satisfying the standards ranges and other experiences mentioned in the theoretical literature of this thesis and the results delivered by the inclinometer as the results presented by the PLAXIS 2D model are similar, because it shows the trend where the deformations are given.

Keywords: Deformation, retaining wall, inclinometer, anchorage, gravel of Lima

INTRODUCCIÓN

Las excavaciones profundas en la ciudad de Lima son cada vez más comunes debido a que en los últimos años se ha visto un crecimiento en el sector construcción. Estas excavaciones generan deformaciones en el suelo, que se transmiten al sistema de entibación utilizado, que en este caso será el muro anclado, el cual es una estructura contención temporal y posteriormente definitiva, en donde las deformaciones dependen de la tipología, características y empujes del suelo, conjuntamente del diseño y el proceso constructivo que se aplique. Si esta deformación es excesiva, puede producir inestabilidad a la construcción, originando diversos tipos de fallas y pudiendo ocasionar derrumbes, más aún cuando se tienen edificaciones con gran número de sótanos.

Por eso se propone un monitoreo de deformaciones mediante un inclinómetro, las cuales se encuentran registradas en los protocolos de medición, en donde los tesisistas estuvieron involucrados en la planificación, toma de datos y posteriores análisis, puesto que conocen del tema y desean profundizar más sus conocimientos. Esta es una práctica común en países del extranjero, sin embargo, muy pocas veces se ha tenido la oportunidad de realizar estudios en excavaciones profundas en nuestro entorno, que nos permita conocer la deformación real de los muros anclados, lo cual sería muy beneficioso pues conllevaría a realizar diseños más óptimos, que reduzcan recursos y tiempos de ejecución en el proceso constructivo, además de poder identificar deformaciones considerables para tomar medidas correctivas en el momento.

La tesis nace como producto de una investigación de la empresa Pilotest Terratest Perú, empresa especializada en el área de la geotécnica y a la cual los tesisistas pertenecen, debido a que la metodología del muro anclado esta estudiada y regulada internacionalmente, pero en nuestro país, su desarrollo se ha basado en la experiencia de las empresas geotécnico – constructoras debido a que no existe una mínima reglamentación, con lo cual esta investigación puede ser de provecho para poder elaborar un banco de información.

Esta investigación se realiza en el Conglomerado de Lima y tiene como objetivo general, determinar si la máxima deformación obtenida durante la construcción del muro anclado está conforme según lo estipulado en las normas internacionales. Así mismo, los objetivos específicos son comprobar si el procedimiento constructivo empleado en los muros anclados es el adecuado con respecto a las deformaciones encontradas, además de estimar el comportamiento de los muros anclados a través de programas geotécnicos, también comparar las deformaciones obtenidas por los programas geotécnicos y las mediciones in-situ con el inclinómetro, y finalmente, qué medidas correctivas se podrían tomar durante el proceso constructivo de los muros anclados, si se da el caso que las deformaciones reales excedan lo determinado por las normas internacionales.

Para poder lograr todo esto, esta investigación se ha estructurado en seis capítulos, El capítulo I nos habla acerca del planteamiento del problema, donde se describe la realidad problemática, se explican los objetivos y alcances de la investigación, luego en el capítulo II se plasma toda la revisión bibliográfica que sirvió de apoyo para poder elaborar el marco teórico, además el capítulo III trata del tipo y diseño metodológico adoptado para esta investigación, por otro lado el capítulo IV consiste en la aplicación y desarrollo de la investigación, donde se describe y explica todo lo concerniente al proceso del estudio, mientras que el capítulo V nos muestra la presentación, análisis y discusiones de los resultados, y finalmente presentan las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad problemática

En los últimos años, el sector construcción ha venido desarrollando un crecimiento muy rápido. Adicionalmente a ello, dadas las condiciones impuestas por parte de las autoridades municipales en cuanto a números de niveles a construir, y al constante crecimiento del parque automotor, se ha visto necesaria la construcción de más sótanos, haciendo necesario la realización de excavaciones cada vez más profundas. Es así como ahora se aprecia con más frecuencia, que en zonas urbanas, existen edificaciones con gran número de sótanos, es por ello que en la actualidad la estabilización de sótanos ha cobrado gran importancia. Esta importancia se ve reflejada en muchas de las construcciones de edificios modernos en la ciudad de Lima, que se imponen por la presencia de sótanos, debido a la demanda de grandes áreas de estacionamiento, necesidades arquitectónicas de optimización de espacios, y sus respectivas soluciones geotécnicas.

Esto ha exigido más cantidad de niveles a lo largo de los años, y a un aumento en las profundidades de excavación según la tipología del proyecto. Por ello, desde la década de los noventa la estructura de contención más utilizada en la capital ha sido los denominados muros anclados, este tipo de estructura además de servir como elemento de contención se logra convertir en un elemento estructural definitivo de la edificación. Esta metodología está estudiada y normada internacionalmente, pero en nuestro país aún no existe una mínima reglamentación, por lo que su desarrollo se ha basado principalmente en la experiencia de las empresas geotécnico – constructoras.

Es por esta razón que la presente investigación, en la que estuvieron involucrados los tesisistas, propone una evaluación a través de una instrumentación geotécnica que nos permitan medir deformaciones y comprobar si los diseños y la metodología, aplicados a los muros anclados, cumplen con la máxima deformación establecida por las normas internacionales.

1.2 Identificación y formulación del problema

1.2.1 Problema principal

- ¿La máxima deformación obtenida durante la construcción de los muros perimetrales de los sótanos mediante la metodología de muro anclado, está dentro de los rangos permisibles por las normas internacionales?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Es adecuado el procedimiento constructivo empleado en la construcción de los muros anclados en el conglomerado de Lima, en base a las deformaciones obtenidas?
- ¿El adecuado comportamiento de los muros anclados en el conglomerado de Lima, se reflejan en los programas geotécnicos especializados para estabilización de taludes?
- ¿Cuál es el grado de similitud entre las deformaciones obtenidas por los programas geotécnicos especializados y las deformaciones obtenidas mediante las mediciones in situ con el inclinómetro?
- ¿Es posible tomar medidas correctivas durante el proceso constructivo de los muros anclados, en caso se encuentren deformaciones mayores a las permisibles midiéndolas in situ con un inclinómetro?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo principal

- Determinar si la máxima deformación obtenida durante la construcción de los muros perimetrales de los sótanos mediante la metodología de muro anclado está dentro de los rangos permisibles por las normas internacionales.

1.3.2 Objetivos específicos

- Comprobar si el procedimiento constructivo empleado para la construcción de los muros anclados en el conglomerado de Lima es el adecuado en referencia a las deformaciones obtenidas.
- Estimar cómo sería el comportamiento de los muros anclados en el conglomerado de Lima a través de los programas geotécnicos especializados para estabilización de taludes.

- Comparar las deformaciones obtenidas por los programas geotécnicos especializados con las deformaciones halladas in-situ mediante el inclinómetro.
- Conocer qué medidas correctivas se podrían tomar durante el proceso constructivo de los muros anclados en caso se encuentren deformaciones mayores a las permisibles midiéndolas in situ con un inclinómetro.

1.4 Justificación e Importancia de la investigación

1.4.1 Conveniencia

La presente investigación es de provecho, pues mediante la instrumentación geotécnica podemos conocer la deformación real de los muros, lo que conlleva a realizar diseños más óptimos que se materialice en la reducción de recursos para la ejecución de esta tecnología.

1.4.2 Relevancia social

Al optimizar recursos y tiempos de ejecución, podemos reducir la contaminación auditiva, visual y las molestias para la sociedad propias del proceso constructivo. De igual forma en base a los resultados obtenidos y comparándolos con otros ensayos similares que se hayan realizado, poder tener un banco de información, y establecer valores máximos aceptables de deformaciones, de tal manera que ratifique que los diseños y la ejecución son totalmente seguros para la obra. Tomando en cuenta que para la tecnología de los muros anclados en nuestro país aún no existe reglamentación, y que sólo está normada internacionalmente, por esta razón su desarrollo se ha basado principalmente en la experiencia de las empresas geotécnico – constructoras especializadas.

1.4.3 Implicancias prácticas

La presente investigación ayudará a identificar si en el transcurso de la construcción del muro anclado existen algunas deformaciones considerables que impliquen un riesgo en la estabilidad de los sótanos, de ese modo tomar las acciones correctivas correspondientes en el momento y no esperar a última instancia.

1.5 Alcances y Limitaciones de la investigación

La tesis sólo abarca el estudio de los muros anclados empleados en la construcción de obras de gran profundidad para el caso específico del Conglomerado de Lima. Sin embargo, las recomendaciones que se han efectuado y los parámetros de diseño que se han utilizado, únicamente son aproximadas para el caso del Conglomerado de Lima o suelos de las mismas características geológicas - geotécnicas. No obstante, estudios que consideren una metodología semejante a la empleada para responder a objetivos similares a los planteados en esta tesis, pueden utilizar las recomendaciones que se han efectuado, a suelos diferentes a los considerados en esta investigación. Además, la consideración a tener en cuenta, guarda relación con los valores de los parámetros geotécnicos utilizados en la comparación entre el modelo de cálculo número y los resultados obtenidos de campo, los cuales únicamente se pueden aplicar a la construcción de muros anclados para el caso de la obra monitoreada.

Este estudio ha considerado efectuar modelamientos numéricos en dos dimensiones, mediante las cuales se han obtenido resultados fiables que han de permitir su posterior comparación con las mediciones efectuadas en terreno. Igualmente, la presente investigación ha considerado el estudio de las deformaciones del suelo y el muro, mediante la interpretación de datos obtenidos en el proceso de instrumentación geotécnica, por medio de Inclínómetros.

La presente investigación también tiene la limitante de no poder mostrar todos los datos y cálculos respecto a sus diseños, debido a que forma parte de la base de datos de la Empresa Pilotes Terratest Perú, a la cual los tesisistas pertenecen, y son el resultado de la experiencia e investigaciones propias de la empresa.

1.6 Viabilidad de la investigación

La presente investigación es viable, puesto que se cuenta con recursos financieros, humanos y materiales necesarios para su realización, y con el respaldo y apoyo de la Empresa Pilotes Terratest Perú, puesto que los tesisistas son parte del equipo técnico de esta empresa geotécnica que se especializa en

cimentaciones profundas. Los trabajos de medición inclinométrica se han iniciado en el mes de febrero del 2015 y se pronostica que terminan en el mes de octubre del presente año, tiempo suficiente para obtener la información necesaria para su realización y su estudio correspondiente.

1.7 Formulación de la hipótesis

1.7.1 Hipótesis general

- La máxima deformación obtenida durante la construcción de los muros perimetrales de los sótanos mediante la metodología de muro anclado, está dentro de los rangos permisibles por las normas internacionales.

1.7.2 Hipótesis específicas

- El procedimiento constructivo empleado para la construcción de los muros anclados en el conglomerado de Lima fue el adecuado, en referencia a las deformaciones obtenidas.
- Los programas geotécnicos especializados para estabilización de taludes, muestran el adecuado comportamiento de los muros anclados en el conglomerado de Lima.
- Las deformaciones obtenidas por los programas geotécnicos especializados y las deformaciones medidas in situ con el inclinómetro son similares.
- Las medidas correctivas propuestas para contrarrestar las deformaciones mayores a las permisibles, midiéndolas in situ con un inclinómetro durante el proceso constructivo de los muros anclados, son las adecuadas.

1.8 Identificación de Variables

1.8.1 Variables independientes

- Metodología del muro anclado
- Rangos permisibles de deformaciones
- Procedimiento constructivo del muro anclado
- Programa geotécnico
- Estabilización de taludes
- Mediciones in situ con el inclinómetro

1.8.2 Variables dependientes

- Deformación del muro anclado
- Comportamiento de los muros anclados
- Medidas correctivas

1.8.3 Definición conceptual de las variables

a) Metodología del muro anclado

Los muros anclados son estructuras de carácter provisional que sirven para proteger a los edificios vecinos, frente a los empujes laterales de tierra que se producen cuando hay excavaciones, posteriormente pasan a ser definitivos una vez construido las losas del edificio.

b) Rangos permisibles de deformaciones:

Es el intervalo entre el valor máximo y el valor mínimo de deformaciones del suelo, determinados por las normas.

c) Proceso constructivo del muro anclado:

Serie de acciones relacionadas entre sí, mediante una secuencia ordenada para lograr la ejecución muros verticales de concreto armado que resisten el empuje del suelo, anclados con tensores en la masa del terreno, conforme se hace la excavación general.

d) Programa geotécnico:

Es un programa o conjunto de programas de cómputo que incluye datos, procedimientos, instrucciones y pautas, diseñado para resolver distintos problemas geotécnicos.

e) Estabilización de taludes:

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

f) Mediciones in situ con el inclinómetro:

Es un registro de datos obtenidos mediante el uso de un instrumento de alta precisión que nos permite medir los desplazamientos horizontales en taludes y terrenos inestables.

g) Deformación del muro anclado:

Es la respuesta del muro anclado sujeto a esfuerzos, donde el grado de deformación producido por un esfuerzo dependerá de la composición del suelo, su relación de vacíos, la sobrecarga que se le aplique y la forma en que se apliquen los nuevos esfuerzos.

h) Comportamiento de los muros anclados:

Es la respuesta del muro anclado sometido a cargas o acciones especificadas y se cuantifica midiendo las fuerzas internas y las deformaciones que se puedan dar en la estructura.

i) Medidas correctivas:

Son las medidas que llevamos a cabo para eliminar la causa de un problema detectado y evitar su repetición.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

A continuación se mencionan los trabajos de investigación realizados más representativos, tanto en el ámbito internacional como en el ámbito nacional, relacionados con los objetivos de estudio que se abordan en la presente investigación.

2.1.1 En el ámbito internacional.

- Goldberg et al. (1976) en su recopilación de información de proyectos estudiados, muestran que los movimientos del muro de las excavaciones en la arena y la grava o arcilla muy rígida a dura son generalmente menos de 0.4 por ciento de la profundidad de excavación y para suelos blandos en promedio de 1 por ciento.
- Clough and O'Rourke (1990) reunieron más datos con más tipos de estructuras de retención que las recolectadas por Peck (1969) separándolos en dos categorías: (a) Arcillas duras, suelos residuales y arenas, (b) Arcillas blandas a medias. Se presenta una gran dispersión, pero, los valores de deformación lateral tienden a un promedio de 0.2% de la profundidad de excavación (H), aclarando que no existe una tendencia entre el valor de máxima deformación y el tipo de estructura de retención, sugiriendo que a este nivel de deformación el suelo se comporta de manera aproximadamente elástica.
- Long (2001) concluye que para suelos competentes, con un pequeño estrato de suelo blando con un espesor de $h < 0.6H$, lo siguiente:
 - ^ La máxima deformación lateral normalizada está frecuentemente entre 0.05% y 0.25% de la profundidad de excavación.
 - ^ No hay diferencia notable entre los sistemas arriostrados, anclado y *top-down*.
 - ^ Las deformaciones en suelos rígidos son independientes de la rigidez del sistema de retención.
 - ^ Los sistemas menos rígidos pueden trabajar adecuadamente ya que en muchos casos el diseño se trabaja de manera conservativa.

- Sanhueza (2008) hace mención a Rodríguez Ortiz (2002), él menciona, que un criterio de peligrosidad empleado para determinar los movimientos del terreno, es aquel basado en la distorsión angular, cuyo valor límite es del orden: $\Delta s / L < 1/1000$. Donde Δs corresponde al asiento en superficie y L la longitud de la pantalla. Por otro lado, El Código Técnico de la Edificación (2005) recomienda un valor límite de la distorsión angular para estructuras de contención equivalente a 1/300.
- Sanhueza (2008) concluye que el empleo de anclajes, en algunos casos, ha representado una buena alternativa de solución para resolver grandes profundidades de vaciado, sin ocupar grandes espacios dentro de la estación, permitiendo reducir los movimientos horizontales y verticales del terreno, así como los momentos flectores, lo cual ha conllevado a una disminución de los costos al reducir el espesor de la pantalla y su empotramiento en el terreno.

Además, el empleo de ellos en la estación 4 de Metro norte (Metro de Madrid), ha permitido reducir los movimientos máximos a un valor promedio de 14 mm, los cuales no han afectado a importantes edificaciones existentes en las inmediaciones de dicha estación.

- Alarcón (2011) menciona que para el caso de un sistema de muro berlinés, tanto anclado como no anclado, el parámetro que limita el diseño es el desplazamiento horizontal del muro, debido a que no puede existir un desplazamiento mayor a los 20 mm en Concepción, Chile.
- Alarcón (2011) recomienda monitorear permanentemente los desplazamientos horizontales en base a inclinómetros ubicados en sitios estratégicos a lo largo del muro. Esto es de vital importancia para que la entibación no genere o produzca daño, tales como agrietamientos producto de asentamientos o desplazamientos, en construcciones vecinas a la excavación.
- Rozic (2012) determina que el inclinómetro, debido a que la deformada se obtiene integrando los giros en toda la altura, es incapaz de medir corrimientos totales. Sin embargo, a través de otros métodos como topografía u otros equipos o sensores, se puede obtener un valor del

corrimiento y de esta forma obtener una correcta deformación del sistema de contención.

2.1.2 En el ámbito nacional.

- Pilotes Terratest Perú (2012) realizó un monitoreo de la excavación mediante inclinómetros para el control de la estabilidad de los muros anclados en el proyecto Edificio Los Cipreses, el cual cuenta entre 4 a 5 niveles de sótanos con una profundidad aproximada de 15 metros en el Conglomerado de Lima. Los resultados de las mediciones fueron los siguientes:
 - ^ Desplazamiento horizontal máximo de 6.1 mm en la corona del muro, es decir 0.04% de deformación cortante (γ_n/H).
 - ^ Se observa que el nivel de deformación estuvo por debajo de las máximas permitidas para gravas arenosas densas según el manual de carreteras de la norma chilena, la cual indica que sea menor al 0,07% de la profundidad de excavación.

2.2 Estudios de deformaciones en estructuras de retención

En el campo de las excavaciones profundas, Bentler (1998) argumenta que es una tarea compleja el predecir el desempeño de las estructuras de retención, y esta tarea se torna más complicada cuando se trata de un entorno urbano donde las construcciones colindantes pueden sufrir daños debido a las excavaciones. Asimismo, añade que el desempeño de una excavación profunda está relacionado con la estabilidad y la deformación, ya que una excavación profunda debe tener paredes que no colapsen y cuyas deformaciones deben limitarse a niveles aceptables. Esta relación es muy cercana puesto que si el factor de seguridad es grande, los esfuerzos en el suelo serán pequeños y las deformaciones también pequeñas, y de la misma forma, si el factor de seguridad es cercano a uno, los esfuerzos serán grandes y las deformaciones de suelo pueden ser grandes. Adicionalmente a ello, argumenta que también se ha demostrado que la estabilidad se evalúa con precisión utilizando cálculos de equilibrio límite, las deformaciones sin embargo, son más difíciles de predecir y el análisis de elementos finitos es

usado a menudo para este fin, cuando las deformaciones del suelo son considerables.

Por otro lado, con respecto a los sistemas de retención para excavaciones profundas afirma que, tienen por función proporcionar soporte lateral y limitar su movimiento. Estos constan de dos componentes principales: (a) muro de contención, y (b) los apoyos a emplear. Dentro de los muros más usados se encuentran: (a) muros diafragma (lechada estructural), (b) tablestacas, (c) muros de pilotes soldados, (d) pilotes tangentes, (e) pilas contiguas, y (f) muros de suelo profundo mezclado (*deep soil mixed walls*) y dentro de los principales tipos de apoyos se encuentran los siguientes: (a) puntales, (b) escuadras (*rakers*), y (c) anclajes.

Se resaltan las lecciones aprendidas de proyectos estudiados en los artículos de Peck (1969), Lambe (1970), Goldberg et al. (1976), O'Rourke (1981), y Clough y O'Rourke (1990) que hicieron importantes contribuciones a la comprensión de la profesión de la ingeniería geotécnica de excavaciones profundas. Recomendaciones que se mencionan a continuación:

- El tipo de suelo es un factor clave en el desempeño de una excavación profunda.
- La instalación del soporte en el momento oportuno es fundamental para minimizar las deformaciones.
- El soporte pretensado es eficaz para reducir al mínimo las deformaciones.
- El bombeo de agua o drenaje de la excavación profunda es a menudo una fuente importante de asentamientos.
- La secuencia constructiva es un factor importante en el desempeño de excavaciones profundas.
- La mano de obra es un factor importante en el rendimiento de excavaciones profundas.
- "Menores" detalles de construcción pueden ser factores importantes en el desempeño de excavaciones profundas.
- Los cambios de temperatura deben ser considerados en excavaciones arriostradas.

- El espaciamiento de apoyos es un factor importante en el desempeño de excavaciones profundas.
- Las grandes tensiones laterales iniciales del suelo pueden afectar negativamente a las excavaciones profundas.
- El tipo de muro puede ser un factor importante en el rendimiento de una excavación profunda.
- Los movimientos causados por las actividades de construcciones auxiliares pueden ser significativos.

Es práctica común y saludable hacer el monitoreo de las deformaciones de los muros de las excavaciones profundas, la mayoría de los estudios realizados se han dado en suelos arcillosos, arenas sueltas y limos competentes, pero en suelos tan rígidos como es el caso del Conglomerado de Lima no se han hecho muchos estudios. Esta práctica es muy común en otras partes del mundo y debe ser replicada en nuestro país.

Por su parte, Peck (1969) en la Séptima Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones mostró la primera revisión exhaustiva de las excavaciones profundas en el suelo e hizo una selección de los asentamientos que se produjeron en la superficie del suelo adyacente a la excavación. En la Tabla 1 se muestra las tres zonas según el tipo de suelo y la Figura 1 muestra la relación entre el asentamiento y la profundidad de excavación (H), donde diferenció tres sectores según el tipo de suelo:

Tabla 1

Zonas según el tipo de suelo

Zona	Tipo de suelo	Observaciones
I	Arena y arcilla dura a blanda	-
II	Arcilla muy blanda a blanda.	Limitada profundidad de la arcilla por debajo del sello de excavación pero con un alto Factor de Seguridad contra falla del pie de la excavación.
III	Arcilla muy blanda a blanda	Arcilla profunda por debajo del sello de excavación con un bajo Factor de Seguridad contra falla del pie de la excavación

Nota. Tomado de "Modelación e Instrumentación de las pilas de Entibación del Proyecto *Beauchef Poniente*," por M. Rozic, 2012.

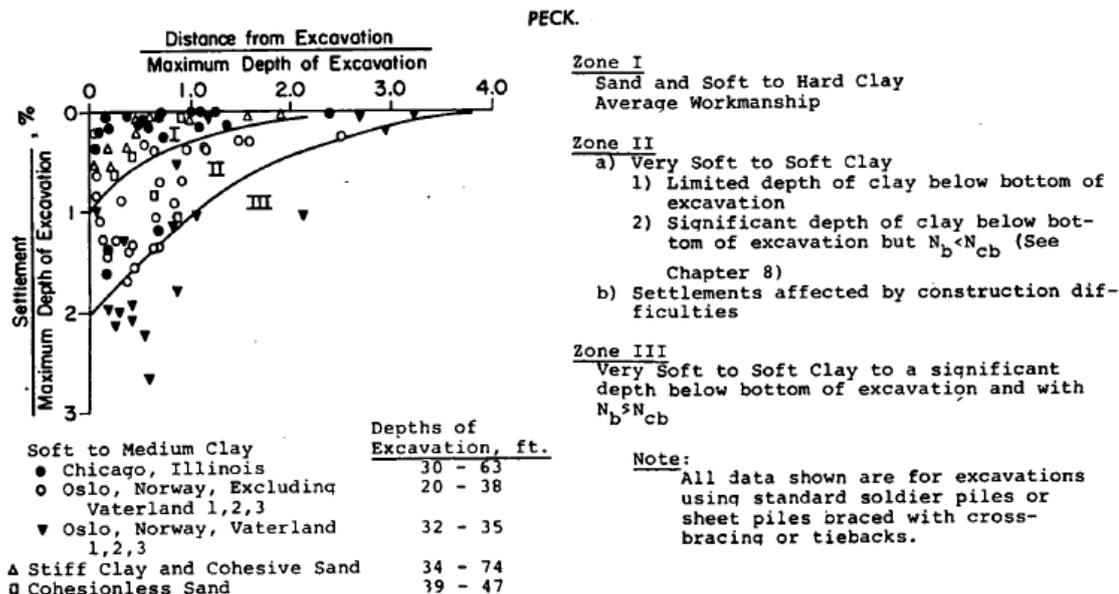


Figura 1. Resumen de asentamientos adyacentes a cortes abiertos en varios suelos, como función de la distancia respecto al borde de excavación (Peck, 1969). Tomado de "Finite Element Analysis of Deep Excavations," por D. Bentler, 1998.

Adicionalmente a ello, Peck (1969), discute tres aspectos importantes sobre excavaciones profundas: (a) la importancia del tipo y las propiedades del suelo sobre el desempeño de las excavaciones profundas, (b) la importancia de la profundidad de la excavación, y (c) la importancia de lo que Peck llamó "mano de obra" en el control de las deformaciones, como es el caso de la instalación inmediata de apoyos.

Posteriormente, Lambe (1970) en su artículo de excavaciones arriostradas, se centra en el diseño y análisis de excavaciones profundas y sus sistemas de retención, revisando los factores que contribuyen al movimiento del suelo. Concluyó que el estado del arte en cuanto a diseño y análisis de excavaciones arriostradas estaba lejos de mostrar resultados satisfactorios, puesto que las cargas en los sistemas de retención y las deformaciones de suelo eran difíciles de pronosticar con confianza. Además, sugirió las dos formas más convenientes para ahondar en el conocimiento sobre las excavaciones profundas, las cuales son: (a) el análisis mediante elementos finitos, y (b) la experiencia que se obtenga de estudios de proyectos anteriores.

Seguidamente, Goldberg et al. (1976) presentaron un informe para la FHWA sobre una recopilación de 63 estudios realizados en proyectos hasta el

año 1976, como base para la estimación de los movimientos máximos horizontales de muros, asentamientos máximos de suelo, y la forma del perfil de asentamiento de la superficie del suelo adyacente a las excavaciones. En el Anexo 4 se muestra los resultados de los estudios realizados para el informe de la FHWA. En cuanto a los movimientos máximos horizontales encontrados, ellos muestran que los movimientos del muro de las excavaciones en la arena y la grava o arcilla muy rígida a dura son generalmente menos de 0.4% de la profundidad de la excavación y para suelos blandos en promedio de 1 %. Además dieron algunas recomendaciones para controlar estas deformaciones, como el uso de soportes pretensados que son eficaces para minimizar las deformaciones, cuantificar la rigidez del sistema de retención, tomar en consideración a las tensiones inducidas por la temperatura y que el uso de muros pantallas en los suelos blandos reducen las deformaciones en un cuarto con respecto al uso de tablestacas. En cuanto a los asentamientos, observaron que el bombeo de agua o drenaje en la excavación puede ser causa de consolidación del suelo y asentar el suelo adyacente a la excavación, además de causar pérdida de terreno en arenas finas o en suelos limosos.

En la Figura 2 y Figura 3 muestran que la magnitud del movimiento, tanto asentamiento como deformaciones en condiciones de suelo blando, han disminuido desde el informe del estudio realizado.

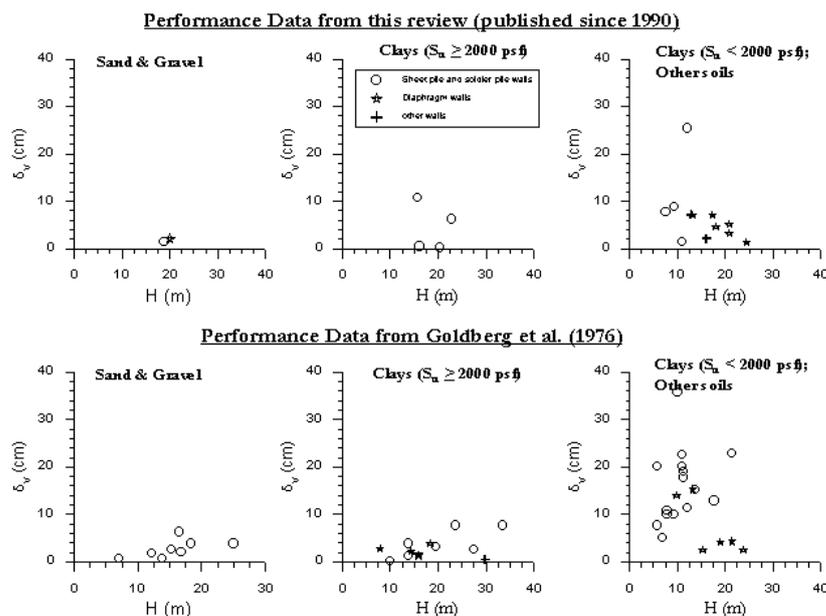


Figura 2. Máximos asentamientos adyacentes a la excavación versus la profundidad de excavación (por Goldberg et al., 1976). Tomado de "Finite Element Analysis Of Deep Excavations," por D. Bentler, 1998.

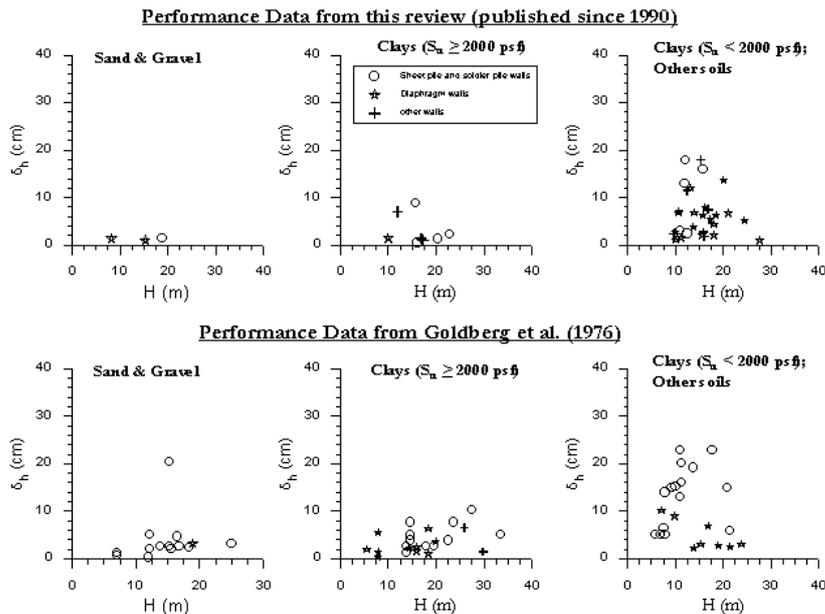


Figura 3. Máximos desplazamientos de muro versus la profundidad de excavación (por Goldberg et al., 1976). Tomado de "Finite Element Analysis of Deep Excavations," por D. Bentler, 1998.

Por su parte, Clough and O'Rourke (1990) estudiaron las deformaciones debido a excavaciones profundas y las dividieron en dos tipos: (a) debido a la excavación y al proceso de retención, y (b) debido a causa de las actividades constructivas auxiliares. Ellos recopilaron más datos con más tipos de estructuras de retención que las que hizo Peck (1969), diferenciándolos en dos sectores: (a) arcillas duras, suelos residuales y arenas, y (b) arcillas blandas a medias. En la Figura 4 se muestra un gráfico de los máximos movimientos laterales de muros respecto a la profundidad de excavación para diferentes sistemas de retención, en donde dentro de una gran dispersión se observó una tendencia la cual apuntaba a un 0.2% de la profundidad de excavación. Por otro lado se puede percibir que no hay una clara relación entre la máxima deformación obtenida con el sistema de retención usado, para esta magnitud de la deformación, argumentan que el suelo tiene un comportamiento aproximadamente elástico y aceptando este comportamiento los autores lo consideraron para hacer sus modelos de elementos finitos para suelos rígidos, variando la rigidez del suelo, la estructura de contención, el espaciamiento de apoyos y el coeficiente lateral del suelo. En la Figura 5 se aprecian los resultados del análisis de elementos finitos, en donde se observa que en suelos duros la rigidez del sistema de retención no es influyente en la deformación,

mientras que la rigidez del suelo y su grado de preconsolidación (K_0), si tienen influencia en la deformación lateral.

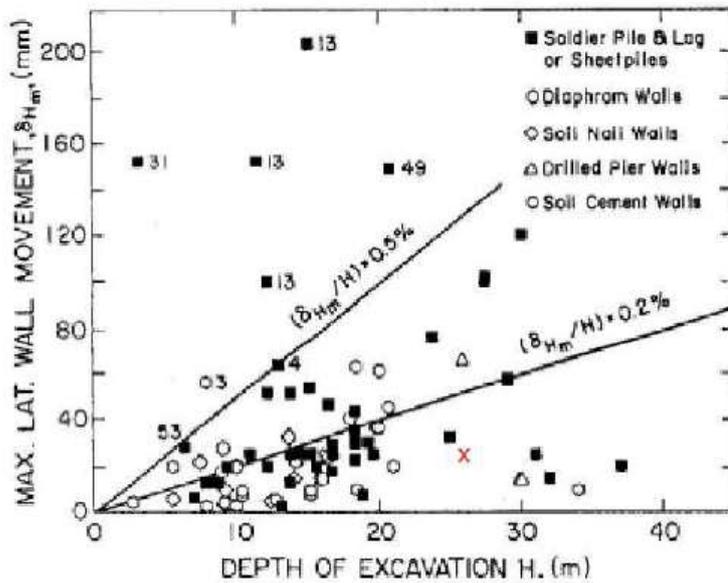


Figura 4. Máxima deformación lateral observada en arcillas duras, suelos residuales y arenas (por Clough y O'Rourke, 1990). Tomado de "Modelación e Instrumentación de las pilas de Entibación del Proyecto *Beauchef Poniente*," por M. Rozic, 2012.

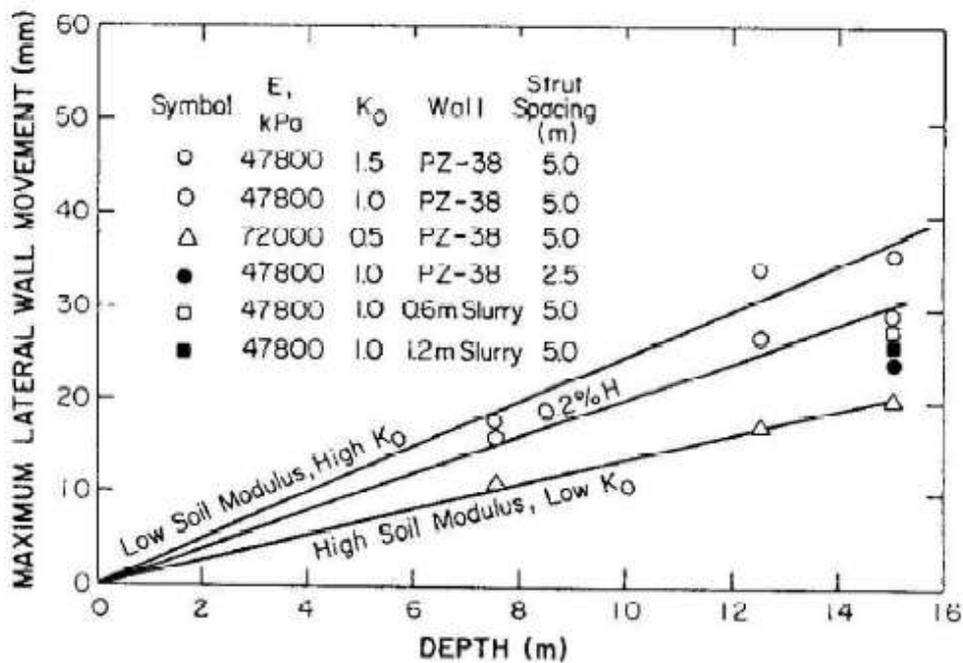


Figura 5. Deformación lateral máxima mediante programa de elementos finitos, para suelos rígidos (por Clough y O'Rourke, 1990). Tomado de "Modelación e Instrumentación de las pilas de Entibación del Proyecto *Beauchef Poniente*," por M. Rozic, 2012.

En la Figura 6 se observa que para suelos blandos, la deformación lateral es definida como función del Factor de Seguridad contra la falla del pie

de la excavación y de la rigidez del sistema de retención.

Dónde:

E: Módulo de Young.

I: Momento de inercia

γ_w : Densidad agua.

h_{avg} : Espaciamiento promedio.

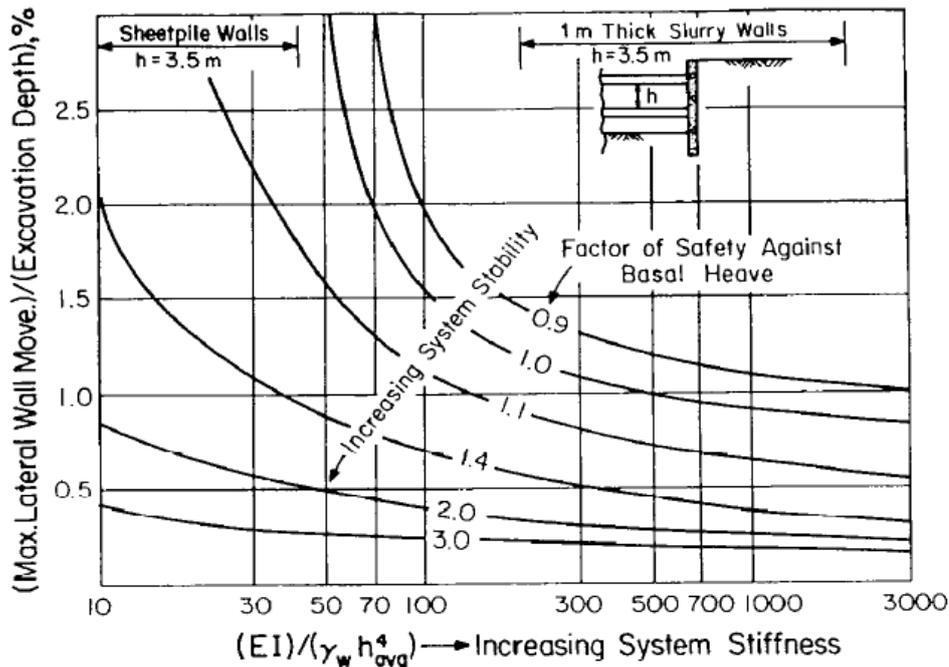


Figura 6. Gráfico de la estimación de máximos movimientos laterales de muros y asentamientos de superficie de suelo para los sistemas de apoyo en arcillas (por Clough y O'Rourke, 1990). Tomado de "Finite Element Analysis Of Deep Excavations," por D. Bentler, 1998.

Asimismo, para este tipo de suelos, la estabilidad basal del sistema de retención tiene gran influencia en la deformación lateral, al contrario de los suelos más duros donde la rigidez del elemento de retención sí es influyente en la deformación lateral, más aún cuando el factor de seguridad contra la falla de la base es bajo. Por otro lado, los autores también estudiaron cómo es el comportamiento de las deformaciones de las estructuras de retención según sus estados constructivos. En la Figura 7a, se observa que en una primera etapa el muro se comporta como viga cantilever y los asentamientos adyacentes a la excavación se dan de forma triangular. No obstante, cuando se profundiza más y se coloca un elemento de arriostre se da una deformación en la parte baja, como se manifiesta en la Figura 7b. Para la etapa final la deformación se presenta como se observa en la Figura 7c, donde además el

asentamiento del suelo colindante a la excavación presenta un comportamiento trapezoidal.

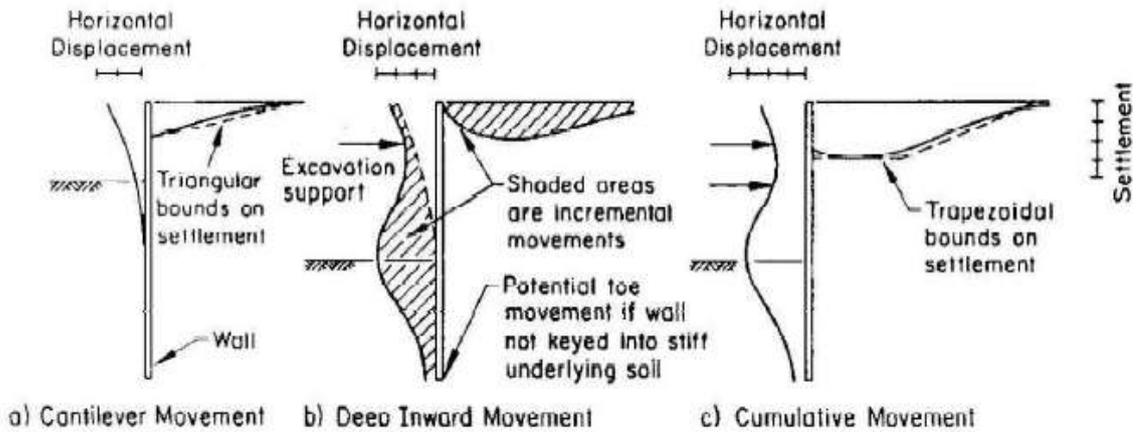


Figura 7. Perfiles típicos de deformación para estructuras arriostradas (por Clough y O'Rourke, 1990). Tomado de "Modelación e Instrumentación de las pilas de Entibación del Proyecto *Beauchef Poniente*," por M. Rozic, 2012.

Más recientemente, Long (2001) recopiló cerca de 300 estudios realizados de deformaciones de suelos en excavaciones profundas y los dividió en cuatro casos según las características del suelo, como se observa en la Figura 8. En la Tabla 2 se aprecia dicha diferenciación de casos de análisis según la estratificación del suelo. En el Anexo 5 se muestran los resultados de los estudios realizados.

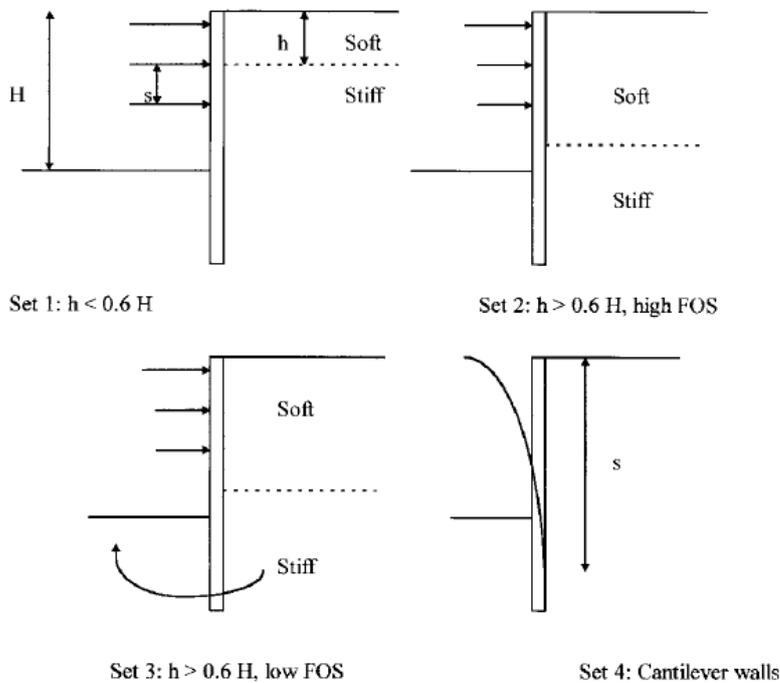


Figura 8. Subdivisión de casos. Tomado de "Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation," por M. Long, 2001.

Tabla 2

Casos de Análisis según Características de los Estratos de Suelos

Caso	Característica
1	El terreno lo componen predominantemente los suelos medianos a rígidos con un espesor de $h < 0,6H$ y el espaciamiento entre apoyos “s” se define como separación media.
2	Situación similar al caso 1, pero con $h > 0.6H$ y un alto Factor de Seguridad contra la falla de pie de la excavación, embebido en un estrato rígido.
3	Situación similar al caso 2, pero con un bajo Factor de Seguridad contra la falla del pie de la excavación.
4	Muros Cantilever, con un valor de “s” definido como la altura de retención más la profundidad de embebimiento.

Nota. Tomado de “Modelación e Instrumentación de las pilas de Entibación del Proyecto *Beauchef Poniente*,” por M. Rozic, 2012.

En la Figura 9 se logra observar una gran dispersión con pequeñas tendencias para deformaciones laterales en los sistemas arriostrados, anclado y top-down de 0.17%, 0.19% y 0.16% respectivamente, como también se puede observar en la Tabla 3, dejando de considerar los casos donde $\delta_{h_{max}}/H < 0.3\%$, cuyos valores medios se reducen a 0.13%, 0.14% y 0.16% respectivamente. Los valores obtenidos sugieren que la diferencia entre estos sistemas de retención es mínima.

La Figura 10, muestra una gráfica de deformaciones versus la rigidez del sistema, donde se puede observar que la mayoría de los puntos caen bajo la línea de factor de seguridad (FS) =3 de Clough y O’Rourke (1990). De la misma manera que Clough y O’Rourke (1990), Long (2001) argumenta que para suelos densos la rigidez del sistema de retención es independiente de la deformación lateral y esto tiene implicancias prácticas y económicas, ya que si el sistema tiene una rigidez aceptable, las deformaciones pueden ser controladas a valores aceptables. Además considera probable que los suelos rígidos tienen significativa “capacidad de arco” o “apoyo propio”.

Por otro lado, detalló los casos en donde se daba una deformación mayor a $0.3\%H$ y resalta que para el sistema Top-down no se excedió de ese valor.

Tabla 3

Resumen de deformaciones laterales ($\delta_{h_{max}} / H$ (%)) y asentamientos ($\delta_{v_{max}} / H$ (%))

Conjunto de datos	Casos considerados	$\delta_{h_{max}} / H$ (%)			$\delta_{v_{max}} / H$ (%)		
		Apuntalado*	Anclados	Top down	Apuntalado	Anclados	Top down
$h < 0.6H$	Todos los casos	0.17 (96)	0.19 (57)	0.16 (16)	0.12 (37)	0.15 (19)	0.20 (12)
$h > 0.6H$ (rígido y dragado)	Todos los casos	0.39 (25)	0.15 (3)	Ningún caso	0.50 (15)	0.14 (1)	Ningún caso
$h > 0.6H$ (rígido y dragado)	Todos los casos	0.84 (35)	0.91 (3)	0.60 (4)	0.80 (13)	6.25 (1)	0.79 (4)
$h < 0.6H$	$\Delta h/H < 0.3\%$ solamente	0.13 (81)	0.14 (50)	0.16 (16)	0.11 (35)	0.12 (15)	0.20 (12)
$h > 0.6H$ (rígido y dragado)	$\Delta h/H < 0.3\%$ solamente	0.21 (14)	0.21 (2)	Ningún caso	0.39 (7)	0.14 (1)	Ningún caso
$h > 0.6H$ (rígido y dragado)	$\Delta h/H < 0.3\%$ solamente	No relevante			No relevante		

Nota. Tomado de "Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation," por M. Long, 2001.* Número de casos relevantes están en paréntesis.

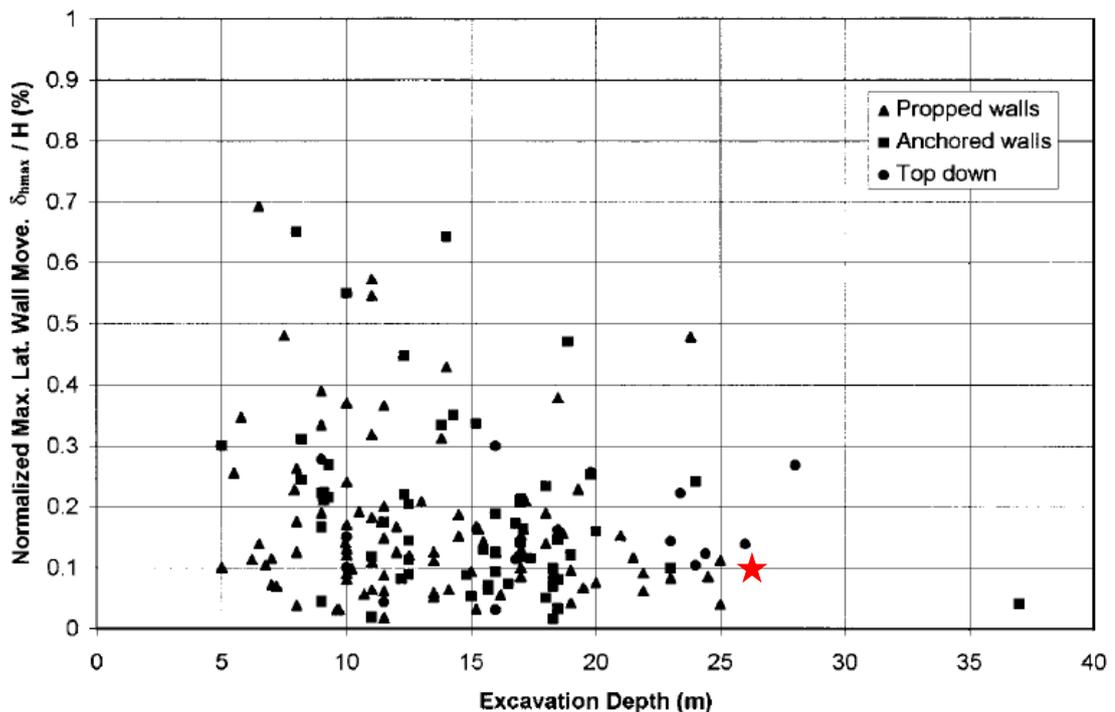


Figura 9. Caso Muros con $h < 0.6H$ – Movimiento Lateral Máximo Normalizado vs. Profundidad. Tomado de "Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation," por M. Long, 2001.

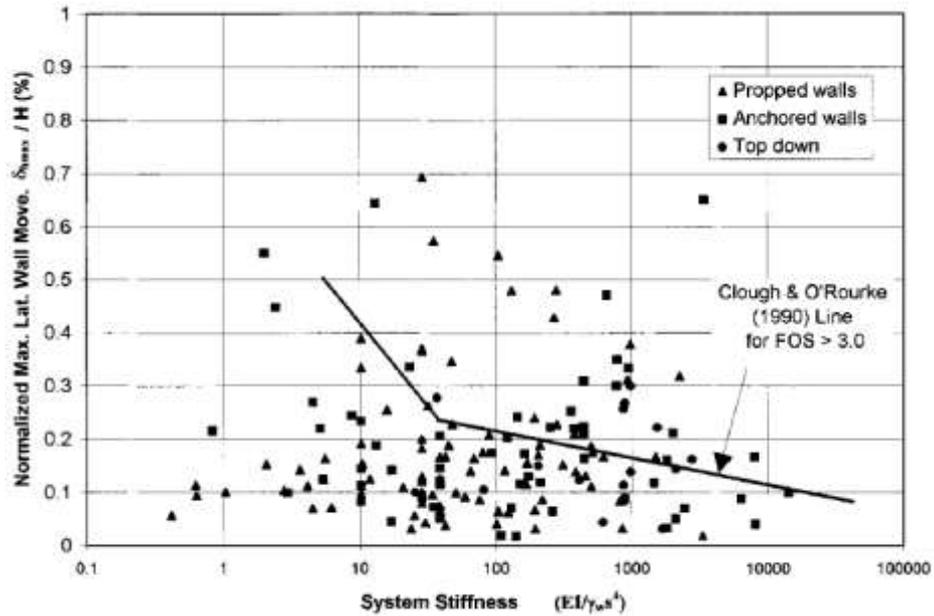


Figura 10. Muros con $h < 0.6H$ – Movimiento Lateral Máximo Normalizado vs. Sistema de Rigidez de Clough et al. (1989). Tomado de “*Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation*,” por M. Long, 2001.

Las causas de estas grandes deformaciones se deben mayormente a la etapa inicial en voladizo de la secuencia constructiva, también a un sistema de retención muy flexible, a la fluencia de los anclajes y al rendimiento estructural. La Figura 11 muestra las razones de esta excesiva deformación para 36 casos estudiados.

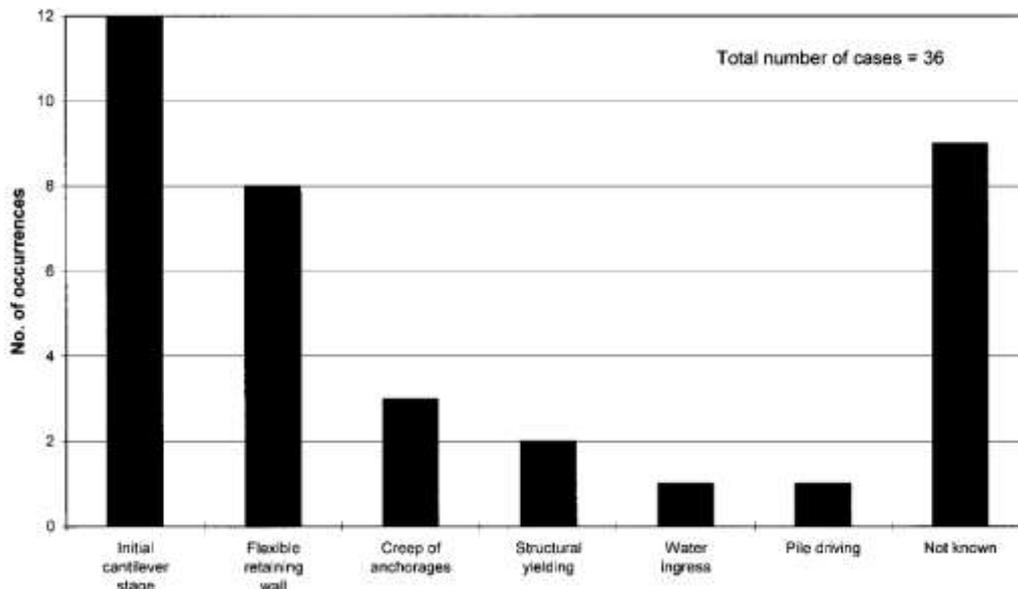


Figura 11. Razones de la excesiva deformación ($\Delta h/R > 0.3\%$). Tomado de “*Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation*,” por M. Long, 2001.

Por último, Long (2001) concluye lo siguiente para suelos rígidos del Caso 1:

- La máxima deformación lateral normalizada está frecuentemente entre 0.05% y 0.25% de la profundidad de excavación.
- Los máximos valores de asentamiento normalizado están frecuentemente entre 0 y 0.20% de la profundidad de excavación.
- No hay diferencia notable entre los sistemas arriostrados, anclado y top-down.
- Las deformaciones en suelos rígidos son independientes de la rigidez del sistema de retención o quizás controlados por el esfuerzo en la base de la excavación y limitados por el “efecto arco” en estos suelos rígidos.
- Los sistemas menos rígidos pueden trabajar adecuadamente, ya que en muchos casos el diseño se trabaja de manera conservativa.

2.3 Características del Conglomerado de Lima

Sanhueza (2008) indicó que el comportamiento del suelo frente a la actividad constructiva depende directamente de su geología y, en un sentido más amplio y concreto, de factores litológicos, hidrogeológicos, geomorfológicos y geotécnicos. Estos cuatro factores se interrelacionan y dan lugar a muy variados tipos de comportamiento del terreno y, como consecuencia, a problemas de naturaleza muy diversos. Sin embargo, la importancia que se le ha dado a la influencia que tiene el suelo sobre el proyecto y la construcción de una estructura, nunca ha sido la adecuada y con el paso del tiempo esta falencia aún sigue presente. En algunos casos no incluyendo dato alguno sobre las características del suelo en los lugares donde se va a cimentar o siendo estos escasos y/o irrelevantes, en otros casos a la poca exigencia del proyectista o el constructor de conocer lo mejor posible el suelo en donde se realizara el proyecto. Esto contradice lo que indican muchos especialistas, los cuales precisan que es necesario conocer las características básicas geotécnicas para poder elegir un adecuado tipo de cimentación.

Tratándose del suelo del Conglomerado de Lima, donde se apoyan la mayor cantidad de estructuras ingenieriles construidas, sus parámetros requeridos no son fáciles de adquirir como en los suelos finos, debido a que no se dispone de adecuados equipos de laboratorio y campo, esto sumado a la falta de experiencia en el medio, da como resultado que la información

brindada sea solo referencial y/o adoptada de otra experiencia y realidad. Todo esto es limitante para conocer a futuro su comportamiento e interacción suelo – estructura, ante la demanda de estabilización de cimentaciones cada vez más profundas (Martínez, 2007).

2.3.1 Geología.

Después de varias investigaciones se pudo indicar que el suelo de Lima es un depósito de origen aluvial, de características homogéneas, materializados en los mapas geológicos como Q-al, aunque la información de la geología del cuaternario es escasa. En la Figura 12 se presenta el mapa de la geología de Lima.

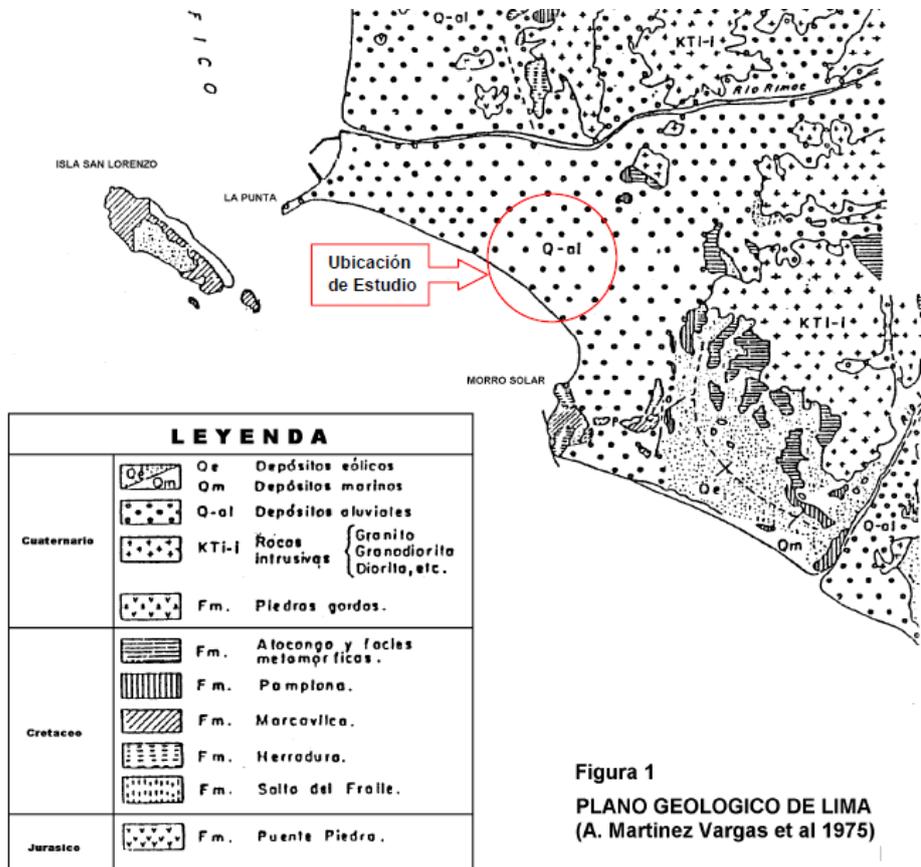


Figura 1
PLANO GEOLOGICO DE LIMA
(A. Martinez Vargas et al 1975)

Figura 12. Geología de la ciudad de Lima

Tomado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación” por Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L., (2013).

Por otro lado, a continuación se presenta en síntesis las características geológicas del Conglomerado de Lima (Martínez, 2007):

- El suelo de Lima pertenece al depósito del cono de deyección de los ríos Rímac y Chillón. Estos ríos a su vez, pertenecen a la edad cuaternaria.

- Su origen es fluvio-aluvial (Q-al).
- Se caracteriza por ser heterogéneo, errático y discontinuo, formando lentes, capas de diferentes formas y dimensiones, como de arcillas, limos y arenas medias a finas, dentro de la gran masa del conglomerado formado predominantemente de gravas con matriz de arenas y limos.
- Es pobremente permeable ($K=10^{-3}$ m/seg) y tiene una resistencia que van desde alta > 400 KPa /m² (4 Kg/m²), regular (1 a 2Kg/m²) y mala (menor de 1 Kg/m²) en el Callao.
- Tiene potencias o espesores promedio, en el río Chillón de 400m, en el río Rímac de 200m y al sur del Callao llegando hasta 600m.
- Su límite inferior es el basamento rocoso de origen cretáceo.

2.3.2 Geomorfología.

Los diferentes estudios realizados muestran evidencias de las diferencias del suelo y subsuelo de Lima, sobretodo de las gravas del conglomerado que se encuentran heterogéneas, erráticas y discontinuas desde su formación por diferentes eventos, los mismos que son responsables de la erosión y sedimentación, donde las filtraciones naturales han lavado la matriz de los cantos rodados en las gravas y otras veces han cementado con carbonato de calcio, formado costras calcáreas superficiales en las laderas de los acantilados. En la Figura 13 se presenta el mapa de la geomorfología de Lima. Por otro lado, de estos estudios se pudo realizar una síntesis sobre las características geomorfológicas del Conglomerado de Lima (Martínez, 2007):

- El suelo de Lima forma el delta de los abanicos de los ríos Rímac y Chillón, estos suelos tienen diferentes características de origen, geometría, propiedades, composición, etc., así mismo el suelo predominante es la grava de canto rodado.
- Las gravas están formados por rocas ígneas, predominando las granodioritas en el río Rímac y para el río Chillón las volcánicas de andesitas.
- La presencia de las escarpas en los acantilados de la costa verde, indica una evolución geodinámica importante de la erosión del mar sobre el suelo de Lima.

- Se ha encontrado horizontes de gravas del conglomerado cuyos cantos rodados están completamente alterados y puede considerarse como un suelo arenoso.
- El nivel freático ha sufrido variaciones importantes cuyo descenso en 1988 paso los 60 m. en el centro y niveles más altos en las depresiones o zonas cautivas dentro del conglomerado en la Punta - Callao.

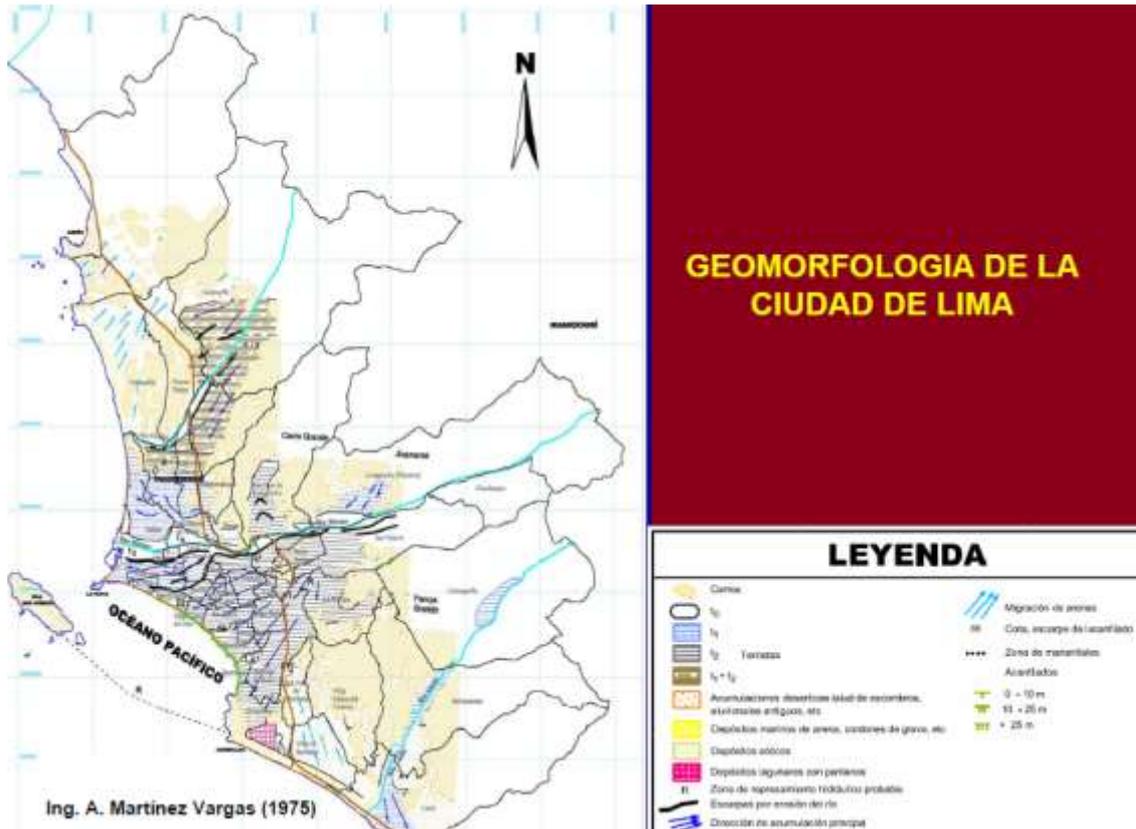


Figura 13. Geomorfología de la ciudad de Lima

Tomado de "Microzonificación sísmica de Lima," por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), 2004.

2.3.3 Parámetros de resistencia típicos.

Las excavaciones profundas modifican de manera importante las tensiones existentes en el perímetro de la obra, debido al retiro de pesos substanciales de suelo, lo que ha producido en el suelo del Conglomerado de Lima, levantamientos imperceptibles del fondo de las excavaciones y desplazamientos horizontales importantes hacia el interior de las paredes de las mismas, originando diversos tipos de fallas y pudiendo ocasionar derrumbes. No obstante, para evitar problemas y adoptar criterios geotécnicos bien fundados, es recomendable tomar en consideración el probable

comportamiento del suelo. Sin embargo, el suelo del Conglomerado de Lima por encontrarse en estado compacto y estar conformado por piedras y grava empacadas en arena gruesa, se ha confiado en el pasado demasiado en su resistencia y soporte lateral, sin estimar la magnitud de sus movimientos y las probables consecuencias que puede originar no tener estudios serios y bien documentados, que establezcan valores confiables de los parámetros geotécnicos de resistencia al cortante de estos suelos, en consecuencia, esto ha llevado a elaborar investigaciones que nos permita en el futuro evaluar empujes, soporte y capacidad de carga más cercanos a la realidad, y con ello diseñar nuestras obras de ingeniería con mayor economía y seguridad (Carrillo, s.f.).

2.3.3.1 Ensayos de campo para el caso del Conglomerado de Lima.

Los ensayos de campo o in situ ejecutados, han tenido por objetivo, determinar valores de la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo, para en el futuro llegar a conclusiones que nos permitan disponer de parámetros geotécnicos válidos, para establecer cómo se comporta el suelo del Conglomerado de Lima. Estos ensayos son principalmente:

- Ensayos de carga directa (pruebas de carga vertical, ver Figura 14 y pruebas de carga horizontal, ver Figura 15).

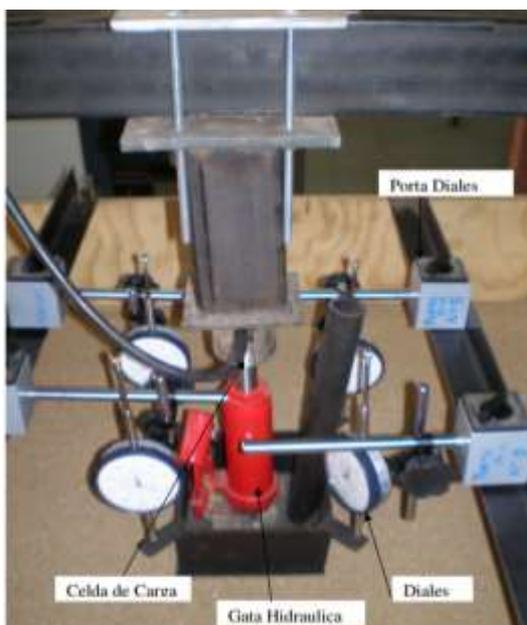


Figura 14. Sistema de Carga Vertical y Medición de Deformaciones

Tomado de "Estudio Experimental de la Reacción de un Suelo Arenoso ante una Placa Rígida solicitada por Carga Vertical y Momento," por D. Mutoli, 2007.



Figura 15. Ensayos Carga de Placa Horizontal

Tomado de "Servicios Geotécnicos" por Alejo O. Sfriso y Asociados (OASA), 2013.

- Ensayos de corte directo, como se aprecia en la Figura 16.



Figura 16. Ensayo de Corte Directo In Situ

Tomado de "Ensayo de Corte Directo de Presa de Montearagón" por Grupo Terratest, 2005.

- Ensayos de rotura progresiva, como se puede ver en la Figura 17.



Figura 17. Ensayo de Rotura Progresiva

Tomado de "Investigaciones Recientes en el Suelo Granular Grueso de Lima" por A. Carrillo, E. Carrillo, y O. Donayre, (s.f.)

2.3.3.2 Valores típicos para el caso del Conglomerado de Lima.

Desde hace muchos años se viene estudiando y realizando en muchas oportunidades ensayos de caracterización para el suelo del Conglomerado de Lima, encontrándose los siguientes rangos de variación, como se muestran en la Tabla 4 (Carrillo, s.f.):

Tabla 4

Propiedades del Conglomerado de Lima

Ensayo	Variación
Peso Unitario	18 kN/m ³ a 22 kN/m ³
Densidad Relativa	70% a 98%
Diámetro Efectivo (D10)	0.15 a 0.45
Coeficiente de Uniformidad (CU)	10 a 130
Clasificación Unificada (SUCS)	GW/SP

Nota. Tomado de "Investigaciones Recientes en el Suelo Granular Grueso de Lima," por A. Carrillo, E. Carrillo, y O. Donayre, (s.f.)

De igual forma, Carrillo (s.f.) presentó los resultados de las investigaciones realizadas mediante los ensayos de carga directa, corte directo y de rotura progresiva, llevadas a cabo para obtener los parámetros geotécnicos correspondientes al suelo del Conglomerado de Lima (Figura 18), donde se han practicado excavaciones importantes para alojar sótanos profundos. Las cuales indican registros de un número considerable de ensayos de carga directa vertical comparados con algunos ensayos de carga directa horizontal, en los cuales se aprecia que, los primeros muestran cargas más altas para deformaciones más pequeñas, mientras que los otros muestran que tienen menor carga y mayor deformación, lo cual es más concordante con los ensayos de carga directa, pero con un cierto contenido de humedad. Así mismo la comparación de las envolventes de corte entre los ensayos de corte directo, en las que el valor del ángulo de fricción interna (ϕ) varía de 25° hasta 42° y la cohesión (c) desde 44 kPa hasta 84 kPa, y las correspondientes a los ensayos de rotura progresiva ($28^\circ < \phi < 38^\circ$, $29 \text{ kPa} < c < 47 \text{ kPa}$), indican que los valores obtenidos con el ensayo de rotura progresiva siempre están por debajo de los valores de corte directo, aunque si se toman los promedios de todos los ensayos efectuados en cada una de las modalidades, se encuentran valores

para el ángulo de fricción interna comprendidos entre 34° y 38° , y con respecto a la cohesión de 33 kPa a 47 kPa.



Figura 18. Calicata para ensayos en el Conglomerado de Lima

Tomado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación” por Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L., (2013).

2.4 Metodología de los muros anclados

2.4.1 Concepto del muro anclado.

Lucero, Pachacama y Rodríguez (2012) indicaron que los muros anclados son estructuras de contención flexible, constituidos por estructuras de gravedad, semi-gravedad o pantallas, reforzados con anclajes para mejorar la resistencia al vuelco y al deslizamiento de la estructura. Así mismo, los muros anclados logran su estabilidad a través de tendones de anclaje, con capacidad para soportar las fuerzas que cargan sobre el muro, como lo son el empuje del suelo, del agua y de las sobrecargas. Estas fuerzas son trasladadas por los anclajes a una zona detrás de la zona activa del terreno, en donde el anclaje se fija por intermedio de un bulbo de adherencia. Adicionalmente a esto, el suelo y la pared del muro igualmente deben estar en capacidad de resistir las cargas aplicadas.

Por lo tanto, el suelo, los tendones y el muro deben integrar un sistema capaz de resistir todos los posibles modos de falla que puedan presentarse, como se observa en la Figura 19. Además, los tendones se postensan y son generalmente construidos con cables de acero, que se alojan en perforaciones ejecutadas en el terreno con una ligera inclinación hacia abajo respecto a la

horizontal, así mismo el bulbo de adherencia se hace inyectando lechada de cemento a presión y las paredes se construyen con hormigón armado que puede ser proyectado o vaciado in situ.

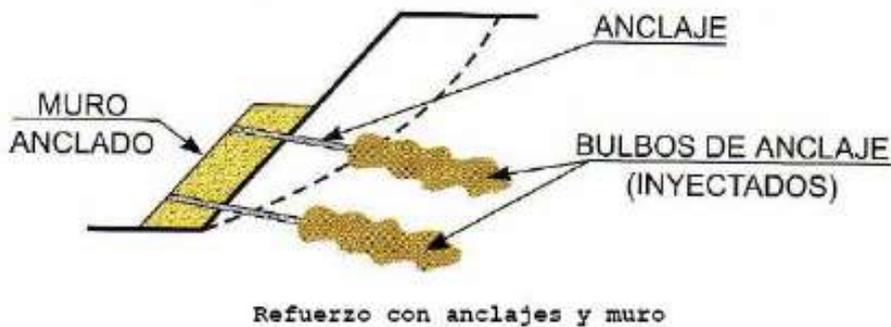


Figura 19. Esquema de un Muro Anclado

Tomado de "Análisis y Diseño de Muros Anclados," por F. Lucero, E. Pachacama, W. Rodríguez, 2012.

El suelo es fundamental a la hora de determinar la factibilidad de realizar esta tecnología constructiva. En nuestro país existen suelos con las propiedades y condiciones adecuadas para la aplicación del sistema del muro anclado: (a) Suelos Cohesivos Rígidos o Duros, (b) Suelos Rocosos, y (c) Suelos Granulares, así como también existen suelos que no reúnen ni las condiciones, ni las propiedades adecuadas: (a) Suelos Cohesivos Blandos.

2.4.2 Antecedentes históricos.

Figuroa, Rodríguez y Zelada (2011) indicaron que el uso de los anclajes de suelo se inició en la década de 1930, específicamente en 1933 cuando en la Presa Cheurfas, ubicada en Argelia, se utilizaron anclajes individuales para el refuerzo del suelo en la represa existente. Estos anclajes se colocaron en forma vertical y soportaban una fuerza de 9,810 kN y desde entonces se han utilizado en el refuerzo de otras represas o estructuras existentes en suelos rocosos. De igual manera, en los Estados Unidos durante la década de 1950, los constructores comenzaron a utilizar los muros anclados de carácter permanente para el soporte de las paredes en excavaciones de profundidades moderadas, sobre todo en suelos cohesivos. Estos muros tenían anclajes cuyas capacidades de carga variaban desde 178 kN hasta 890 kN, respectivamente.

Por otra parte, para mediados de la década de 1960, los anclajes para muros permanentes de contención se utilizaron en Brasil, Suiza, Alemania,

Inglaterra y Francia. En el Perú, desde el inicio de los años 90, se utiliza muros de concreto armado que, al principio, sirven como elementos de contención en la etapa de la excavación, soportando los empujes del suelo mediante tensores y/o anclajes postensados. Posteriormente, este elemento de contención se convierte en el muro perimétrico del proyecto, lo que no genera un costo adicional, en contraposición al uso de otras estructuras de retención convencionales. Este tipo de muros se denominaron “muros excavados con anclajes o muros pantalla”, los cuales desde entonces se están aplicando cada vez más, debido a su practicidad (Blanco, 2010).

2.4.3 Ventajas y desventajas de los muros anclados.

En la Tabla 5, se observa las ventajas y desventajas más representativas de los muros anclados.

Tabla 5

Ventajas y Desventajas del Sistema de Muro Anclado

Ventajas	Desventajas
Utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instalan como medio de soporte.	
Ocupar menos espacio durante su instalación, comparado con sistemas equivalentes (puntales, taludes temporales).	La existencia de ambientes agresivos que puedan dañar los componentes del bulbo o anclaje si estos no están protegidos adecuadamente.
Mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde constituyen la única solución posible.	Los muros anclados no son efectivos en suelos blandos, ya que pueden causar deformaciones excesivas en la masa del suelo.
Su proceso constructivo se realiza de arriba hacia abajo, por lo que no se necesita rellenos artificiales o reducir el volumen de excavación.	La zona donde son instalados los anclajes queda limitada al desarrollo en el futuro.
No se necesita de fundaciones para su realización.	Puede interferir con estructuras vecinas o adyacentes al lugar del proyecto
Reducción de la cantidad de concreto reforzado para su construcción, dado que el muro puede ser diseñado con anclajes cuyos espaciamientos seas pequeños.	

Nota: Tomado de “Análisis y Diseño de Estructura de Retención de Aplicación Reciente” por G. Figueroa, F. Rodríguez y E. Zelada, 2011.

2.4.4 Clasificación de los muros anclados.

Figuroa, Rodríguez y Zelada (2011) indicaron que los muros anclados pueden tener la siguiente clasificación:

2.4.4.1 Según el tipo de pantalla o pared de revestimiento.

- Muros de gravedad o semi – gravedad: son muros de mampostería de piedra o concretó con bajos o nulos porcentajes de acero de refuerzo, a los cuales se les adicionan anclas post-tensadas a varios niveles de altura
- Pantallas: Son muros delgados de concreto reforzado, las cuales se pueden construir utilizando concreto lanzado (*shotcrete*) o colocadas in situ. A las pantallas de concreto se les colocan hileras de anclajes a varios niveles. Las pantallas también pueden ser post tensadas utilizando el sistema de “*slurry wall*”.
- Tablestacas: Estructuras delgadas enterradas, ancladas en su parte superior, son metálicas o de concreto armado. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/secantes.

2.4.4.2 Según la vida útil o de servicio.

- Muros anclados Provisionales: Tienen carácter de medio soportante auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer de otros elementos resistentes que los sustituyan. La vida útil no se recomienda que sea mayor de 24 meses.
- Muros anclados Permanentes: Se instalan con carácter de acción definitiva, se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar diseñados y contruidos para hacer frente a los efectos de la corrosión. Adicionalmente el tendón debe ser capaz de transmitir de forma duradera y continua los esfuerzos del anclaje sin sufrir deterioro alguno.

2.4.5 Aplicación de los muros anclados.

En la Tabla 6, se presenta algunas aplicaciones para los muros anclados

Tabla 6

Aplicación de los Muros Anclados

Aplicación	Descripción	Figura
Como Retención en Carreteras	Los muros anclados han sido utilizados comúnmente para la retención del suelo en vías o caminos que se encuentran en diferentes niveles de terreno (muros con escalonamiento), sobre todo en los de topografía irregular. También son muy utilizados para las aplicaciones de vías existentes, para la construcción de nuevas vías o bien para hacer reajustes en la infraestructura vial y se pueden hacer sistemas mixtos utilizando primero una pared temporal para luego colocar una pantalla permanente de concreto reforzado.	
Como Estabilización de Taludes	Los muros anclados permanentes son utilizados para la estabilización de taludes y para prevenir deslizamientos de rocas o suelos, sobre todo cuando se realizan cortes en el terreno para la construcción de carreteras, rellenos o vías férreas. La estabilización consiste en que el muro soporte el suelo que se encuentra detrás de él. La fuerza de los anclajes debe ser superior a la necesaria para estabilizar las paredes de una excavación con un muro convencional y la pantalla de revestimiento se encarga de distribuir estas fuerzas en los anclajes a la superficie del suelo, la cual no se comprime y es capaz de soportar las reacciones de los anclajes en la cara de la excavación.	
Como Fundación en Edificios	Se puede observar este tipo de aplicación en un edificio que se encuentra ubicado en un terreno en donde hay un talud y que, al realizar un corte del mismo se generan grandes fuerzas laterales ocasionadas por los empujes del terreno. Es por ello que los anclajes pueden ser los indicados en lugar de las fundaciones convencionales para soportar este tipo de fuerzas. En los edificios se puede utilizar como pantalla un muro de concreto reforzado temporal o un tablestacado temporal que sea reforzado con anclajes permanentes y luego se pueda construir el muro del edificio. Cabe mencionar que existen muchas variantes de este método en fundación de edificios.	
Como Estribos de Puentes	Los muros anclados también pueden ser utilizados en los estribos de los puentes, sobre todo cuando se tiene en cuenta la construcción de una nueva vía o camino cuyo trayecto pase justo bajo el estribo del puente y en el cual haya que realizar una remoción del material proveniente del terreno original del talud sobre el cual el estribo del puente se encuentra apoyado y en donde la construcción del muro le dará estabilidad a la masa de suelo detrás de él.	

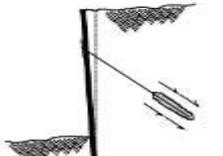
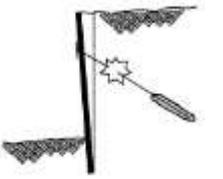
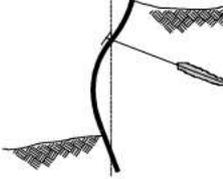
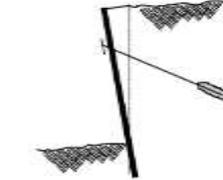
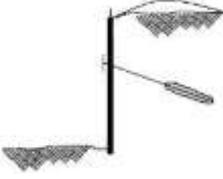
Nota: Tomado de "Análisis y Diseño de Estructura de Retención de Aplicación Reciente" por G. Figueroa, F. Rodríguez y E. Zelada, 2011.

2.4.6 Modos de rotura o falla de los muros anclados.

Estas fallas comúnmente son causadas por exceso de carga sobre un anclaje, que pueden estar relacionadas con la carga de tensionamiento, la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras. Así mismo, en la Tabla 7 y Tabla 8, se puede apreciar que los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales.

Tabla 7

Principales Tipos de Fallas Locales en los Muros Anclados

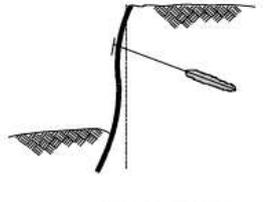
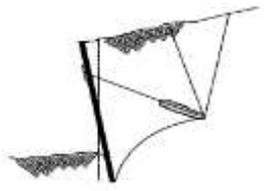
Tipo de Rotura o Falla	Figura
<p>Falla a Tensión del Tendón</p> <p>Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, ocurre la falla.</p>	
<p>Falla por Arranque de la Unión Bulbo - Suelo</p> <p>Los anclajes movilizan una fuerza perimetral entre el bulbo y el suelo. La resistencia de esta interface depende de la presión normal, de la fricción y de la cohesión en el perímetro del bulbo. Para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo se acostumbra aumentar el diámetro del bulbo o su longitud.</p>	
<p>Falla por Arranque de la unión Tendón - Bulbo</p> <p>El mecanismo de falla de la unión entre el tendón y la lechada incluye problemas de adherencia, fricción e integración mecánica entre el acero del cable o varilla y la lechada.</p>	
<p>Falla del Muro por Flexión</p> <p>La estructura superficial puede fallar por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante, además puede darse el caso de una falla por punzonamiento, lo cual debe tenerse en cuenta en el diseño de dicha estructura.</p>	
<p>Falla de la Masa de Suelo</p> <p>Esta falla es debida a la capacidad de soporte del suelo superficial, Si al colocarle la carga de tensionamiento, esta supera la capacidad de soporte del suelo lateral, se produce un movimiento del suelo hacia arriba. Esto ocurre especialmente en las anclas más subsuperficiales. Así mismo, se recomienda que la primera hilera de anclajes, de arriba hacia abajo, se encuentre suficientemente profunda para que la resistencia pasiva del suelo evite la falla</p>	

Tipo de Rotura o Falla	Figura
<p>Falla Progresiva</p> <p>Una falla local que se extiende en toda la estructura se denomina un colapso progresivo. El riesgo de colapso progresivo de los sistemas de muro anclado es debido a la baja capacidad del suelo para el arqueamiento y para redistribuir las cargas a los anclajes adyacentes. Por lo que el sistema, debe poseer un adecuado diseño para evitar el posible colapso progresivo, además un diseño estructural adecuado de los elementos de anclaje y del muro de revestimiento para lograr la distribución de la carga a los anclajes adyacentes.</p>	 <p>Redistribución del arqueamiento (en ambas direcciones)</p>

Nota: Tomado de "Análisis y Diseño de Estructura de Retención de Aplicación Reciente" por G. Figueroa, F. Rodríguez y E. Zelada, 2011.

Tabla 8

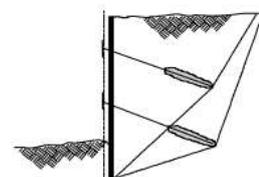
Principales Tipos de Fallas Generales en los Muros Anclados

Tipo de Rotura o Falla	Figura
<p>Falla del Muro debido a Insuficiente Capacidad Pasiva</p> <p>Esta falla se produce cuando el empuje activo del suelo es mayor que el mecanismo de los esfuerzos de tensión del tendón y la capacidad pasiva del suelo. Así mismo también puede darse el caso de una falla por punzonamiento.</p>	
<p>Falla por Rotación Progresiva (previa a la instalación del anclaje)</p> <p>Generalmente ocurre por una corta dimensión de empotramiento del muro, que debe ser lo suficientemente larga como para evitar el giro de esta zona, así mismo la capacidad pasiva del suelo no es suficiente como para retener el pie del muro y al empuje activo del suelo.</p>	
<p>Falla debido a Insuficiente Capacidad Axial</p> <p>Esta falla se produce debido a que la carga axial en el muro es elevada y supera la capacidad portante del suelo, ocasionando asentamientos que pueden ser diferenciales o globales.</p>	
<p>Falla por Vuelco</p> <p>En este caso se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan en el elemento de retención. De ser necesario debe analizarse la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro.</p>	
<p>Falla por Deslizamiento</p> <p>Envuelve toda la estructura incluyendo los muros y el anclaje, así mismo permite definir la longitud mínima del anclaje en función de la fuerza de este, evitando así la falla de la masa en conjunto.</p>	

Tipo de Rotura o Falla	Figura
------------------------	--------

Falla por Rotación de la Masa de Suelo

Esta falla se origina por el desnivel producido por los sistemas de contención, el suelo tendera a nivelarse produciendo planos de falla de diversas formas y solo si el esfuerzo de corte del suelo tiene suficiente capacidad se podrá evitar. La falla engloba todos los elementos estructurales movilizándolos como un todo, debido a la zona donde se origina la falla.



Nota: Tomado de "Análisis y Diseño de Estructura de Retención de Aplicación Reciente" por G. Figueroa, F. Rodríguez y E. Zelada, 2011

2.4.7 Procedimiento constructivo del muro anclado.

Pilotes Terratest Perú (PTP, 2015) indicó que el Muro Anclado tiene el siguiente procedimiento constructivo:

2.4.7.1 Excavación masiva y perfilado del talud.

Inicialmente se hace la excavación masiva consiguiendo una plataforma para la ejecución de los anclajes de la primera línea, dejando a lo largo del perímetro una banqueteta, la cual es una berma de seguridad para evitar desmoronamientos, en la que su ancho superior dependerá de las cargas adyacentes existentes. Por lo general se deja en la parte superior entre 0.60 a 0.80 m con un talud natural, dando en la parte inferior un promedio de 1.20 a 1.80 m, esto depende mucho del tipo de suelo y de las cargas adyacentes.

2.4.7.2 Perforación de orificios para los anclajes.

Una vez que se tengan las banquetetas, se procede a perforar continuo sobre las banquetetas hasta terminar la primera línea. La perforación debe realizarse en tal forma que se garantice una superficie rugosa para la adherencia entre el suelo y la lechada en todo el largo del bulbo, por lo que se debe limpiar adecuadamente la perforación y evitar colapsos de las paredes de la excavación. El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible y este diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del anclaje sin necesidad de forzarlo.

2.4.7.3 Instalación de anclajes e inyección.

Se instalan los anclajes de la primera línea siguiendo la secuencia constructiva del panelado establecida en los planos. Estos anclajes han sido diseñados y preparados de acuerdo a las especificaciones y normas

internacionales, así mismo se colocan separadores transversales cada cierta distancia para conseguir que el refuerzo del anclaje se mantenga sin contacto con el suelo para evitar su cementación a la hora de la inyección. Posterior a ello, se inyecta la lechada de cemento a presión hasta la zona de sello, esta lechada tiene una relación agua/cemento (a/c) que varía entre 0.40 a 0.60. La lechada inicia el periodo de fraguado y no debe tensarse hasta que termine ese proceso. Es importante que todos los anclajes vayan protegidos adecuadamente contra la corrosión.

2.4.7.4 Perfilado de los paños de forma intercalada. (Pañeteo de lechada de cemento)

Con ayuda de una retroexcavadora se inicia el proceso de perfilado de los paños hasta llegar al nivel según requerimiento de los planos, con este perfilado se remueve la banqueta correspondiente al paño, el control de nivel se realiza permanentemente durante el proceso. Se debe de tener cuidado al realizar el corte de la banqueta cuando el anclaje ya esté dentro, debido a que la maquina puede dañar el anclaje. Este trabajo se realiza de forma intercalada según secuencia constructiva establecida en los planos. Una vez alcanzado el nivel horizontal y vertical deseado, se procede a realizar un pañeteo mediante lechada de cemento para evitar el desmoronamiento del terreno.

2.4.7.5 Colocación del enmallado de acero.

Una vez realizado el pañeteo, se procede al enmallado según secuencia constructiva. Las especificaciones técnicas del enmallado son determinadas por el proyectista y van plasmados en los planos de cada proyecto. Así mismo los traslapes laterales y verticales se pueden doblar o mantener recto, si se da esto último, es recomendable disminuir la longitud de vaciado para que la longitud de abertura no supere lo estipulado en el proyecto, caso contrario podría originar que se desmorone el suelo, poniendo en riesgo la estabilidad de la zona.

2.4.7.6 Encofrado de los muros.

Para este proceso se tiene que verificar que el anclaje inyectado tenga un pase (tuvo PVC) entre el terreno y el encofrado de diámetro entre 4" a 6" dependiendo el diámetro del anclaje, con su respectiva inclinación (según lo

especificado) y lo suficientemente sujetado a la malla, para que al momento del vaciado del hormigón no se salga de su posición y no se altere el ángulo. Posterior a esto, se instalan los paneles intercalados según secuencia constructiva con el uso de moldaje industrializado. Se requiere el uso de apuntalamientos, los cuales sirven como estructura de apoyo al empuje que genera el concreto sobre las planchas de encofrado.

2.4.7.7 Vaciado de concreto.

Este procedimiento se realiza con concreto premezclado con resistencia temprana a cuatro días, el proyectista deberá verificar si la resistencia utilizada para el diseño del muro no se ve afectada por las cargas de punzonamiento. El vaciado se realiza por la parte superior y utilizando una bomba de concreto.

2.4.7.8 Desencofrado de los muros.

Se desencofra el paño y se apuntala paralelamente en los extremos para evitar desplomes, así mismo no se deberá retirar los puntales hasta que se realice el tensado respectivo.

2.4.7.9 Tensado de los anclajes.

Antes del tensado, se debe garantizar que el muro alcanzó la resistencia de diseño para las cargas de tensado a aplicar y así evitar fallas por punzonamiento. Durante el procedimiento de tensado, el 100% de los anclajes deben ser sometidos a una prueba de aceptación en la cual se verifica la calidad de la ejecución, las características de fluencia y pérdida de carga de los anclajes en estado límite de servicio. (Ensayo de Aceptación según la norma DIN 4125 o UNE-EN 1537). El ensayo se inicia con una pre-carga (F_i) que es incrementada en etapas hasta una carga de prueba (F_p) igual a 1.25 veces la carga de servicio del anclaje ($F_{w, k}$). Posteriormente el anclaje es descargado hasta su carga de bloqueo, dejando al anclaje en su estado de carga definitivo. En cada etapa de carga, el desplazamiento del anclaje es medido como una función de la carga para verificar el comportamiento de fluencia del elemento suelo – bulbo. La carga de prueba del Ensayo de Aceptación será como máximo $F_p \leq 0.90 R_{i, k}$ (Carga de fluencia del anclaje).

Una vez terminado con los paños impares, se continúa con los pares repitiendo el mismo proceso de perfilado, puesta de acero, encofrado y vaciado

de concreto. Luego de terminado el tensado de los paños pares, siguiendo el mismo procedimiento, se procede con la excavación masiva del segundo nivel, continuando de la misma forma que el primer nivel.

2.4.7.10 Destensado de los Anclajes.

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, a partir de ese momento, está dada por la capacidad a flexión de los muros de entibación y las losas de la estructura definitiva del edificio, las cuales cumplen como arriostres horizontales.

2.4.8 Aspectos generales sobre diseño de anclajes.

2.4.8.1 Método de Kranz.

PTP (2009) indicó que para el diseño de anclajes se hace uso del método de Kranz, el cual sirve para calcular la longitud que tendrán los anclajes de manera tal que en cada fila de anclaje se llegue al mismo factor de seguridad mínimo, garantizando así la estabilidad de la entibación para el estado último analizado. Así como se muestra en la Figura 20, el equilibrio se da en dos rebanadas verticales, de las cuales la que está más alejada del muro queda definida entre dos líneas verticales que a su vez pasan por el punto medio de los bulbos y la otra rebanada asimismo queda definida entre la línea que pasa por el centro del bulbo del anclaje de la línea inferior y el muro.

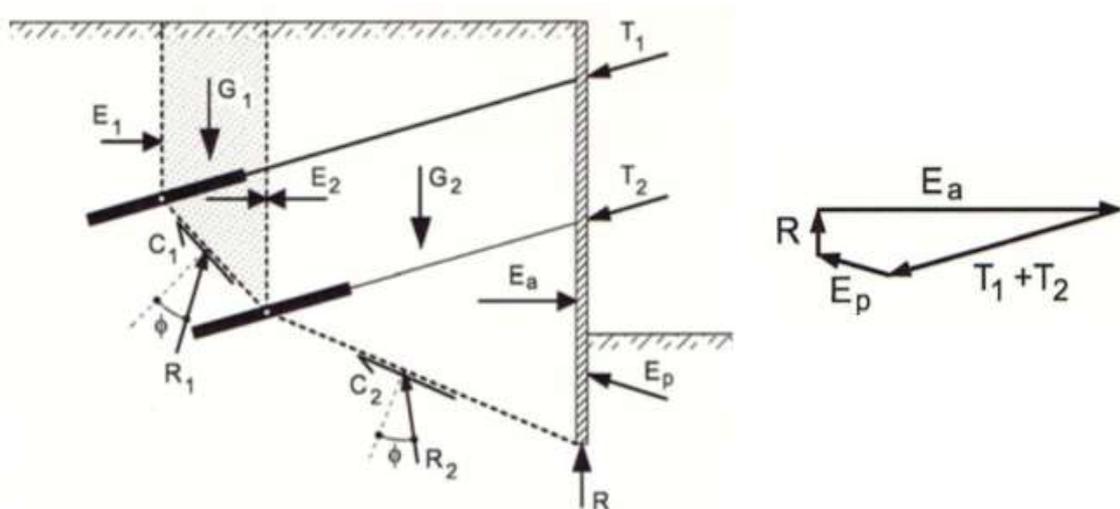


Figura 20. Fuerzas de equilibrio en el muro

Tomado de "Aspectos Generales sobre diseño de Anclajes," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2009.

Al momento de definir el equilibrio de fuerzas se conoce previamente los empujes E_1 , E_2 , E_a y E_p , de la misma manera los pesos de las rebanadas G_1 y G_2 que en su base actúan las fuerzas resistentes propias de la cohesión C_1 y C_2 . En cuanto a las reacciones R_1 y R_2 propias del rozamiento, sólo se conoce cuál es su dirección, la cual se puede determinar de forma gráfica. En la Figura 21 se muestra gráficamente las fuerzas involucradas.

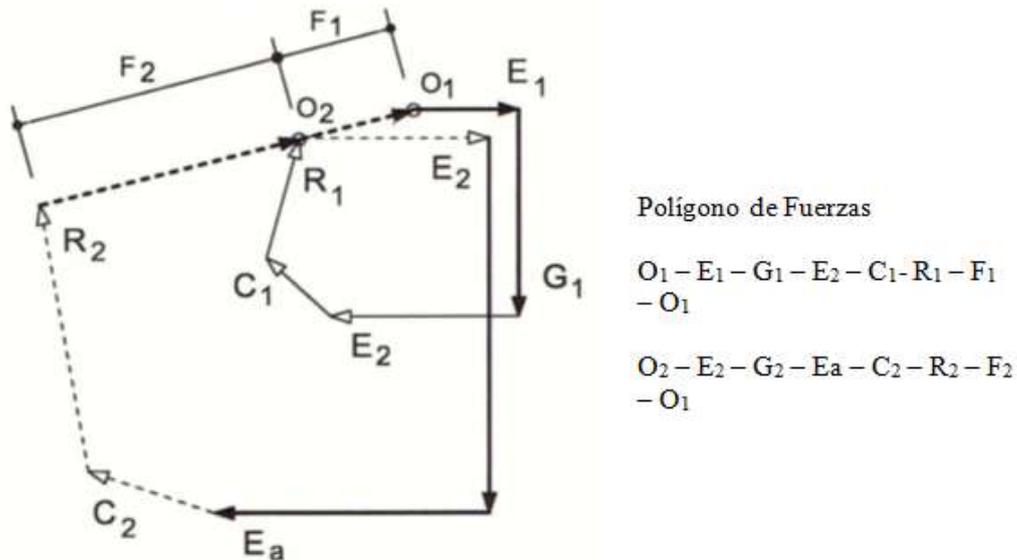


Figura 21. Equilibrio de fuerzas de manera gráfica

Tomado de "Aspectos Generales sobre diseño de Anclajes," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2009.

Las fuerzas F_1 y F_2 se obtienen al cerrar los polígonos, colocando los vectores conocidos en magnitud y dirección, así como los vectores paralelos a las fuerzas de tensión y también los paralelos a las reacciones R_1 y R_2 . Las fuerzas F_1 y F_2 son en esencia el valor máximo que los anclajes pueden tirar de cada rebanada y si este valor es alcanzado se podría producir la rotura general en el terreno. Las fuerzas ya calculadas T_1 y T_2 necesarias para anclar el muro y las fuerzas F_1 y F_2 se relacionan de manera tal que nos dan el coeficiente de seguridad " α " contra la rotura, como se observa en las siguientes relaciones:

$$\alpha_1 = \frac{F_1}{T_1} \quad \alpha_2 = \frac{F_2}{T_2}$$

Se debe tratar que por lo menos este coeficiente de seguridad sea mayor o igual a 1,5 para el caso estático y por lo menos 1,1 para el caso sísmico. Por otro lado, si lo que se busca es aumentar el factor seguridad se

debe aumentar la longitud de los anclajes, esto conllevaría a que la base de cada rebanada se haga más horizontal modificando la dirección de la reacción del terreno de manera tal que las fuerzas F_1 y F_2 calculadas anteriormente van aumentando.

2.5 Análisis de estabilidad de taludes

2.5.1 Generalidades.

En la práctica de la ingeniería geotécnica son comunes los problemas asociados a la estabilidad de taludes, como los que se presentan en proyectos de minería, carreteras, edificaciones, entre otros. Estos taludes sean naturales o construidos por el hombre, hacen necesarios modificar su superficie original para que se mantengan estables de manera natural o en su defecto con elementos de retención que cumplan con la seguridad (Da Costa, 2004). En estabilidad de taludes el análisis más usado es el basado en el equilibrio límite, del cual existen varios métodos que tienen por objetivo principal conocer el factor de seguridad frente a la rotura. No obstante, con el desarrollo de la tecnología, el análisis mediante elementos finitos ha ido ganando popularidad en los últimos años pues analiza geometrías más complejas con terrenos de gran heterogeneidad y con la posibilidad de mostrar distribución de tensiones y deformaciones de taludes (Da Costa, 2004). Ambos análisis se describirán con mayor profundidad en los siguientes puntos.

2.5.2 Equilibrio límite.

Tal como lo indicó Roca (2000), a lo largo de los años se han desarrollado diferentes métodos para analizar la estabilidad de los taludes, estos métodos son comúnmente usados en diseños para proyectos de excavaciones y terraplenes, debido a su rapidez, precisión y simplicidad, si son adecuadamente analizados. Para este fin los métodos de equilibrio límite consideran una superficie de falla fragmentada en rebanadas que interactúan entre sí, haciendo un análisis en dos dimensiones, apoyándose en la condición de deformación plana para finalmente obtener el factor de seguridad global (Da Costa, 2004). La Figura 22, muestra la forma de un análisis típico de estos métodos y la Tabla 9, muestra los métodos de análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite más comúnmente usados.

Tabla 9

Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas o tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1958)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$)
Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbù simplificado (Janbù, 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tiene la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, se asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Nota. Tomado de "Propuesta Metodológica para la Evaluación de Estabilización de Taludes y Terraplenes en Proyectos de Carreteras," por M. Romero, 2011.

Este Factor de seguridad relaciona a la resistencia al corte “s” y al esfuerzo cortante actuante “ τ ”, mediante la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{s}{\tau}$$

Si esta relación es mayor a la unidad se dice que el talud es estable y cuando resulta menor a uno, entonces se tendrá que optar por otras alternativas para evitar esa condición de inestabilidad. El método a la vez considera que en cada punto a lo largo de la superficie de falla, el factor de seguridad es el mismo. (Roca, 2000)

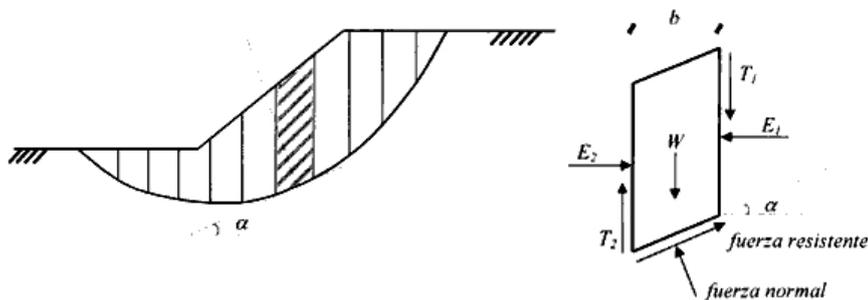


Figura 22. Geometría de rebanadas en el análisis de estabilidad superficial de un talud y las fuerzas que actúan. Tomado de “Análisis de Estabilidad de Taludes a través del Método Esfuerzo-Deformación,” por M. Roca, 2000.

2.5.3 Método de los elementos finitos.

A diferencia del equilibrio límite, el cual considera que el suelo tiene un comportamiento rígido - plástico, en elementos finitos, los métodos se basan en que el suelo tiene un comportamiento elasto-plástico, donde se pueden definir las relaciones tenso deformacionales que guían el comportamiento hasta llegar a la falla y en todo momento se conocen la distribución de tensiones y las deformaciones. Tal como lo indica Romero (2011), este método ideado por Clough y Woodward (1967), fundamentalmente divide al suelo en unidades discretas llamada elementos finitos, los cuales se interconectan en sus nodos y bordes predefinidos. Asimismo, presenta una formulación que muestra los resultados como esfuerzos y desplazamientos en sus puntos nodales y la condición de rotura se obtiene progresivamente, de tal manera que todos los elementos fallan al mismo tiempo. Los modelos están constituidos por mallas que por general tienen elementos de dimensiones uniformes con anchos y alturas iguales. La Figura 23, muestra una malla típica de un talud por elementos finitos de Ashford y Sitar (1994).

Las características de estos elementos tienen gran influencia en los resultados que se obtengan, pues mientras más discretizados estén, los resultados de esfuerzos de tensión serán más ajustados a la realidad. (Romero, 2011).

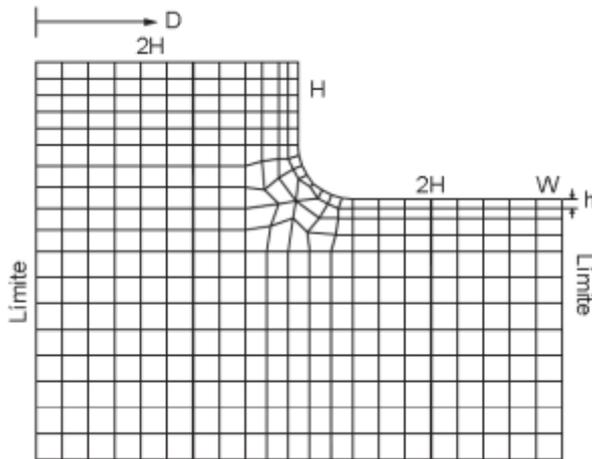


Figura 23. Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por elementos finitos. Tomado de "Propuesta Metodológica para la Evaluación de Estabilización de Taludes y Terraplenes en Proyectos de Carreteras," por M. Romero, 2011.

De la misma manera los elementos finitos brindan la opción de estudiar las diferentes posibilidades de falla que puede tener un talud o un sistema de estabilización, en donde los parámetros geotécnicos del suelo y las condiciones de borde se pueden asumir. La Figura 24, muestra las diferentes posibilidades de falla de talud del programa de elementos finitos PLAXIS.

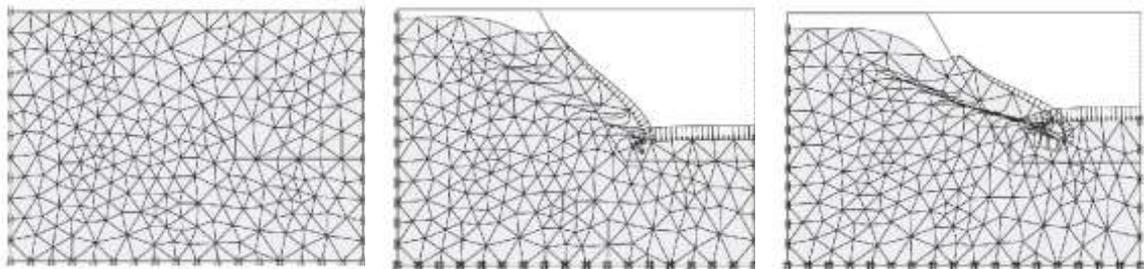


Figura 24. Modelación de falla utilizando modelo de elementos finitos (PLAXIS). Tomado de "Propuesta Metodológica para la Evaluación de Estabilización de Taludes y Terraplenes en Proyectos de Carreteras," por M. Romero, 2011.

2.6 Empujes laterales sobre elementos de contención

Muzás (2007) indicó que el empuje sobre el trasdós de una estructura de contención, proviene del desequilibrio tensional creado al realizar la excavación, separando dos niveles con su respectiva cota, las cuales definirán la altura del muro y están ligados con el movimiento de éste. La magnitud de

los empujes de suelo experimentados en el muro, depende por encima de otros factores, de las propiedades físicas y de resistencia del suelo, de la interacción en la interfase suelo -estructura, de las condiciones del nivel de agua y de las deformaciones del sistema suelo -estructura.

2.6.1 Estados de empujes.

Muzás (2007) consideró un suelo indefinido en el que no existe desnivel y situando un elemento diferencial de suelo, a una profundidad Z junto una línea vertical ($A - A'$), como se refleja en la Figura 25. Este elemento estará sometido a unas tensiones verticales (σ'_{v0}) y horizontales (σ'_{H0}). Si esta línea $A - A'$ se cambia por una pantalla indefinida de espesor inapreciable pero de rigidez muy grande y se estudian sus estados tensionales para distintas posiciones, se podrán encontrar sus tres estados límites.

- Estado en Reposo, K_0

La pantalla rígida no altera el estado de tensiones, esto quiere decir, a un lado y al otro de esta pantalla el terreno aplicará una tensión horizontal σ'_{H0} . Esta situación se denomina como inicial, o como estado de empuje en reposo.

- Estado Activo, K_a

Si se elimina el terreno del lado izquierdo de la pantalla, también se eliminarán las tensiones que equilibran el sistema, como consecuencia el muro tenderá a desplazarse hacia la izquierda produciendo una relajación del terreno a la derecha, con lo que disminuirá las tensiones horizontales del terreno. Se ha comprobado que cuando el movimiento de la pantalla aumenta, la tensión horizontal no disminuye indefinidamente sino que alcanza un límite, con valor mínimo permanente σ'_{Ha} , cuando se produce la rotura del terreno. Este estado límite de tensiones se conoce como estado de empuje activo.

- Estado Pasivo, K_p

Se desplaza la pantalla en dirección al terreno contenido de la derecha, las presiones sobre la línea $A - A'$ aumentarán, como reacción del terreno que se opone al movimiento $A - A'$. Se ha comprobado también, que al aumentar el movimiento la tensión no crece indefinidamente sino que se llega a un límite de valor máximo permanente σ'_{Hp} en el que se produce la rotura del terreno. Este estado límite de tensiones se conoce como estado de empuje pasivo.



Figura 25. Estados: Inicial, Activos y Pasivos Idealizados

Tomado de "Mecánica del Suelo y Cimentaciones I" por, F. Muzás, 1ra Edición, 2007.

Si se relaciona la variación de las tensiones horizontales (empujes) en un punto, con los movimientos que puede experimentar el terreno, se obtiene la Figura 26. En ella puede verse como para pasar del estado de empuje en reposo al estado de empuje activo es necesario un movimiento relativamente pequeño llegando a una tensión del orden de la mitad. Sin embargo, para pasar al estado de empuje pasivo, se necesitan grandes movimientos aumentados varias veces la tensión inicial. Estos dos estados límites, de empuje activo y de empuje pasivo, corresponden respectivamente, al empuje mínimo que el terreno puede ejercer sobre una estructura de contención y a la reacción máxima que el terreno puede ejercer sobre una estructura que transmita su reacción al terreno (Muzás, 2007).



Figura 26. Influencia de los Movimientos en los Empujes

Tomado de "Mecánica del Suelo y Cimentaciones I" por, F. Muzás, 1ra Edición, 2007.

Como se señaló anteriormente, al movilizarse el muro, se puede producir que el terreno llegue a un estado límite, agotando su capacidad resistente y produciendo una falla en forma de cuña sobre un plano de deslizamiento. Como se puede observar en la Figura 27 el plano de falla para

el caso activo tiene una forma de plano oblicuo, a diferencia del pasivo que generalmente es más curvo.

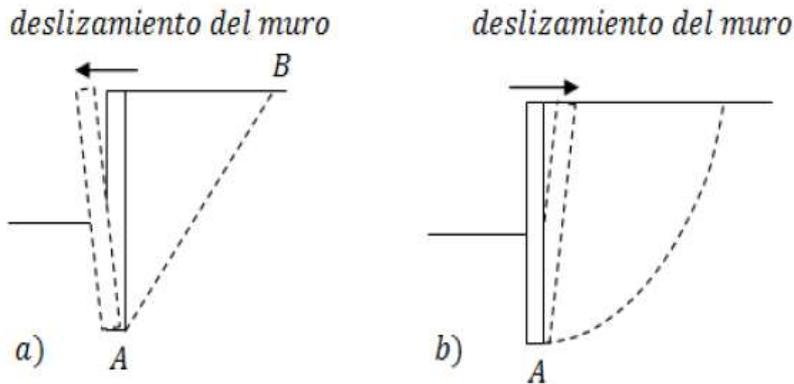


Figura 27. Falla del terreno según el Movimiento del Muro

Movimiento: alejándose del terreno (a) Caso Activo, en dirección del terreno (b) Caso Pasivo

Tomado de “Solución Constructiva para Excavaciones en Suelos de Textura Arenosa, mediante el Diseño de un Muro Contención con Pilas Ancladas” por, P. Artacho, 2010.

2.6.2 Criterios de Rotura.

Jara (2008) indicó que la resistencia al corte de un suelo, permite determinar factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje del suelo sobre un muro de contención, entre otros. De igual forma, a partir de la resistencia al corte es posible realizar cualquier análisis de estabilidad de una masa de suelo.

2.6.2.1 Criterio de Coulomb.

Observó que si el empuje que genera un suelo sobre un muro produce un desplazamiento de éste, mediante esfuerzo cortante, el suelo que está retenido forma un plano de deslizamiento aproximadamente recto. El criterio de rotura que Coulomb propuso que la máxima resistencia al corte (τ) de una masa de suelo en el plano de deslizamiento es:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \phi$$

donde c y ϕ son la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, respectivamente y que se basa en una formulación puramente empírica. Sin embargo, el empleo de esta ecuación no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelos, esto se hizo evidente cuando Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos, donde indica que el agua no puede absorber esfuerzos de corte sustanciales, por lo que la resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo saturado es: $\tau = c' + (\sigma_n - \mu) \cdot \text{tg } \phi'$

Siendo c' y ϕ' los parámetros de resistencia al corte efectiva del suelo, σ_n la tensión total normal, μ la presión intersticial, y $(\sigma_n - \mu)$ la tensión normal efectiva que actúa en la masa de suelo (Jara, 2008).

2.6.2.2 Criterio de Morh – Coulomb

Sanhueza (2008) indicó que Mohr complementando lo propuesto por Coulomb, indicó que la variación lineal entre los esfuerzos normales y tangenciales límites en el plano de rotura, pueden representarse por medio de una curva (envolvente de Mohr), la cual explica satisfactoriamente el comportamiento de materiales frágiles como rocas, suelos y hormigón, de igual manera indicó, que si se conocen las tensiones principales (σ_1 y σ_3) como sus direcciones, siempre es posible determinar la tensión normal y tangencial en cualquier otra dirección. Al relacionar en una misma gráfica σ v/s τ , la recta de Coulomb y el círculo de Mohr (Figura 28), se puede establecer analíticamente la relación de Mohr –Coulomb. Estableciendo proporciones geométricas y operando, se obtiene el criterio de rotura de Mohr – Coulomb:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

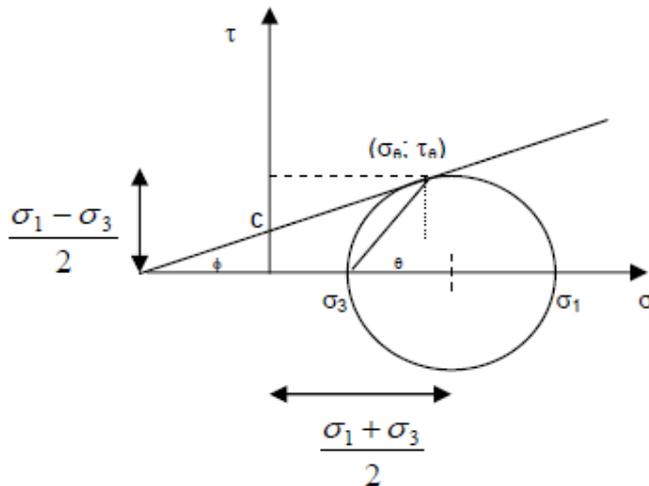


Figura 28. Relación Morh - Coulomb

Tomado de "Criterio y Parámetros de Diseño para Pantallas Continuas de Madrid" por C.X. Sanhueza, 2008.

2.6.3 Métodos y teorías representativas de empujes.

Los empujes de suelo son generalmente obtenidos mediante métodos de cálculo simplificados, de base analítica o empírica, los cuales han sido desarrollados a partir del siglo XVIII. De todos ellos, los de más amplia aplicación corresponden a los siguientes métodos o teorías propuestos por:

Coulomb (1776), Rankine (1857), Terzagui (1943) y la teoría de Equilibrio Límite, fundamental para estos métodos y teorías.

2.6.3.1 Equilibrio límite.

Sanhueza (2008) argumentó que los métodos clásicos de cálculo de muros pantallas proporcionan resultados bastante aproximados para el momento flector máximo y para los esfuerzos en los anclajes. Estos métodos se basan en las teorías de equilibrio límite, cuya hipótesis principal es que el material alcanza dicho equilibrio a lo largo de ciertas líneas de deslizamiento, las cuales limitan la cuña de rotura sobre la que se produce el movimiento de la masa (Figura 29). Así mismo, consideran que los desplazamientos de la pantalla han sido suficientemente grandes como para que se alcancen los estados límites activo y pasivo del terreno, correspondientes a la excavación y a la respuesta del suelo frente a los movimientos de la pantalla hacia el terreno, los cuales representan los dos extremos del estado tensional al que se ve sujeto el suelo en contacto con el muro. Esta relación entre tensiones horizontales y movimientos que experimenta la pantalla, se puede observar en la Figura 26. Finalmente, para quedarse del lado de la seguridad, se introducen márgenes adecuados a los parámetros del terreno y se incrementa la longitud de empotramiento de la pantalla o se utilizan anclajes, ambos obtenidos en el cálculo.

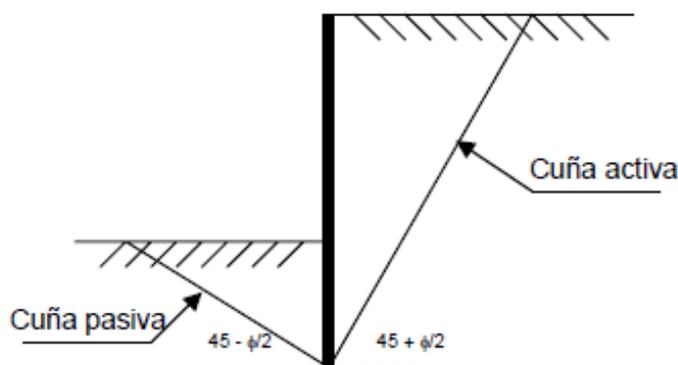


Figura 29. Cuñas de Rotura en un Muro Pantalla

Tomado de "Criterio y Parámetros de Diseño para Pantallas Continuas de Madrid" por C.X. Sanhueza, 2008.

2.6.3.2 Teorías Representativas

En la Tabla 10, se muestran las teorías más representativas de empujes de suelos.

Tabla 10

Teorías Representativas de Empujes de Suelo

Teorías y Métodos	Descripción	Observaciones
Coulomb (1776)	<p>Mediante el método de máximos y mínimos en empujes, se consideró que para una superficie potencial de falla, definido por la línea de rotura crítica, se produce un deslizamiento como un sólido rígido del suelo del trasdós de la estructura por esfuerzo cortante, una vez que se ha movilizado su máxima resistencia al corte, cuando se alcanza la condición de equilibrio límite.</p>	<p>Por razones de diseño el respaldo del muro no es vertical ($\alpha \neq 90^\circ$) y la línea de acción de la resultante de la presión del suelo, no es paralela a la superficie del relleno, es decir, el ángulo de rozamiento entre el relleno y la pared del muro ($\delta \neq 0$).</p>
Rankine (1857)	<p>Aplicó la teoría de resistencia al corte de los suelos propuesta por Coulomb, determinando los estados tensionales que alcanza una masa semi infinita de suelo cuando se mueve paralelamente a la superficie, definiendo estados límites una vez que el suelo alcanza la condición de rotura. A estos estados límites los denominó estados de equilibrio plástico.</p>	<p>Se desperdicia la fricción existente entre el material del muro y el suelo de relleno ($\delta = 0$; suposición válida para muros de hasta aproximadamente 9.00m), el respaldo del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$) y la línea de acción de la resultante de la presión del suelo es paralela a la superficie.</p>
Terzaghi y Peck (1943)	<p>Formularon un sistema de cálculo para pequeños muros que llamaron semi empírico, se basa en la clasificación de los suelos en cinco tipos, fácilmente identificables por simple inspección, teniendo un peso específico definido en cada caso.</p>	<p>Es aplicable para muros de escasa altura (7m) en base al tipo de suelo de relleno y considera cinco tipos, cada uno con su respectivo peso específico.</p>

Nota. Adaptado de "Análisis y Diseño de Muros de Contención," por F. Lucero, E. Pachacama, y W. Rodríguez, (2012).

2.6.4 Redistribución de empujes según la EAB (2008).

Las recomendaciones del grupo de trabajo para las excavaciones EAB (2008) proponen redistribuciones de empujes para diferentes tipos de entibaciones, ya sea para entibaciones flexibles o rígidas. Los muros pantallas o muros hormigonados 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 pueden promover los anclajes para una redistribución del empuje de suelo. La zona de redistribución se puede seleccionar si el diagrama de presión es compatible con las deformaciones y deflexiones en el pie del 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.
- En arenas esta redistribución se aplica a suelos densos y semi densos, además los suelo no cohesivos ligeramente compactados también están sujetos a estas redistribuciones aunque solo en un grado menor.
- Las redistribuciones de los empujes pueden cambiar dependiendo de la ubicación del anclaje.

A continuación, en la Figura 30, la Figura 31, y la Figura 32, se presentan la redistribución de empujes para muros pantallas según la EAB (2008).

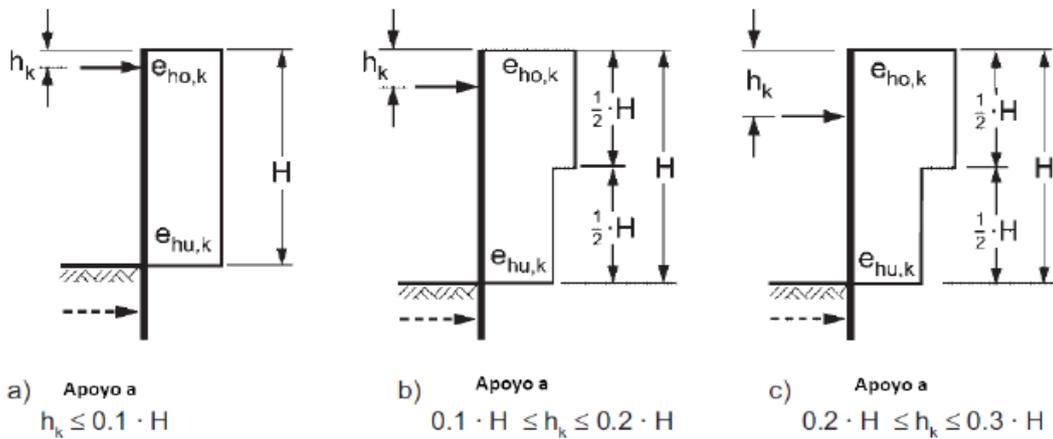


Figura 30. Redistribución de Empujes para una Línea de Anclajes

Los diagramas se adoptan de forma (a) rectangular, (b) y (c) birectangular. Tomado de "Recommendations on Excavations EAB" por Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2nd edition. Ernst & Sohn, 2008.

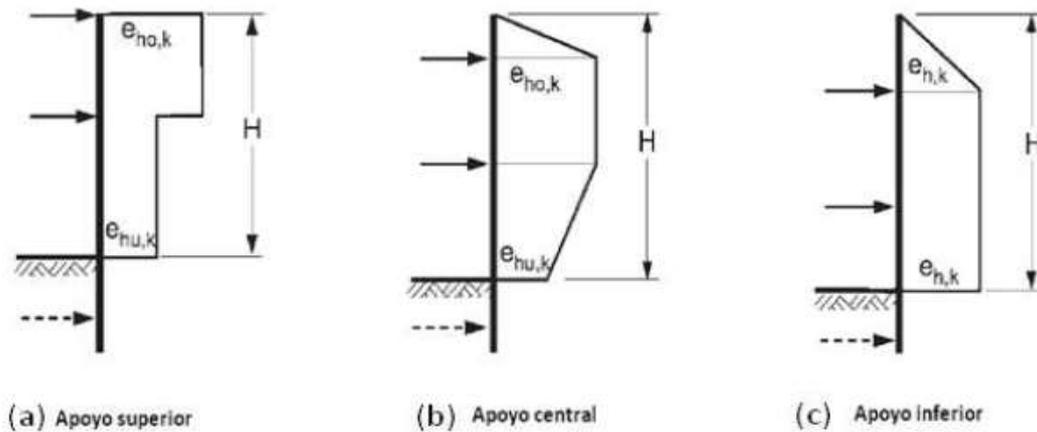


Figura 31. Redistribución de Empujes para dos Líneas de Anclajes

Los diagramas se adopta de forma (a) birectangular, (b) cuadrilateral y (c) trapezoidal. Tomado de "Recommendations on Excavations EAB" por Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2nd edition. Ernst & Sohn, 2008.

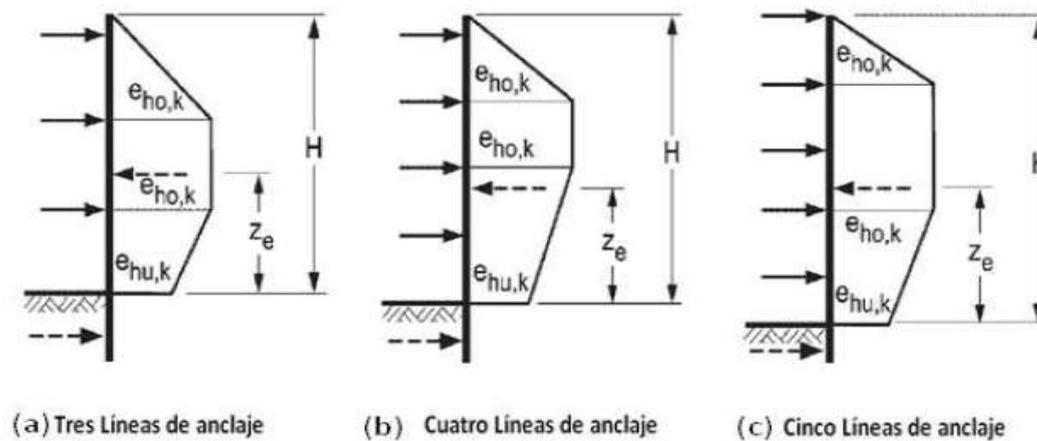


Figura 32. Redistribución de Empujes para tres o varias Líneas de Anclajes

Los diagramas se adoptan de forma trapezoidal. Tomado de "Recommendations on Excavations EAB" por Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2nd edition. Ernst & Sohn, 2008.

Los diagramas de presiones recomendados por la EAB (2008) mencionados anteriormente, no toman en cuenta la etapa de construcción previa. Si tomamos en cuenta esto, se debe considerar el aumento de las presiones del suelo en la etapa de excavación, que 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 (Mozó, 2012).

2.7 Instrumentación Geotécnica

2.7.1 Generalidades.

Dunnicliff (1988) explica que, la práctica de la instrumentación geotécnica involucra una relación entre las capacidades de los instrumentos de medición y las capacidades de las personas, dividiendo las capacidades instrumentales en dos categorías: (a) la cual tiene por objetivo ser usada para determinar in situ las propiedades de los suelos, y (b) referida al monitoreo del desempeño durante la ejecución de proyectos. En esta última está involucrada la medición de presión de aguas subterráneas, esfuerzos totales, deformaciones, cargas, etc. Adicionalmente a ello, argumenta que en los últimos años se han desarrollado muchos instrumentos valiosos y versátiles, siendo una gran herramienta para el monitoreo geotécnico pero que no se trata de simplemente elegir un instrumento, dentro ello está involucrado la comprensión paso por paso del proceso ingenieril, empezando por la definición del objetivo y terminando con la implementación de la data. En la presente investigación se ha empleado el inclinómetro como instrumento para realizar el monitoreo de las deformaciones en una estructura de retención para una excavación profunda, las características y aplicaciones se describen a continuación.

2.7.2 Inclinómetros.

Dunnicliff (1988) define a los inclinómetros como dispositivos diseñados para el control de la deformación normal al eje de un tubo por donde pasa una sonda, que contiene un transductor de detección de la gravedad y que mide la inclinación respecto a la vertical. Dentro de sus aplicaciones se encuentran las siguientes: (a) la determinación de la zona de movimiento de deslizamiento de

tierra; (b) control de la magnitud y velocidad de movimiento horizontal de las presas de terraplén, terraplenes sobre suelo blando, y junto a las excavaciones o túneles a cielo abierto; y (c) control de la desviación de las estructuras de retención. Un inclinómetro está compuesto por (a) la sonda inclinométrica, montada sobre un sistema de ruedas que se mueven sobre la guía del tubo (Figura 33), (b) casing, compuesto por una serie de tuberías acopladas (Figura 34), (c) cable eléctrico, que tiene por funciones proveer de energía eléctrica a los sensores de la sonda, transmitir las lecturas a la unidad lectora portátil, establecer un control de los intervalos de lectura gracias a los puntos de control colocados equidistantemente que vienen en presentaciones de 30, 50, 100, 150 y 200 metros dependiendo del proyecto a estudiar (Figura 35), (d) la unidad lectora portátil, que es un dispositivo que registra las lecturas que da 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 (Figura 36). La Figura 37, muestra las partes que comprende un inclinómetro, así como también su principio de operación.

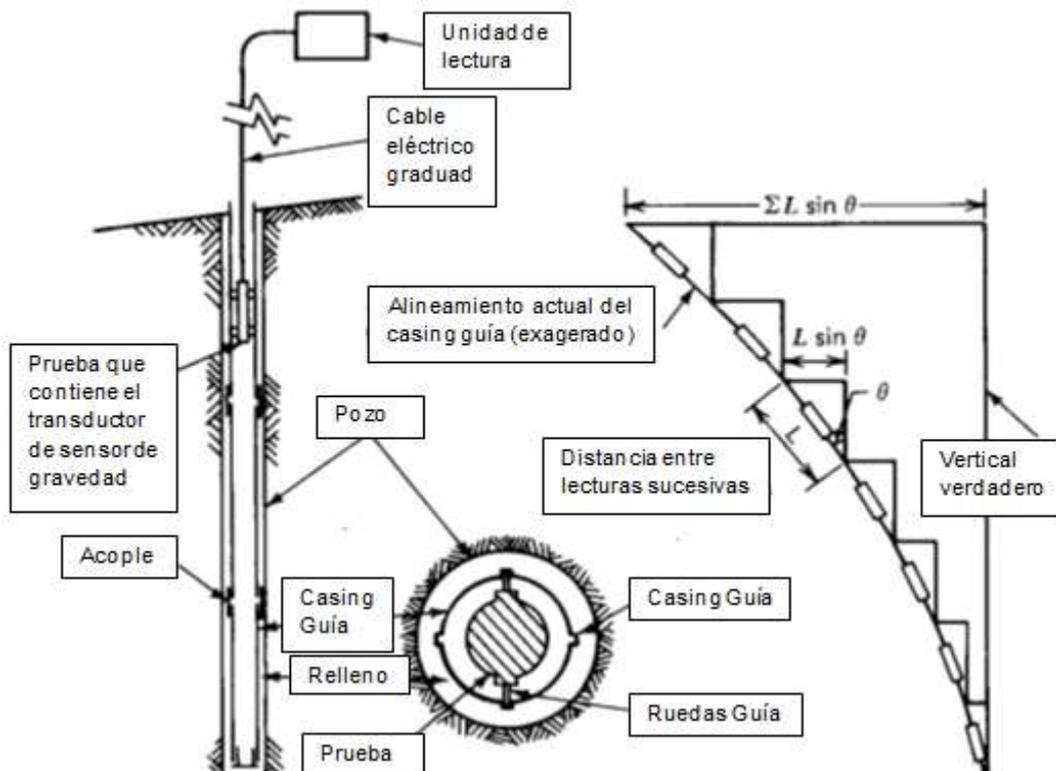


Figura 37. Principio de operación del inclinómetro. Tomado de "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance," por J. Dunnycliff, 1988 (p. 252). New York, NY: Ed. John Wiley & Sons.

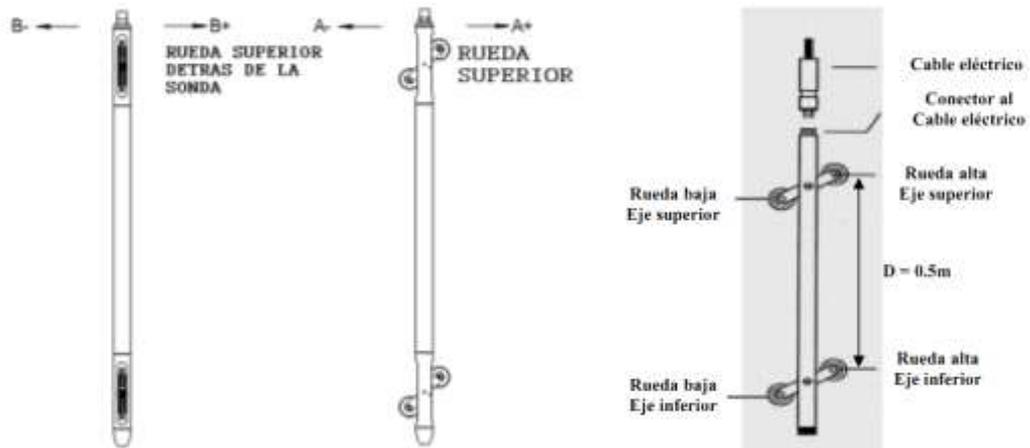


Figura 33. Esquema general de la sonda inclinométrica

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.



Figura 34. Casing de plástico ABS (RST Instruments), con acople de color blanco

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.



Figura 35. Cable eléctrico de inclinómetro (RST Instruments)

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.



Figura 36. Unidad lectora portátil (RST Instruments)

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

2.7.2.1 Tipos de inclinómetros y sondas para registros de datos.

La Tabla 11, muestra los principales tipos de Inclinómetros.

Tabla 11

Tipos de Inclinómetros

Tipo de inclinómetro	Ventajas	Limitaciones	Rangos Típicos	Precisión Aproximada
Acelerómetro transductor de equilibrio de fuerzas	<p>Largo historial de experiencia exitosa</p> <p>Es el tipo más usado</p> <p>Versión disponible con lectura automática, reducción de datos de grabación, y las disposiciones de trazado</p> <p>Versiones disponibles para su uso en 1.5 pulg (38 mm) de diámetro dentro de la casing ranurado.</p> <p>Versiones disponibles para su uso en casing horizontal para el monitoreo de asentamientos</p>		<p>±30°, opcional de ±90°</p>	<p>±0.05 - 0.5 pulg en 100 pies (±1 - 13mm en 30 m)</p>
Indicador de pendiente Serie 200B	Largo historial de experiencia exitosa	<p>La versión estandar en uniaxial</p> <p>Sin disposición para lectura automática</p> <p>Ya no hay fabricantes</p>	±12°, opcional a ±25°	
Transductor Strain gage de resistencia depositada	Versiones disponibles para su uso en 1.5 plg. (38 mm) en el interior del diámetro de la tubería	<p>Sus posibles errores debido a la humedad, la temperatura, y conexiones eléctricas</p> <p>Abandonado por la mayoría de fabricantes</p>	±20°	±0.3 - 1.0 pulg en 100 pies (±8 - 25mm en 30 m)
Transductor de cuerda vibrante	Largo historial de experiencia exitosa	<p>Técnicas de fabricación especiales necesarias para minimizar el rumbo cero</p> <p>Resultados abultados de transductor en gran sonda</p> <p>Abandonado por la mayoría de fabricantes</p>	±20°	±0.02 - 1.0 pulg en 100 pies (±0.5 - 25mm en 30 m)
Transductor de nivel electrolítico		<p>Limitantes del tamaño del transductor en agujeros casi horizontales</p> <p>Corta experiencia registrada</p>	±40°	±2 pulg en 100 pies (±50 mm en 30 m)
Sonda de Cizalla	Simple Barato	<p>Pobre precisión</p> <p>No mide inclinación</p> <p>No puede determinar la curvatura por debajo del punto de curvatura más pequeño.</p>	±30°	Muy brusco

Nota. Tomado de "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance," por J. Dunnycliff, 1988 (p. 253). New York, NY: Ed. John Wiley & Sons.

Las mediciones de las deformaciones que se dan en la tubería inclinométrica en ambas direcciones se realizan por medio de la sonda inclinométrica. Esta sonda puede ser monoaxial o biaxial, lo que significa que pueden medir un eje o ambos ejes a la misma vez, la diferencia radica en que debido a que se deben medir ambos ejes, si se elige una sonda monoaxial se tendrá que hacer una secuencia de mediciones en cada auscultación inclinométrica para cada eje, mientras que con la sonda biaxial sólo basta con una secuencia (Pino, 2008). La sonda biaxial 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 dos sensores orientados 90° uno del otro, con lo cual en una misma medición se pueden realizar 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 distanciados a 50 centímetros, estas distancias representan el intervalo de profundidad al cual se deben tomar las lecturas al realizar los sondeos. La Figura 38, muestra una imagen de una sonda biaxial.



Figura 38. Sonda Inclinométrica Biaxial (RST *Instruments*)

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

2.7.2.2 Factores que afectan la precisión de la data.

Dunnicliff (1988) argumenta que, el factor primordial en el monitoreo es la habilidad del usuario y la atención del personal responsable de todas las fases del programa de medición, además de otros factores que se mencionan a

continuación: (a) la precisión del sensor de gravedad del transductor, (b) diseño y condición de la rueda de ensamblado, (c) alineamiento del casing, (d) diámetro del casing, (e) procedimiento de relleno del pozo, (f) espiral del casing, (g) la repetitividad de la posición de la lectura, (h) intervalo de profundidad entre las posiciones de lectura, (i) efectos de la temperatura, y (j) manejo de la Sonda

2.7.2.3 Tipos de casing.

La Tabla 12, muestra las características de los principales tipos de casing que existen.

Tabla 12

Tipos de Casing

Tipo	Características
Plástico	<p>El tubo ABS es el más utilizado</p> <p>La tubería de PVC tiende a ser más frágil a bajas temperaturas</p> <p>Diámetros exteriores van desde 1,9 hasta 3,5 pulg. (48 a 49 mm).</p> <p>Acoplamientos rígidos con ranuras de auto-alineación</p>
Aluminio	<p>Diámetros exteriores en un rango de 2,4 a 3,4 pulg. (61-86mm)</p> <p>Sujeto a la corrosión</p> <p>Debe ser tratado en el interior y exterior por un recubrimiento adecuado (por ejemplo con pintura epoxica al horno)</p>
Acero	<p>Las aplicaciones posibles incluyen mediciones en pilotes de acero hincados</p> <p>Diámetro exterior de 2 pulg. (50 mm) e interior de 1.75 pulg. (44 mm)</p> <p>Se debe usar diámetros más grandes cuando se esperan deformaciones transversales importantes</p> <p>No es muy usado</p>

Nota. Tomado de "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance," por J. Dunnycliff, 1988 (pp. 258-259). New York, NY: Ed. John Wiley & Sons.

La selección del tipo de casing depende del entorno en que será instalado y de su facilidad de manipulación, por ejemplo, las altas temperaturas pueden dañar las tuberías de plástico, altos o bajo contenido de PH pueden dañar la tubería de aluminio y las de fibra de vidrio pueden astillarse o romperse al ser manipuladas bruscamente. El casing de plástico ABS es el más usado para los monitoreo

2.7.2.4 Procedimiento de instalación.

La instalación del inclinómetro demanda un planeamiento ordenado, secuencial y con parámetros que se deben cumplir. Suárez (2009) plantea algunas disposiciones a considerar seguidamente:

- La parte inferior del inclinómetro debe estar fija o anclada, pues ésta es la base para la medición de la deformación.
- El ducto debe estar embebido por lo menos tres metros en un estrato fijo. Mikkelsen (1996) recomienda que ésta profundidad de embebimiento debe ser de 6 metros para evitar errores.
- La curva de la deformación debe mostrar la diferencia de movimiento de la zona embebida que no se mueve con la zona que sí presenta deformación, como se observa en la Figura 39
- Los tubos del inclinómetro tienen longitudes establecidas por los fabricantes de 3 a 6 metros unidos por acoples que aseguren una conexión adecuada, no obstante éstas uniones pueden ser fuente de error.
- Llenar perfectamente con una inyección de lechada el espacio entre la tubería y el diámetro de perforación, de manera que pueda reflejar adecuadamente los movimientos del suelo.
- El tubo puede tender a flotar debido a que las juntas están selladas entonces se debe llenar el tubo con agua limpia para evitar este efecto.
- Las ranuras deben estar alineadas de manera que un par de ellas estén alineadas en la dirección donde se espera el movimiento.
- La dirección donde se espera el movimiento se establece como A0 o A+ y la opuesta como A180 o A-, mientras que las otras dos ranuras como B0 o B+ y la opuesta como B180 o B-, como lo indica la Figura 40
- Llenar el interior del tubo con agua de forma tal que se evite la introducción de lechada dentro de éste.
- Para la lechada recomienda que en su composición no se encuentre arena ni grava para garantizar que no existan vacíos entre el inclinómetro y el suelo.
- Esta lechada debe ser más densa cuando se instale en suelos rígidos,

mientras que para suelos blandos la lechada debe ser menos densa, así se evita que la rigidez de la lechada altere las futuras mediciones.

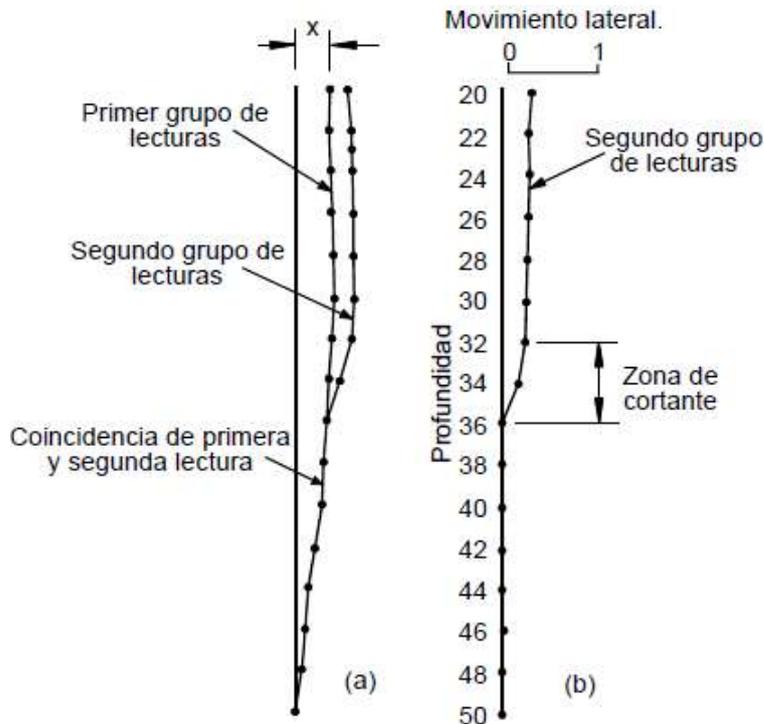


Figura 39. Ejemplo de datos obtenidos del inclinómetro (por Cornforth, 2005).

Tomado de "Deslizamientos. Análisis Geotécnico Vol.1," por J. Suárez, 2009 (p. 507). Santander, Colombia: U.I.S. Escuela de filosofía.

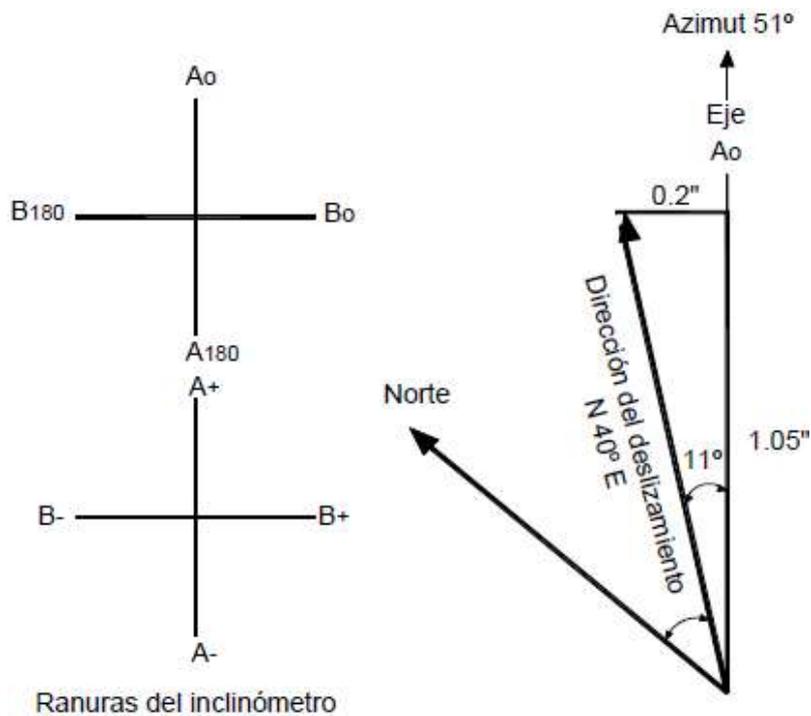


Figura 40. Nomenclatura de ranuras y vectores de movimiento (por Cornforth, 2005).

Tomado de "Deslizamientos. Análisis Geotécnico Vol.1," por J. Suárez, 2009 (p. 507). Santander, Colombia: U.I.S. Escuela de filosofía.

2.7.2.5 Obtención de lecturas.

Para este procedimiento Suárez (2009) señala las siguientes recomendaciones para una buena obtención de lecturas:

- Las mediciones iniciales (medición cero) son de suma importancia puesto que son la base de las siguientes mediciones, recomendando que se deben hacer dos o tres mediciones de manera que se compruebe que estas primeras mediciones hayan sido de manera correcta para minimizar errores.
- Colocar el instrumento con la rueda superior en la ranura A0 y llevarlo al fondo de la tubería, allí se debe esperar 10 minutos para que la temperatura del agua se normalice para evadir errores por temperatura.
- Tomar la medida del fondo y luego registrar la información cada 50 centímetros hasta llegar a la superficie, este proceso se realiza tanto para las direcciones A0 y B0.
- Luego que el instrumento haya llegado a la superficie, éste se gira a 180 grados para obtener los registros de las direcciones A180 y B180. Aclarando que la suma de los valores en ambas direcciones debe resultar cerca a 0.0, si se presentaran grandes diferencias se le puede atribuir a que el instrumento no está calibrado o a errores en medición.
- Estas mediciones deben ser hechas en el mismo sitio, instrumento, cable y por el mismo operador de manera que se reduzca la posibilidad de cometer errores.

2.7.2.6 Proceso e Interpretación de datos.

Para este propósito Suárez (2009) recalca la importancia de la verticalidad de la perforación para obtener mediciones más precisas, pues en la medición inicial se debe reflejar claramente la zona embebida y la zona donde empiezan los desplazamientos. Luego las mediciones siguientes se comparan respecto a la medición inicial (medición cero). Menciona también que si se hace un perfecto alineamiento de las ranuras del eje A hacia la dirección del movimiento entonces todo el movimiento ocurrirá en este eje mientras que en el eje B no debería haber movimiento. Por otro lado, luego de ello, en un programa de cómputo se presentan las mediciones obtenidas en donde se

puede hacer una comparación y poder obtener resultados y conclusiones sobre lo que se pretende estudiar.

Estos resultados se muestran en distintos gráficos donde se debe prestar atención a la orientación de los signos de convención. Dunniciiff (1988) menciona que existen tres formas de presentar los gráficos. El primero es usado para mostrar la ubicación de las zonas de deformación. El segundo llamado “cambio acumulado” muestra una representación gráfica del actual patrón de deformación real que es de más fácil entendimiento. El tercer es un gráfico de profundidad contra tiempo que es usado para estudiar tendencias de deformación y poder hacer predicciones. Ejemplos de estos gráficos se muestran en la Figura 41.

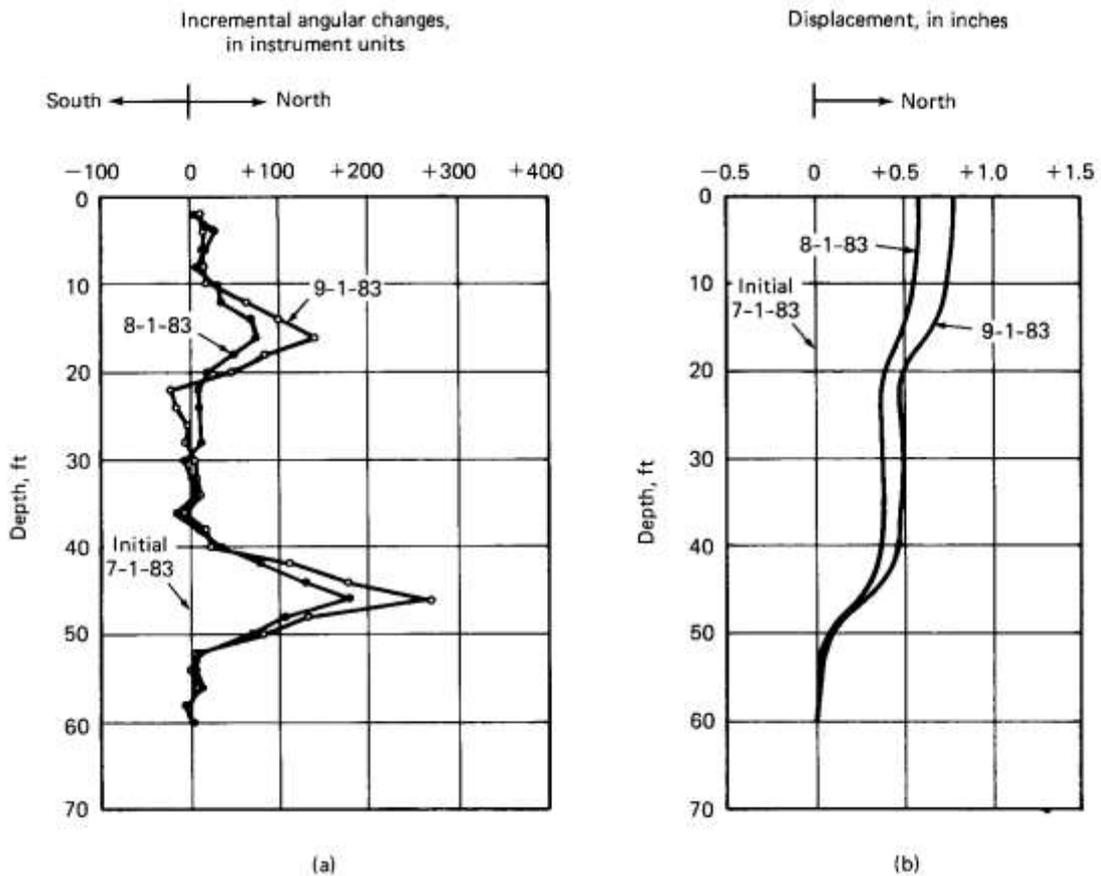


Figura 41. Ploteos típicos de información de inclinómetro: (a) gráfico incremental y (b) gráfico acumulado (cortesía de Slope Indicator Company, Seattle WA). Tomado de “*Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*,” por J. Dunniciiff, 1988 (p. 267). New York, NY: Ed. John Wiley & Sons.

Dentro de los paquetes de programas para la interpretación de datos se puede citar al programa *Inclinalysis* del fabricante RST *Instruments*, que de manera fácil e intuitiva permite plotear y manipular la información que registra

el instrumento, mostrando las gráficas anteriormente descritas, con una interfaz múltiple que permite visualizar varias gráficas a la vez. También se tiene al programa OG390WIN de origen italiano y al programa GLNP de origen alemán.

2.7.2.7 Errores sistemáticos.

Mikkelsen (2003) hizo un estudio de los errores sistemáticos que se pueden presentar y los resumió de la siguiente manera:

- Error “Limpiaparabrisas” (“*Bias Shift Error*”), se da cuando el movimiento se inclina linealmente con la vertical alrededor de un punto de giro en la base, como se observa en la Figura 42. Este error se le puede atribuir a un fallo en el instrumento, puesto que por ejemplo las lecturas en la dirección A0 debe ser exactamente igual a la dirección A180 en sentido contrario, entonces si se ven diferencias claras en estas mediciones estamos claramente en un error de tipo “limpiaparabrisas”.

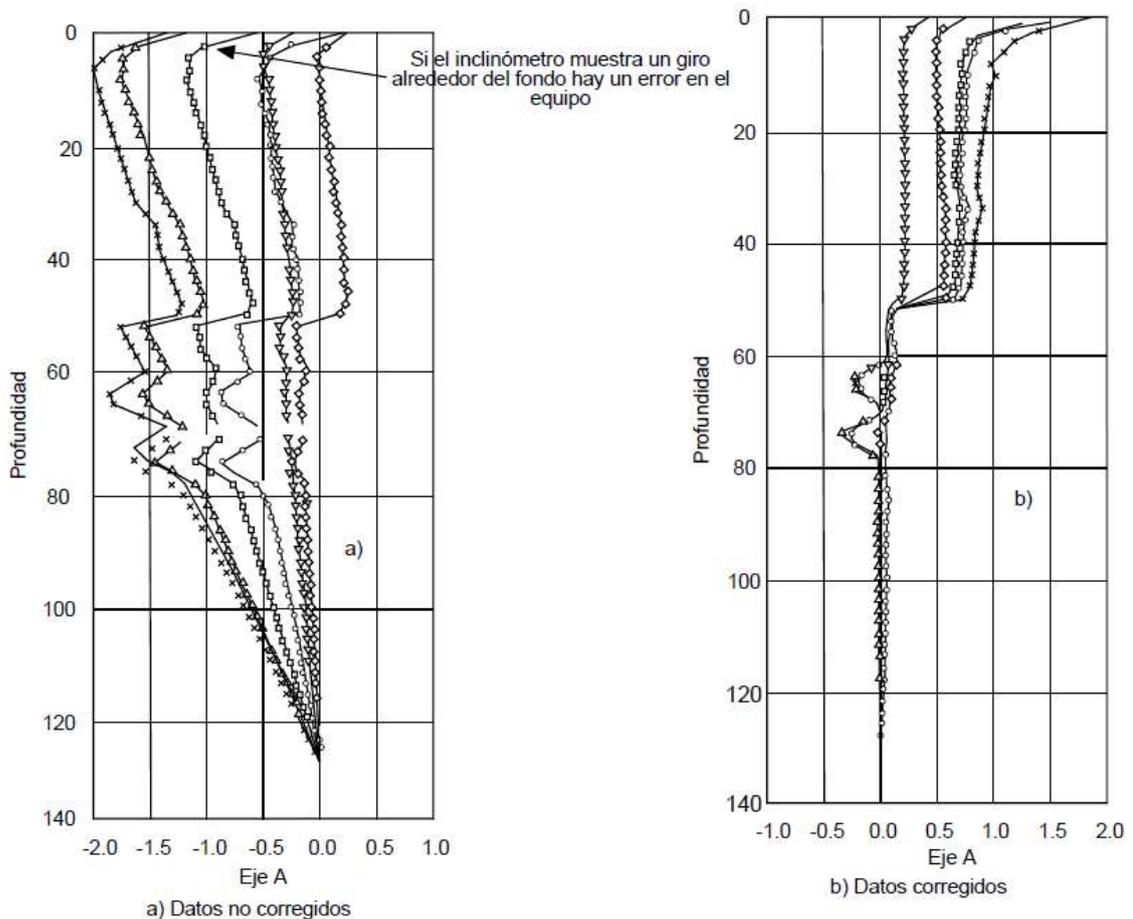


Figura 42. Efecto de limpia-parabrisas debido al error de movimiento de sesgo diagonal (por Cornforth, 2005). Tomado de “Deslizamientos. Análisis Geotécnico Vol.1,” por J. Suárez, 2009 (p. 512). Santander, Colombia: U.I.S. Escuela de filosofía.

- Error de rotación, se da cuando la tubería presenta una rotación hacia el plano inclinado teniendo una tolerancia de $\pm 0.25^\circ$. Este error se puede apreciar cuando las gráficas de desviación acumulada respecto a la vertical y el gráfico de desplazamiento lateral en el otro eje (B) presentan gran similitud, como se puede observar en la Figura 43.
- Error de posicionamiento de la profundidad, se da cuando la medición en el fondo del inclinómetro cambia respecto a la medición inicial, como se puede apreciar gráficamente en la Figura 44. Esto debido a causa de una compresión o asentamiento del tubo, cambio de cables o causado por error del operador.

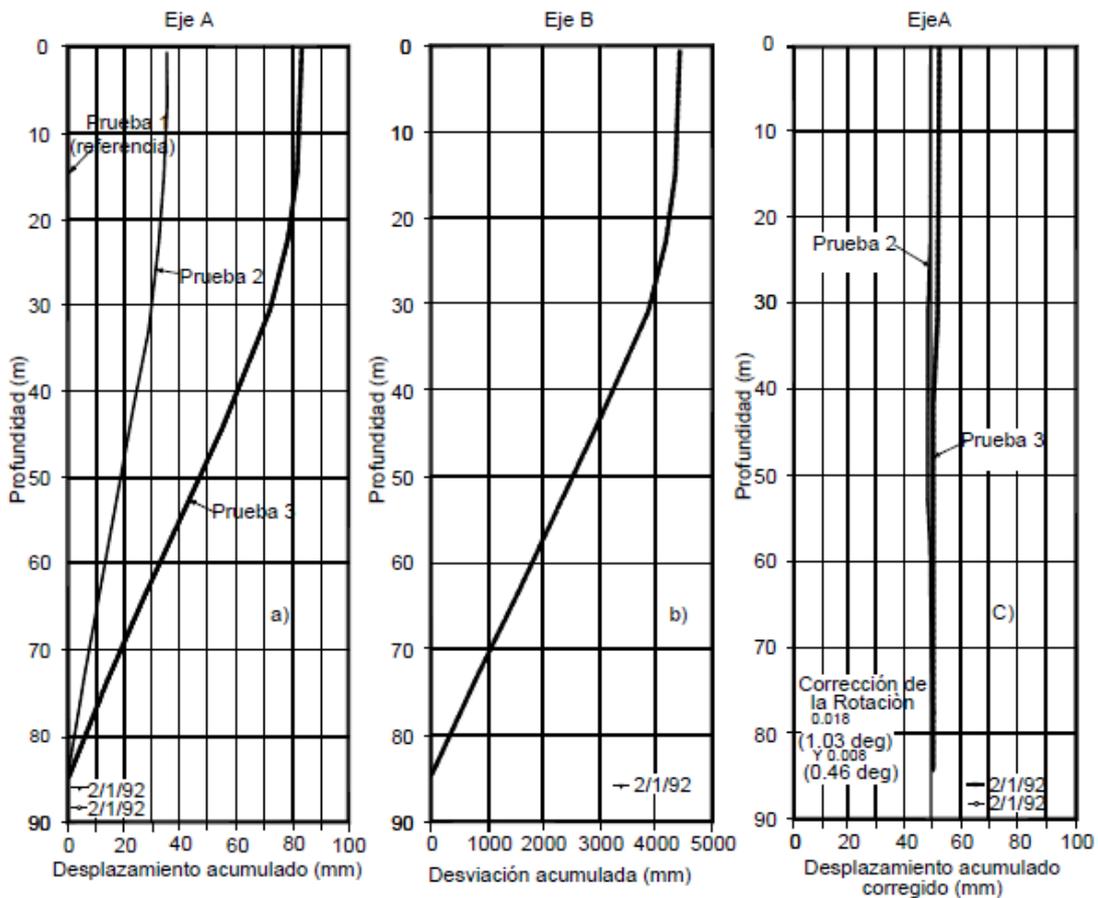


Figura 44. Ejemplo del error de rotación y su corrección (por Mikkelsen, 2003).

Tomado de "Deslizamientos. Análisis Geotécnico Vol.1," por J. Suárez, 2009 (p. 513). Santander, Colombia: U.I.S. Escuela de filosofía.

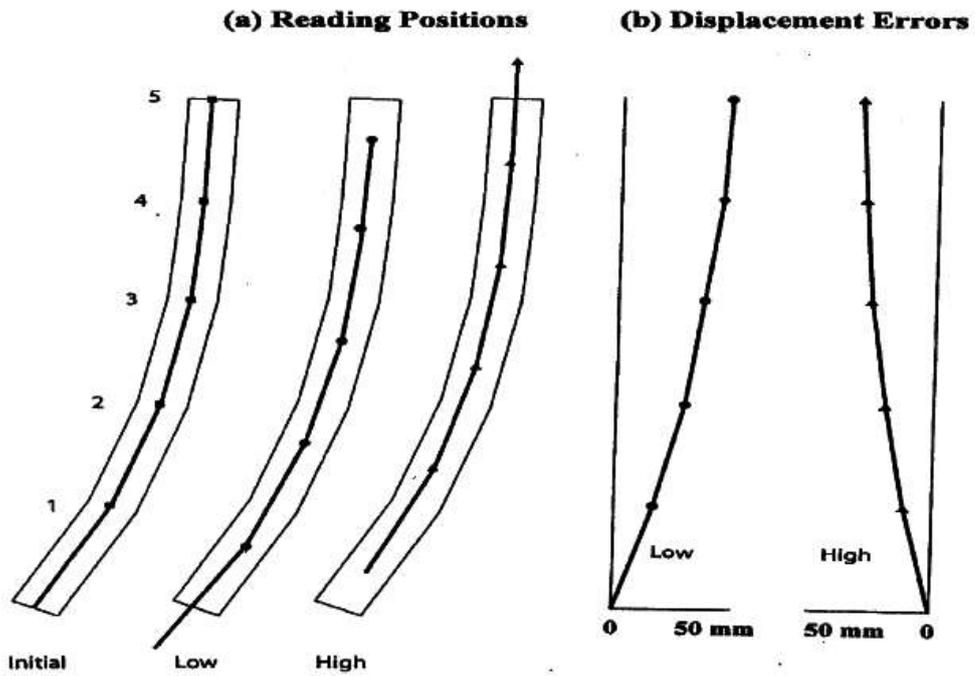


Figura 43. Error de posicionamiento de la profundidad, casing curvo.

Tomado de "Advances in Inclinometer Data Analysis," por P. Mikkelsen, 2003.

CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Diseño de la investigación

Esta investigación seguirá un enfoque cuantitativo, porque se realizará una recolección de datos en campo mediante técnicas como la medición, uso de magnitudes, observación, entre otros, para su posterior análisis. Esta recolección de datos se basa en una instrumentación geotécnica para medir deformaciones de suelo que se hará acorde al proceso constructivo y al avance del proyecto, además del uso de la observación que nos permitirá comparar la data registrada con modelos matemáticos.

Asimismo, será de nivel descriptiva, puesto que en un inicio se describirá la metodología del muro anclado así como su procedimiento constructivo, sus ventajas y desventajas. Por otro lado, se describirá el funcionamiento del inclinómetro, la instalación de la tubería inclinométrica y el registro de datos de campo para su posterior análisis e interpretación correspondiente. También podemos catalogarla de nivel explicativa, ya que no solo describirá cómo se da la deformación en los muros anclados del proyecto estudiado, sino que se analizará las causas que generan esa deformación y en qué condiciones se dan, tomando en cuenta el diseño y el procedimiento constructivo adoptado para un proyecto en el Conglomerado de Lima.

Por otro lado, se considera que la investigación será de tipo aplicada, porque teniendo en cuenta el objetivo general de la investigación, se comprobará si la máxima deformación obtenida mediante instrumentación geotécnica estará dentro de los rangos permisibles por las normas, lo cual nos conllevaría a conocer si tanto el diseño y la ejecución de los muros anclados fueron desarrollados de manera correcta en este tipo de suelos, además de confirmar si la estimación de esta deformación mediante un modelo matemático de estabilización de taludes, se refleja en la realidad con los datos obtenidos.

El estudio seguirá un diseño no experimental, porque se hará una observación y toma de datos en campo y un análisis de la información obtenida para demostrar si la máxima deformación obtenida mediante instrumentación

geotécnica estará dentro de los rangos permisibles por las normas internacionales.

De la misma manera, se considera que será de diseño longitudinal, puesto que las mediciones se hicieron en diferentes fechas para ver el comportamiento y comparar los resultados durante el periodo que demandó el proyecto. Asimismo, es prospectiva, porque los datos se obtuvieron posteriores a la planificación de la investigación.

3.2 Población y muestra

La población abarca a todos los muros anclados realizados en el Conglomerado de Lima, y la muestra la comprende el muro anclado instrumentado en el proyecto en donde se realizan las mediciones en cada etapa de la excavación del proyecto.

3.3 Operacionalización de las variables

Para la operacionalización de las variables se describen la variable dependiente y la variable independiente, además de sus dimensiones, indicadores y escalas de medición como se observa en la Tabla 13.

Tabla 13

Operacionalización de las variables

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADOR	ESCALA DE MEDICIÓN
Variable Independiente Uso de inclinómetro	Desplazamiento horizontales en taludes	Porcentaje	[0 – 0.07% H] Suelos densos [0 – 0.20%H] Suelos blandos
	Superficie de falla	Tipo	Planar Rotacional
Variable Dependiente Deformaciones de muro anclado	Grado de deformación	Tipo de suelo	Suelos densos Suelos blandos
	Esfuerzo	Tipo	Esfuerzo cortante Esfuerzo por sobrecarga Empuje horizontal de suelos

Fuente: Elaboración propia

3.4 Técnicas de recolección de datos

3.4.1 Descripción de los instrumentos

Para la recolección de datos se hizo uso de la observación, puesto que el trabajo consiste en hacer mediciones en cada etapa del proyecto, que se registran en un documento el cual contiene las características de lo observado a través de fotos.

3.4.2 Validez y confiabilidad de los instrumentos

De acuerdo al punto 3.4.1 los datos registrados de la recolección se plasmaron en un documento que queda como archivo para demostrar que los resultados son consistentes y coherentes según lo que se quiere demostrar.

3.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de datos

El procesamiento de datos se apoya en el uso de un programa especializado del mismo fabricante del instrumento (inclinómetro), el cual muestra gráficas que ayudan al entendimiento de lo que se quiere demostrar. El análisis resulta de comparar los datos de salida del programa con los resultados de investigaciones semejantes y además de las referencias bibliográficas.

3.6 Aspectos éticos

De acuerdo al punto 3.4.1 todo lo observado tiene un registro con el cual se puede demostrar que lo que se quiere demostrar es coherente a los resultados obtenidos desligando cualquier suspicacia respecto a una manipulación de datos que no vayan a acorde con la ética profesional.

CAPITULO IV

APLICACIÓN Y DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN PARA UN DETERMINADO PROYECTO

4.1 Descripción del proyecto

4.1.1 Características del proyecto.

El proyecto corresponde a un edificio de oficinas que está ubicado en la calle Dionisio Derteano en la urbanización Santa Ana, en el centro financiero y comercial del distrito de San Isidro. Es en este distrito donde debido a la gran demanda de espacios de parqueo, se vio la necesidad de crear edificaciones con varios niveles de sótanos para cubrir dicha demanda. El proyecto está siendo construido por la empresa Graña y Montero, contará con 27,091.66 m² construidos, contará con 11 niveles subterráneos y 20 pisos destinados a oficinas. El edificio será construido en un terreno de 1,285.27 m², que originalmente tenía pequeñas edificaciones de un piso.

El edificio tiene un frontis que colinda con la Av. Dionisio Derteano, por el lado derecho con una edificación de dos niveles sin sótanos y en el lado izquierdo con otra edificación de dos niveles sin sótano. En la parte posterior colinda con un edificio de 11 niveles sin sótano, además con un terreno de estacionamientos y con una edificación de tres niveles sin sótano. El terreno de estacionamientos fue alquilado para tener un espacio destinado para oficinas de obra, almacén, servicios y maniobras de las maquinarias propias de la obra, como se puede apreciar en las Figuras 45 y 50.

El edificio estará estructurado en base a un sistema de placas y pórticos de concreto armado, con entrepisos constituido por losas macizas postensadas. Además, la estructura de la cimentación está compuesta por zapatas corridas bajo los muros, zapatas combinadas en zona de ascensores y cajas de escaleras, y zapatas aisladas bajo las columnas.

4.1.2 Descripción del estudio de mecánica de suelos

La exploración geotécnica realizada en el terreno se desarrolló en base a excavaciones a cielo abierto y ensayos geofísicos MASW. Se excavaron dos calicatas, ambas de 10.10 metros de profundidad, donde se encontró superficialmente un estrato de relleno seguido del Conglomerado típico de Lima

pobrementemente gradado con arena de compacidad media. La Figura 45 muestra la ubicación en planta de los ensayos realizados. En la Tabla 14, se muestra la estratigrafía del suelo encontrado, así como su descripción.

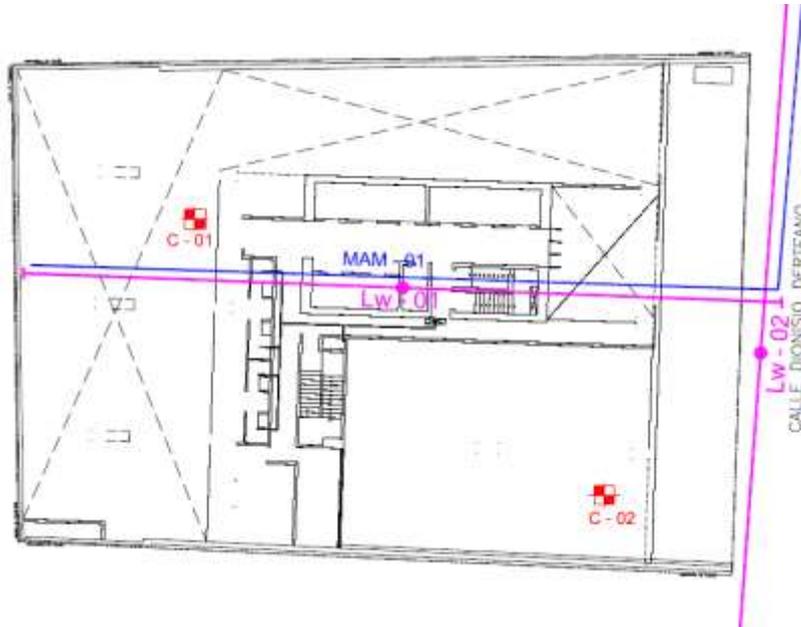


Figura 45. Ubicación en planta de calicatas y ensayos geofísicos.

Tomado de "Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el proyecto Edificio de Oficinas," por J. Alva, 2013.

Tabla 14

Estratigrafía del suelo según calicatas

Calicatas	Profundidad (m)		Clasificación SUCS	Descripción
	Desde	Hasta		
C1	0.00	0.80	-	Relleno limo arenoso, color marrón, compacto
	0.80	10.1	GP	Grava pobrementemente gradada con arena, subredondeada, medio denso
C2	0.00	1.00	-	Relleno limo arenoso, color marrón, compacto, partículas de ladrillo
	1.00	10.1	GP	Grava pobrementemente gradada con arena, subredondeada, medio denso

Nota. Tomado de "Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el proyecto Edificio de Oficinas," por J Alva, 2013.

Complementando el estudio geotécnico se realizaron dos sondajes MASW o Análisis de ondas superficiales en arreglo multicanal (LW-01 y LW-02) y un sondaje MAM o Análisis de microtrepidaciones en arreglos multicanal (MAM-01). Ambos análisis determinan las ondas de corte (ondas S), que definen los espesores de los estratos, su compacidad y los parámetros dinámicos del suelo, ya que nos brindan mayor información puesto que tiene un gran alcance en cuanto a profundidad en donde los ensayos MASW llegaron hasta los 30 m y el MAM hasta una profundidad de 45 m. La Figura 46, muestra el esquema del funcionamiento del análisis.

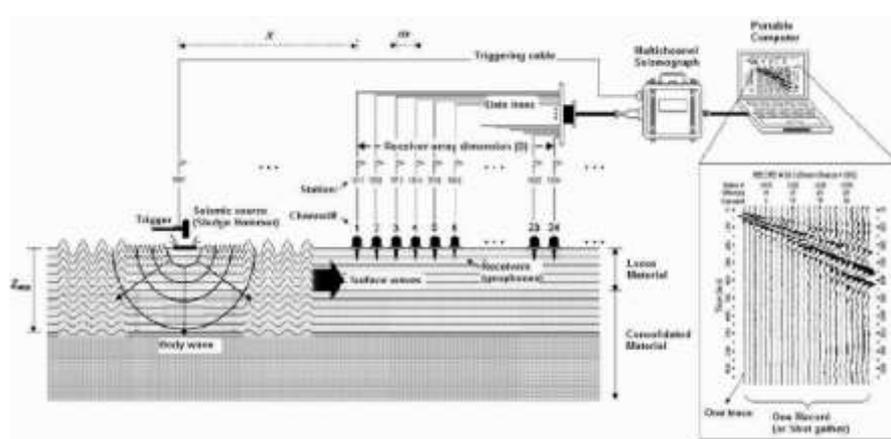


Figura 46. Esquema representativo de la técnica del Método MASW.

Tomado de "Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el proyecto Edificio de Oficinas," por J Alva, 2013.

La Tabla 15 y la Tabla 16 muestran los resultados obtenidos de los análisis MAM y MASW respectivamente.

Tabla 15

Resultado del Sondaje MAM – Características Geotécnicas

Línea Sísmica	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Interpretación
	<250	0.00 - 1.60	Material de cobertura
	250-440	1.60 - 5.60	Material aluvial de compacidad medianamente densa
MAM-01	440-690	5.60 - 16.40	Material aluvial de compacidad medianamente densa a densa
	690-1000	16.40 - 45.00	Material aluvial de compacidad densa

Nota. Tomado de "Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el proyecto Edificio de Oficinas," por J. Alva, 2013.

Tabla 16

Resultado de los sondajes MASW

Línea Sísmica	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Interpretación
LW-01	<250	0.00 - 1.10	Material de cobertura
	250-520	1.10 - 5.30	Material aluvial de compacidad medianamente densa
	520-680	5.30 - 11.00	Material aluvial de compacidad medianamente densa a densa
	680-780	11.00 - 30.00	Material aluvial de compacidad densa
LW-02	<250	0.00 - 1.10	Material de cobertura
	250-480	1.10 - 5.30	Material aluvial de compacidad medianamente densa
	480-700	5.30 - 13.20	Material aluvial de compacidad medianamente densa a densa
	700-790	13.20 - 30.00	Material aluvial de compacidad densa

Nota. Tomado de "Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el proyecto Edificio de Oficinas," por J. Alva, 2013.

4.2 Diseño de la excavación

4.2.1 Características de la excavación.

La excavación se llevó a cabo mediante etapas secuenciales, según cada nivel de excavación establecido para el proceso constructivo del muro anclado, donde se inició con una excavación masiva hasta el primer nivel de excavación como se puede apreciar en la Figura 47. Luego se dejó una rampa que sólo se usó para los dos primeros anillos hasta la cota -5.00 m, ello debido a que el espacio era limitado, para los siguientes niveles, la extracción de suelo se hizo con el uso de un contenedor cargado por la grúa que luego depositaba el material en los camiones, como se observan en la Figura 48, nótese que la primera perforación de anclajes se hizo en el lado donde se tiene por colindante al terreno alquilado. La excavación de este proyecto tuvo una profundidad de 32.50 m en promedio, que la hace una de las excavaciones más profundas jamás realizadas en el Conglomerado de Lima. Todo el perímetro fue entibado mediante la metodología de los muros anclados tradicional en todas sus líneas, hubo una excepción en el lado de la Avenida

Dionisio Derteano donde se construyeron los dos primeros niveles mediante calzaduras, puesto que se tenían dos sótanos del estacionamiento bastante próximos (Ver Figura 49). El muro instrumentado se encuentra en el lado que colinda con el terreno alquilado, como se muestra en la Figura 50, al igual que la distribución de los anclajes en planta.



Figura 47. Excavación masiva hasta el primer nivel de excavación.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclínométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.



Figura 48. Rampa de acceso de camiones.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclínométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Av. DIONISIO DERTEANO

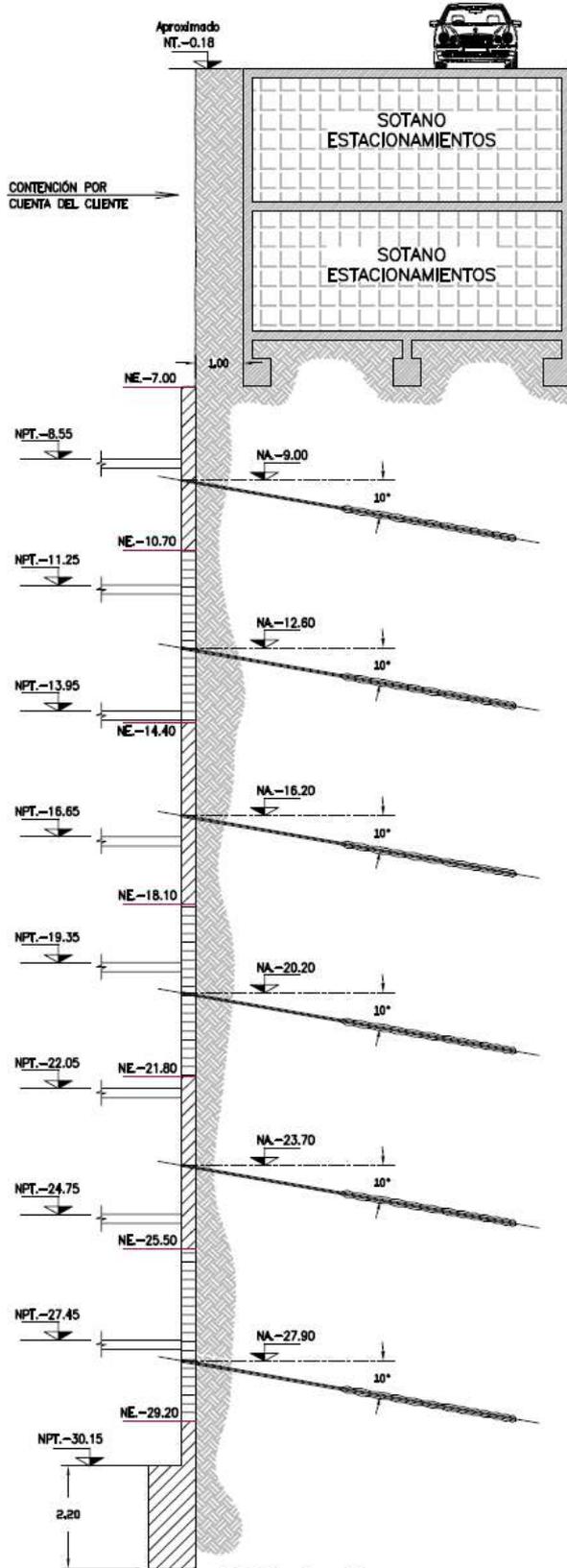
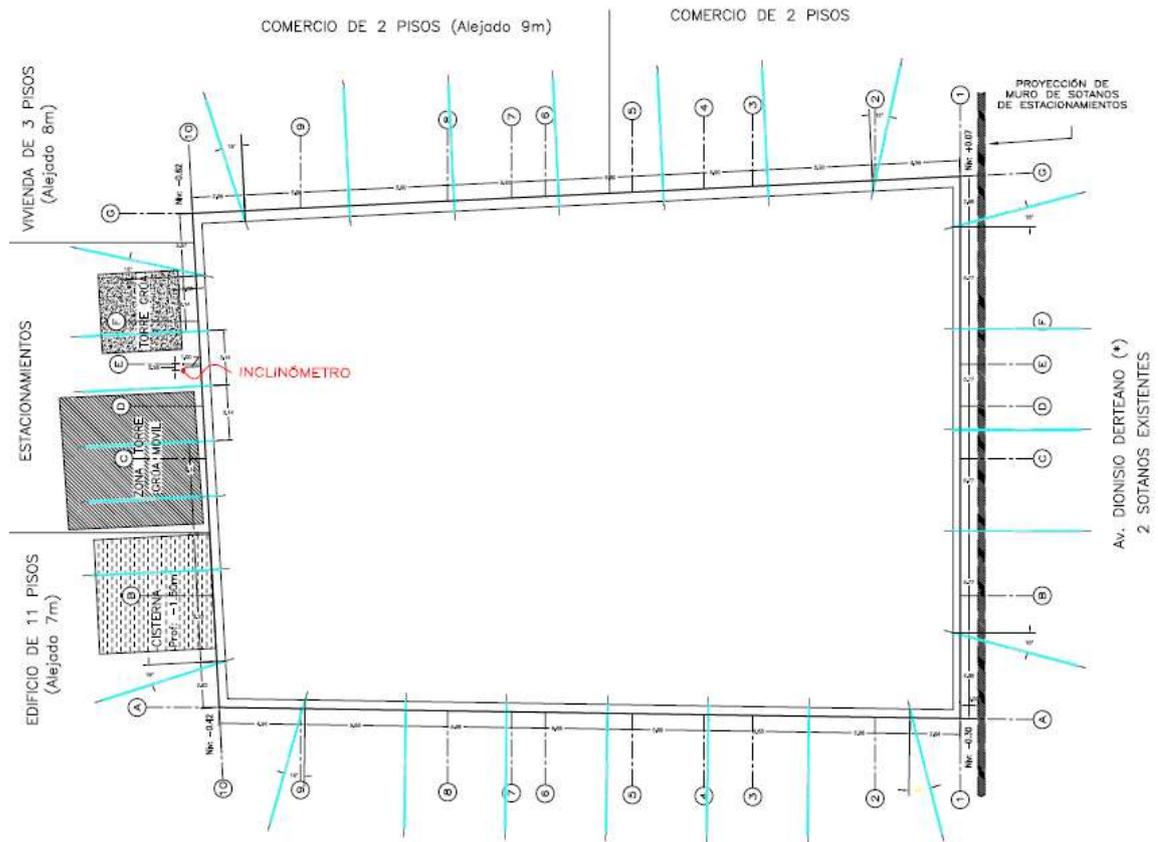


Figura 49. Distribución de anclajes en corte en zona de calzaduras.

Tomado de "Diseño del Proyecto Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.



COMERCIO DE 2 PISOS

Figura 50. Distribución de anclajes en planta y ubicación del inclinómetro.

Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.2.2 Parámetros geotécnicos utilizados.

Los parámetros geotécnicos utilizados son en base a la experiencia obtenida en la zona del proyecto por parte de la empresa Pilotest Terratest, estos valores se sustentan también en estudios previos realizados en este tipo de suelo como los que se pueden apreciar en la Tabla 17. La Tabla 18 muestra los valores de los parámetros geotécnicos usados para el diseño de los muros anclados y la excavación de este proyecto.

4.2.3 Características del sistema de retención utilizado.

El proyecto comprende la ejecución de muros anclados tradicionales en todo el perímetro con ocho niveles de anclajes y muros de concreto armado, estos muros tienen un espesor variable que aumenta con la profundidad yendo de 35 cm hasta 50 cm. Cabe mencionar también que se utilizaron anclajes compuestos por hasta nueve cables que exigían colocar placas metálicas de 35 cm x 35 cm x 3.8 cm capaces de resistir hasta una carga de 140 toneladas. En

la Figura 51 se puede apreciar la distribución de anclajes en corte para una zona de análisis.

Tabla 17

Parámetros geotécnicos en estudios previos realizados

Descripción	Ángulo de fricción interna	Cohesión(kN/m ²)
Costa Verde – Miraflores (2009)	40.0°	20.0
San Isidro (2008)	43.5°	27.0
Costa Verde – Miraflores (2001)	40.0°	55.0
Intercambio Vial	34.0°	15.0
Universitaria-Venezuela (1997)		
UNI (1972)	35.0° - 40.0°	40.0 - 50.0
Martinez Vargas (2007) *	Valor máximo para gravas: 50.0°	-
Luisa Shuan (2011) *	37.0° - 46.0°	-

Nota. Según Martinez Vargas (2007), los valores extremos del ángulo de fricción interna para la grava de Lima son: valor máximo de 50° para las gravas y valor mínimo de 28° para arenas sueltas. Adicionalmente a ello, Shuan (2011), realizó un análisis de las matrices de la Grava de Lima encontrando valores que varían desde 37° hasta 46.5°.

Tabla 18

Parámetros geotécnicos utilizados

Profundidad (m)		Estrato	Peso unitario (kN/m ³)	Angulo de fricción interna (°)	Cohesión (kN/m ²)
Desde	Hasta				
0.00	1.50	Relleno	18	27	5
1.50	10.00	Grava semidensa (GP)	20	42	20
10.00	45.00	Grava densa (GP)	21	42	30

Nota. Tomado de "Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el proyecto Edificio de Oficinas," por J. Alva, 2013.

Los esfuerzos para el diseño de anclajes fueron obtenidos mediante un análisis estático y pseudoestático empleando el programa geotécnico GGU-Retain de origen alemán, que realiza un análisis de estados límites, proporcionando las fuerzas requeridas para obtener el equilibrio del sistema,

así como las deformaciones esperables y las solicitaciones en el muro. Para el análisis pseudoestático se consideró un empuje activo sísmico con una aceleración de 0.15 g.

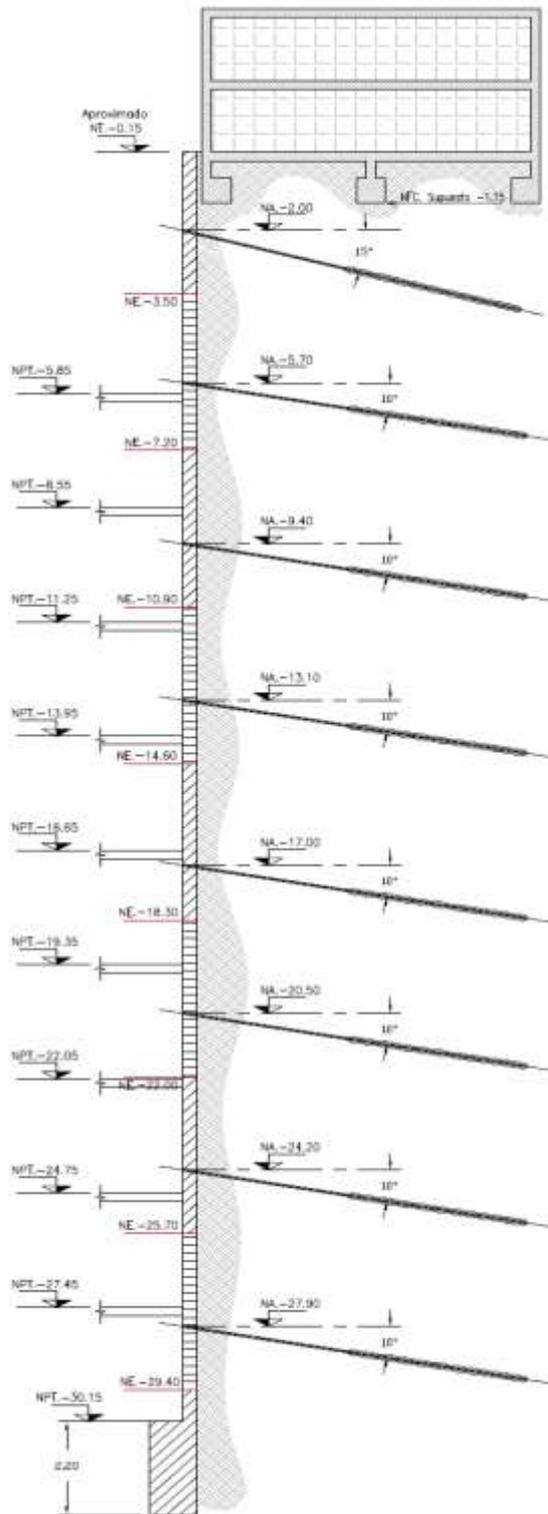


Figura 51. Distribución de anclajes en corte.

Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.2.4 Características de los anclajes.

Los anclajes utilizados están compuestos de cables de acero de baja relajación y alta resistencia, con un diámetro 15.2 mm (0.6”), son diseñados con una carga mínima de fluencia de 240 kN (ASTM A 416 Grado 270). Su longitud se respalda en un diseño que depende de diversas variables como la altura de excavación, el tipo de suelo a estabilizar y la sobrecarga a la que se le exija, entre otros. La longitud de bulbo se calcula en función del tipo de suelo donde se desarrolle, a la carga del anclaje y en base a ensayos y experiencias ganadas en diferentes tipos de suelos en proyectos realizados por parte de Pilotes Terratest. En la Tabla 19 se observa las características de los anclajes para la zona del muro instrumentado.

Tabla 19

Propiedades Geométricas de los anclajes en el muro instrumentado

Línea	Nivel de anclaje (m)	Longitud de bulbo (m)	Longitud Libre (m)	Longitud Total (m)	Ángulo vertical (°)	Carga de servicio (kN)
1	-2,00	7,10	14,00	21,10	15	914
2	-5,70	5,80	16,20	22,00	10	851
3	-9,40	5,40	15,60	21,00	10	788
4	-13,10	7,50	12,50	20,00	10	1103
5	-16,80	7,50	10,50	18,00	10	1103
6	-20,50	7,50	8,00	15,50	10	1103
7	-24,70	7,80	5,60	13,40	10	1155
8	-27,90	7,80	4,50	12,30	10	1155

Nota. Tomado de “Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas,” por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.3 Descripción del proceso constructivo empleado

La construcción del muro anclado procede conjuntamente con el progreso de la excavación, es decir, se va construyendo desde arriba hacia abajo. La secuencia constructiva se realiza por bataches y es la que se muestra esquemáticamente en la Figura 52.

- En primera instancia se excavará para dejar una plataforma para la ejecución de los anclajes de la primera línea, esta constituirá la primera etapa de excavación.

- Ejecución de la perforación e instalación de los anclajes temporales según secuencia de panelado.
- Ejecución del panel de muro de hormigón armado en forma tradicional considerando el uso de encofrado industrializado. Se incluyen las armaduras de empalme para las losas, vigas y entre tramos de muro.
- Luego del fragüe de estos muros, se procederá al tensado de los anclajes de los paneles ejecutados.
- Construcción del panel contiguo.
- Tensado del anclaje de los paneles contiguos.
- Una vez completado el tensado de los anclajes correspondientes a la línea ejecutada se procederá a excavar la siguiente plataforma de excavación para la ejecución de los anclajes de la siguiente línea de anclajes, se repiten los procedimientos indicados anteriormente hasta la cota de sello de fundación.

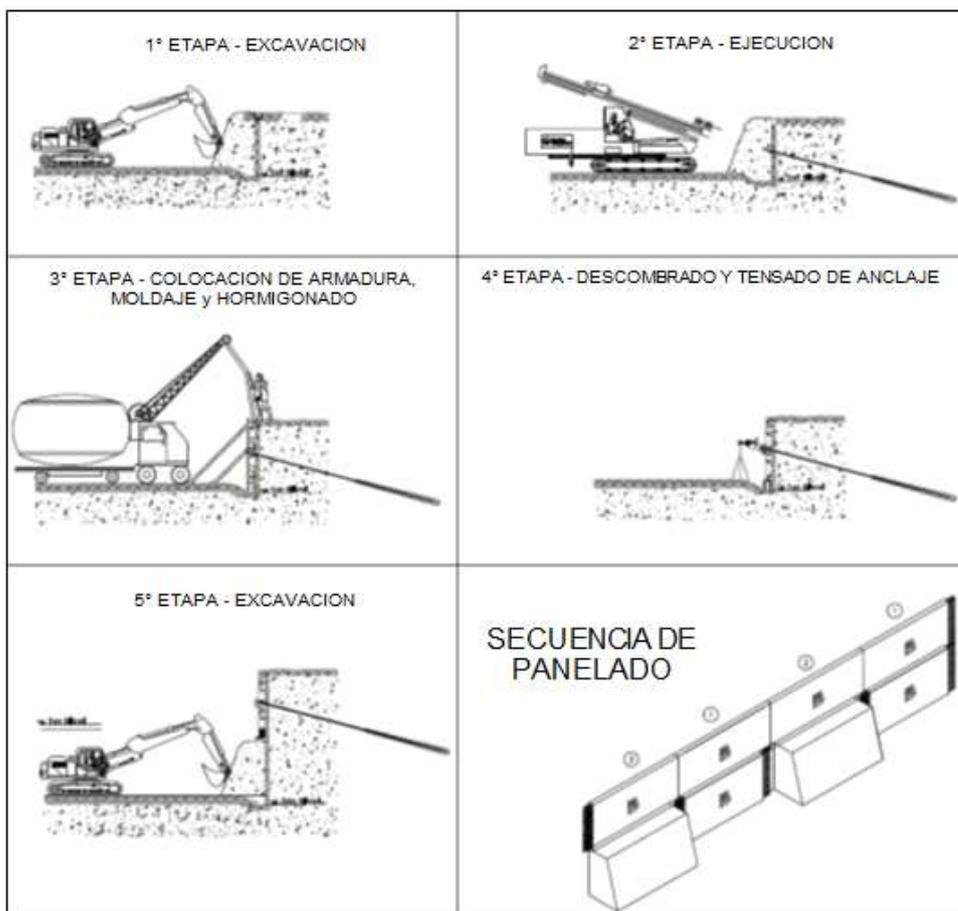


Figura 52. Esquema de secuencia constructiva.

Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.4 Instrumentación

4.4.1 Características de los equipos utilizados.

Para el proceso de instrumentación se hizo uso de un sonda inclinométrica digital biaxial del fabricante RST Instruments, que está comprendido por un torpedo metálico de 710 mm de longitud, con un peso de 1,2 kg y un diámetro de 25,4 mm, que en su interior tiene dos acelerómetros capaz de medir simultáneamente según las direcciones perpendiculares entre sí denominadas A y B. Las características técnicas de este equipo de medida son las siguientes:

- Sonda: Modelo DIGITAL MEMS INCLINOMETER SYSTEM
- Resolución: + 0,005 mm/500 mm
- Repetibilidad: + 0,003°
- Error: + 2 mm/25 m
- Rango de medida: + 30° desde la vertical
- Tipo de sensor: Dos acelerómetros tipo MEMS
- Rango térmico de funcionamiento: -40° a 70 °C

Adicionalmente, el equipo está compuesto de un cable de señal con una longitud de 50 m (medida estándar), señalizado cada 0.5 m, que permite la transmisión de la señal desde la sonda hasta la unidad de registro.

Los datos son registrados en una unidad de lectura PDA con comunicación Wireless Bluetooth™ y puerto USB. La Figura 53 muestra el equipo de medida utilizado para el proyecto.

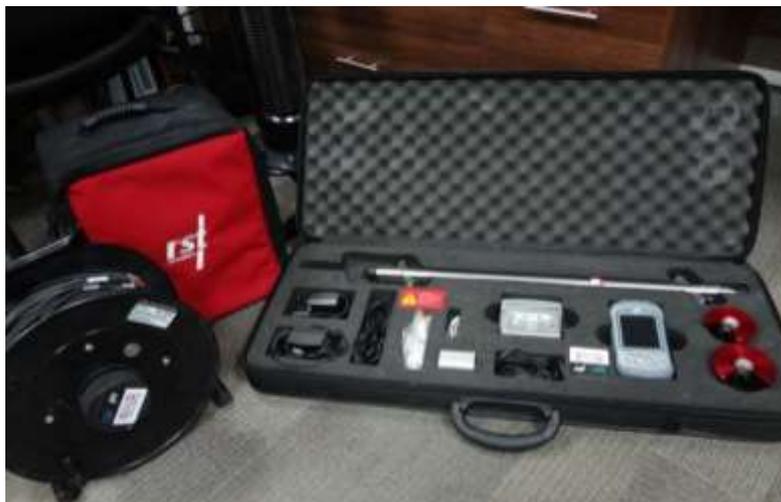


Figura 53. Equipo de Medición Inclinométrica.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

La sonda se desliza por la tubería inclinométrica acanalada (Figura 54), según dos direcciones perpendiculares entre sí. Las características de la tubería son las siguientes:

- Diámetro exterior: 70 mm
- Diámetro interior: 59 mm
- Peso por metro: 1,27 kg
- Tuberías en presentaciones de tres metros con acoples



Figura 54. Casing o tubo para las Mediciones con Inclinómetros.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.4.2 Descripción de la instalación del inclinómetro.

La instalación de la tubería inclinométrica se realizó el día 16 de febrero del 2015, obteniéndose la primera lectura el día 25 de febrero. Se realizaron un total de 18 mediciones a lo largo del proceso constructivo de los muros anclados. A continuación se muestra en la Figura 55 el punto para la ubicación de la tubería inclinométrica en planta, la cual fue perforada a 1m del borde de la excavación. La Figura 56, muestra la ubicación en elevación del inclinómetro. Este sector tiene un nivel de fondo de cimentación de -31.80 m. considerando 3.7m adicionales de empotramiento para los tubos de medición, en este sector cada perforación deberá tener una longitud mínima de 35.50 m. En el Anexo 2, se aprecia un panel fotográfico, en donde se muestra la instalación de la tubería, la del inclinómetro y el proceso de medición.

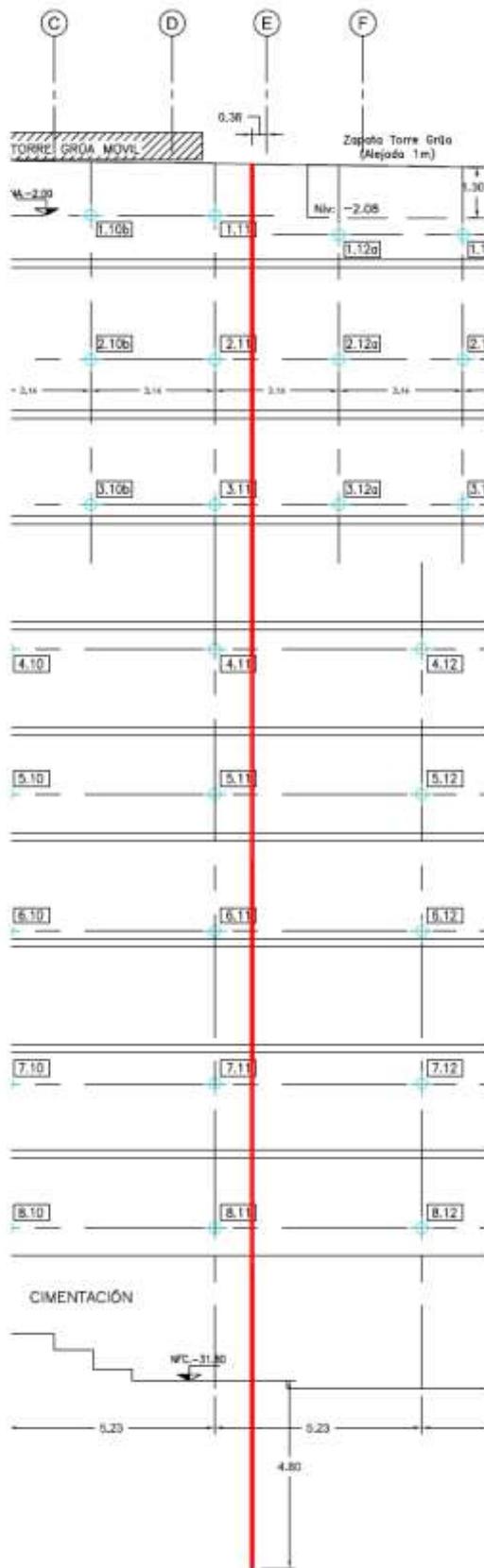


Figura 56. Ubicación de puntos de perforación en elevación (Eje 10).

Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

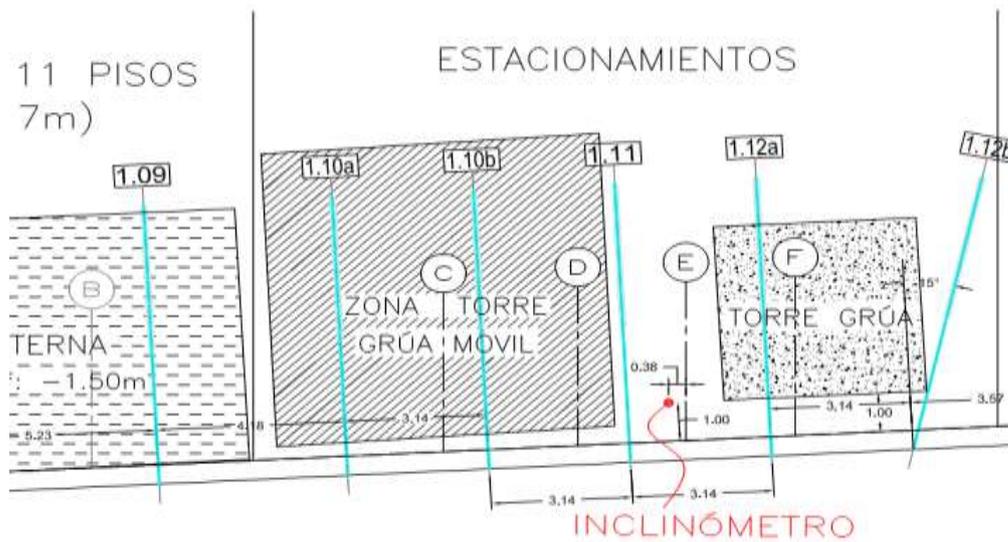


Figura 55. Ubicación en planta sobre el eje 10 entre anclajes 1.11 y 1.12a.

Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

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. La Figura 57, muestra la perforación realizada en el punto de medición.



Figura 57. Fotografía de la perforación realizada en el punto B-01.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

La tubería inclinométrica, como la que se muestra en la Figura 58, es colocada con cuatro acanaladuras para guía de la sonda, la acanaladura A+ está orientada de forma perpendicular hacia el corte de excavación, de tal manera que las acanaladuras B- y B+ quedarán paralelas al corte. La medición hacia el lado A+ denotará un movimiento hacia la excavación, en cambio una medición hacia A- denota un movimiento hacia el suelo.



Figura 58. Casing o tubo para las mediciones con inclinómetros.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Una vez finalizada la perforación del sondeo se introduce la tubería inclinométrica en tramos de tres metros, acoplando sucesivamente cada tramo de tubería. Este acoplamiento se realiza por medio de unas pestañas de unión y sellado con junta tórica para garantizar su estanqueidad. Fue necesario encintar las uniones para garantizar o mejorar el sellado de la unión y acoplamiento (mejorar el hermetismo). El tubo inclinométrico se instaló a casi cuatro metros por debajo de los sitios en los cuales se espera que el suelo sufra el desplazamiento lateral, ya que la curva de deformación del inclinómetro debe mostrar la diferencia entre la zona empotrada (restringida de desplazamiento lateral) y la zona que presenta movimiento. Se tuvo especial cuidado en no producir deformaciones en la tubería que impidan el paso posterior de la sonda en su interior y en la colocación de las acanaladuras de forma que su posición sea enfrentada y paralela a la dirección potencial de movimiento del muro pantalla instrumentado.

Tras la introducción de la tubería inclinométrica con tapón de fondo, se materializa la unión con el terreno mediante inyección de una lechada de

cemento con relación $a/c=0.60$. No fue necesario inyectar con el encamisado, como suele hacerse con un pilote. En su lugar, se retira el encamisado una vez introducida la tubería para luego inyectar desde el fondo con un tubo pead que se acopla al tubo introducido con agujeros separados en 5 a 8 cm uno de otro en su extremo y uno adicional en el centro de la longitud total introducida, esto para mejorar la inyección. El retiro del casing o encamisado deberá realizarse sin rotación ya que esto podría generar u originar daño o el desacople de la tubería inclinométrica. La Figura 59, muestra el fondo de la tubería con el tubo pead.



Figura 59. Tubo Pead para inyección de lechada con perforaciones para mejorar la inyección. Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Posterior a la inyección de lechada, se realizó el llenado de la tubería con agua limpia para asegurarlo y evitar la flotación por motivo de la inyección. El equipo de medición es totalmente impermeable, por lo que las mediciones se realizan bajo agua. Para el inicio de las mediciones la sonda introducida deberá permanecer un promedio de 10 minutos para acondicionarse a la temperatura lo que en este caso se logra mejor con el agua. Una vez inyectado el sondeo se deja fraguar, rellenándolo de lechada posteriormente para compensar la sedimentación y dejar el sondeo completamente lleno. En ese momento se coloca una tapa de protección con cierre para su protección. Transcurrido un tiempo entre uno y dos días desde su instalación se efectúan las medidas iniciales o de puesta a cero de los inclinómetros, que servirán de referencia para medir con posterioridad los movimientos de la tubería inclinométrica.

En la Figura 60, se ilustra el procedimiento seguido para la instalación de la tubería inclinométrica en el punto de sondeo, Así mismo, la Figura 61 y la Figura 62, muestran detalles adicionales de la instalación mencionada.

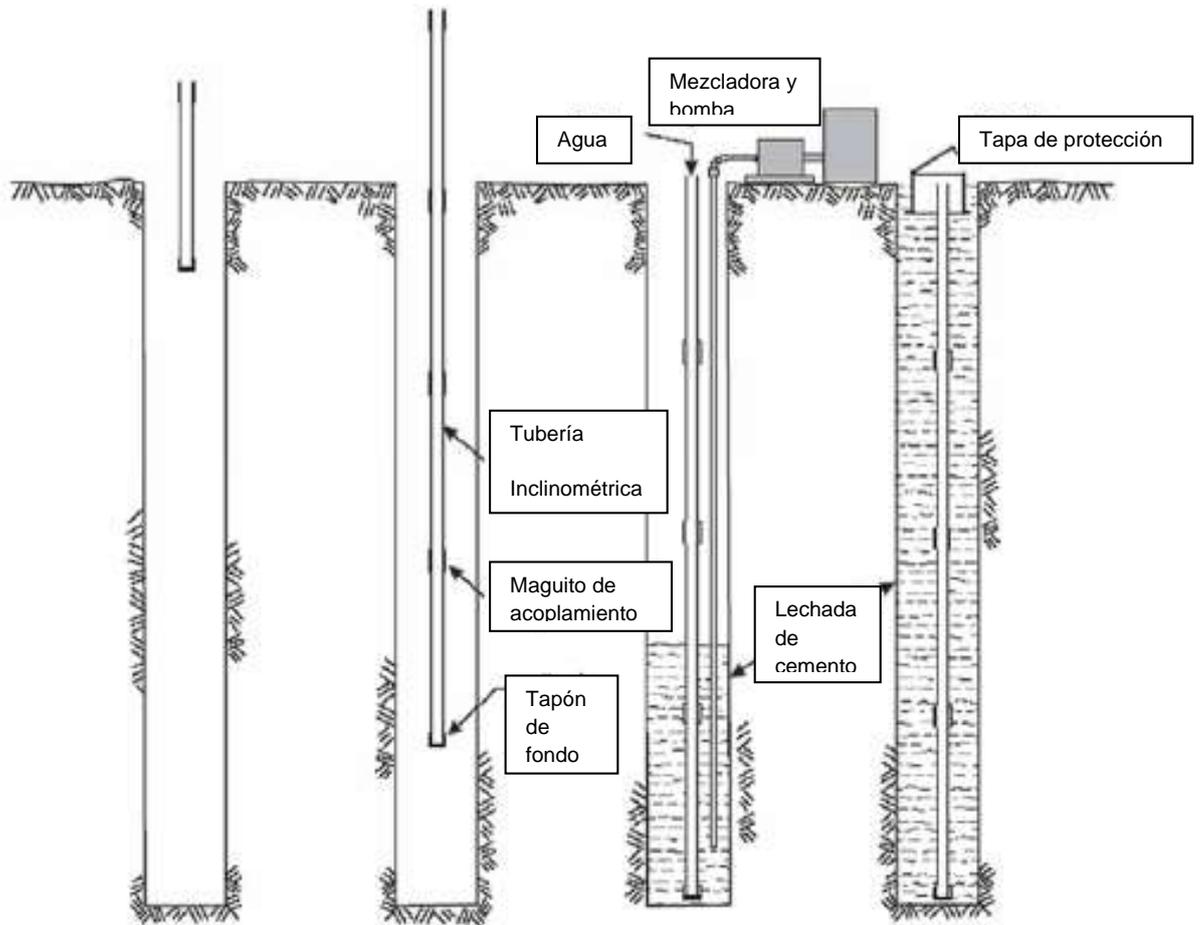


Figura 60. Esquema del procedimiento de instalación de la tubería inclinométrica.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.



Figura 61. Detalle del tapón de fondo de la tubería inclinométrica.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.



Figura 62. Colocado y cementado de la tubería inclinométrica con lechada de cemento.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.5 Mediciones de deformaciones

4.5.1 Uso del Equipo.

En la siguientes figuras se describe como se realizó el procedimiento de colocación del equipo inclinométrico para la toma de las lecturas de deformaciones de los muros anclados correspondientes. En la Figura 63 se muestra el proceso de retirar la tapa de seguridad que protege la tubería, se debe retirar los pernos de seguridad con cuidado evitando que se atasquen cada vez que se hagan las mediciones y luego debe ser cerrada y protegida verificando que los pernos ingresen de manera fácil para que a la siguiente medición se puedan retirar sin problemas.



Figura 63. Se quita la tapa de seguridad de la tubería inclinométrica.

Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

En la Figura 64, que muestra cómo se efectúa la introducción de la sonda en la tubería, haciendo uso de las acanaladuras de la tubería para las ruedas de la sonda.



Figura 64. Introducción de la sonda en la tubería, haciendo uso de las acanaladuras de la tubería para las ruedas de la sonda. Tomado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.5.2 Periodos de medición.

La campaña de registro de deformaciones empezó el 25 de febrero, obteniéndose una primera medición considerada como medición cero o línea base a partir del cual se comenzó a registrar las deformaciones. 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 en la Tabla 20 se muestra un cuadro resumen de las mediciones efectuadas durante

toda la excavación. También se muestran los protocolos de medición en el Anexo 3, los cuales consisten en mostrar lo que se hizo en cada medición, la participación del equipo de trabajo y el estado del proyecto de cada etapa, a través de fotos y gráficos.

Tabla 20

Resumen de mediciones en el periodo de excavación

Medición	Fecha	Etapas Constructivas B01
1	25/02/2015	Primera medición
2	05/03/2015	1er nivel + tensado
3	12/03/2015	1er nivel + berma
4	26/03/2015	2do nivel + muro
5	01/04/2015	2do nivel + tensado
6	10/04/2015	2do nivel + tensado
7	16/04/2015	3er nivel + perfilado
8	24/04/2015	3er nivel + tensado
9	04/05/2015	3er nivel + tensado
10	13/05/2015	3er nivel + tensado
11	22/05/2015	3er nivel + tensado
12	02/06/2015	3er nivel + berma
13	10/06/2015	3er nivel + excavación
14	19/06/2015	4to nivel + excavación
15	02/07/2015	4to nivel + vaciado de muro de quinto nivel
16	15/07/2015	5to nivel + vaciado de muro de sexto nivel
17	04/08/2015	6to nivel + vaciado de muro de séptimo nivel
18	25/08/2015	8vo nivel + tensado

Nota. Adaptado de "Protocolos de Monitoreo Inclínométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Las diferentes etapas constructivas en donde se hicieron las mediciones se muestran gráficamente en la Figura 65, en la Figura 66, en la Figura 67 y en la Figura 68.

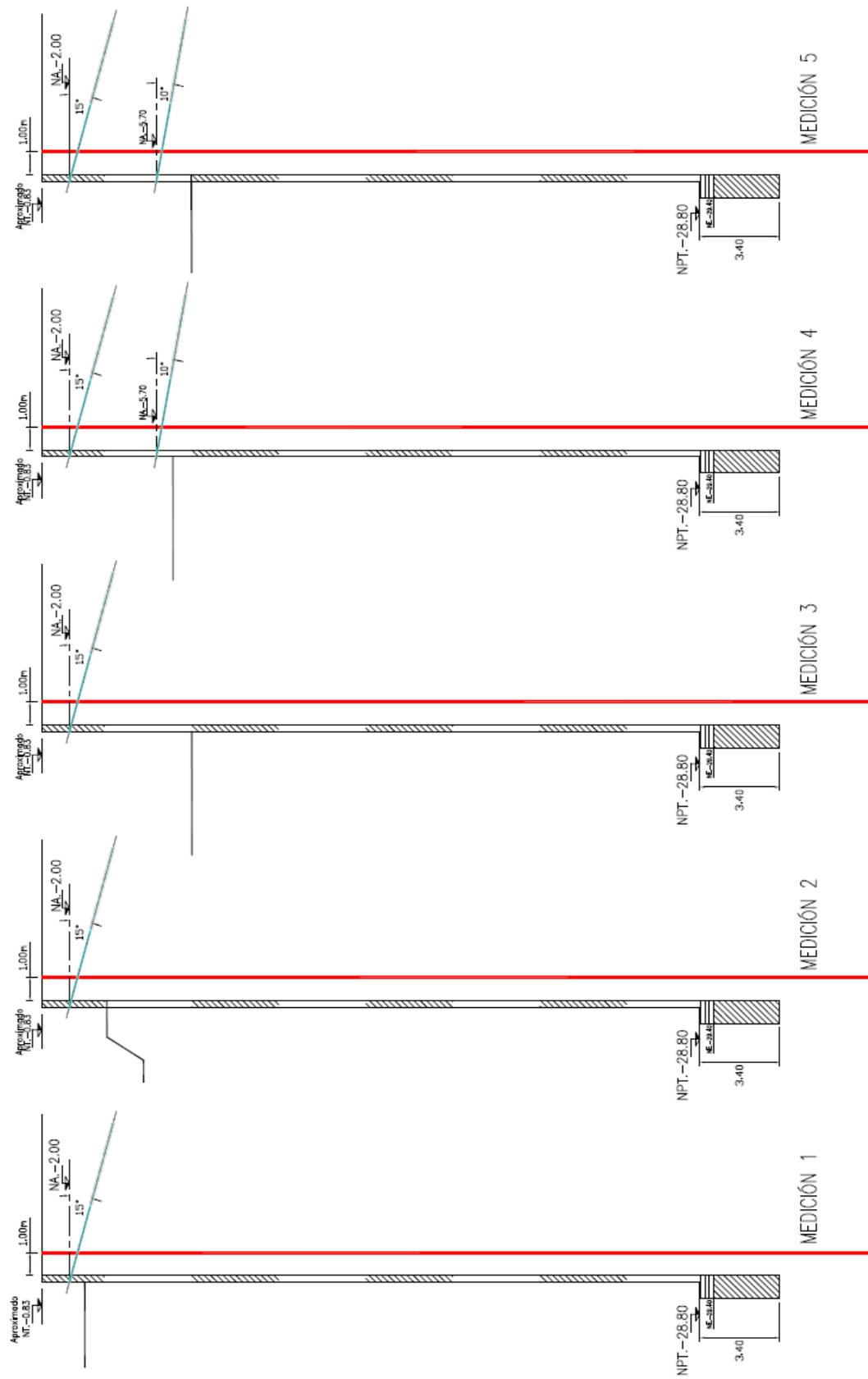


Figura 65. Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 1 al 5. Adaptado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

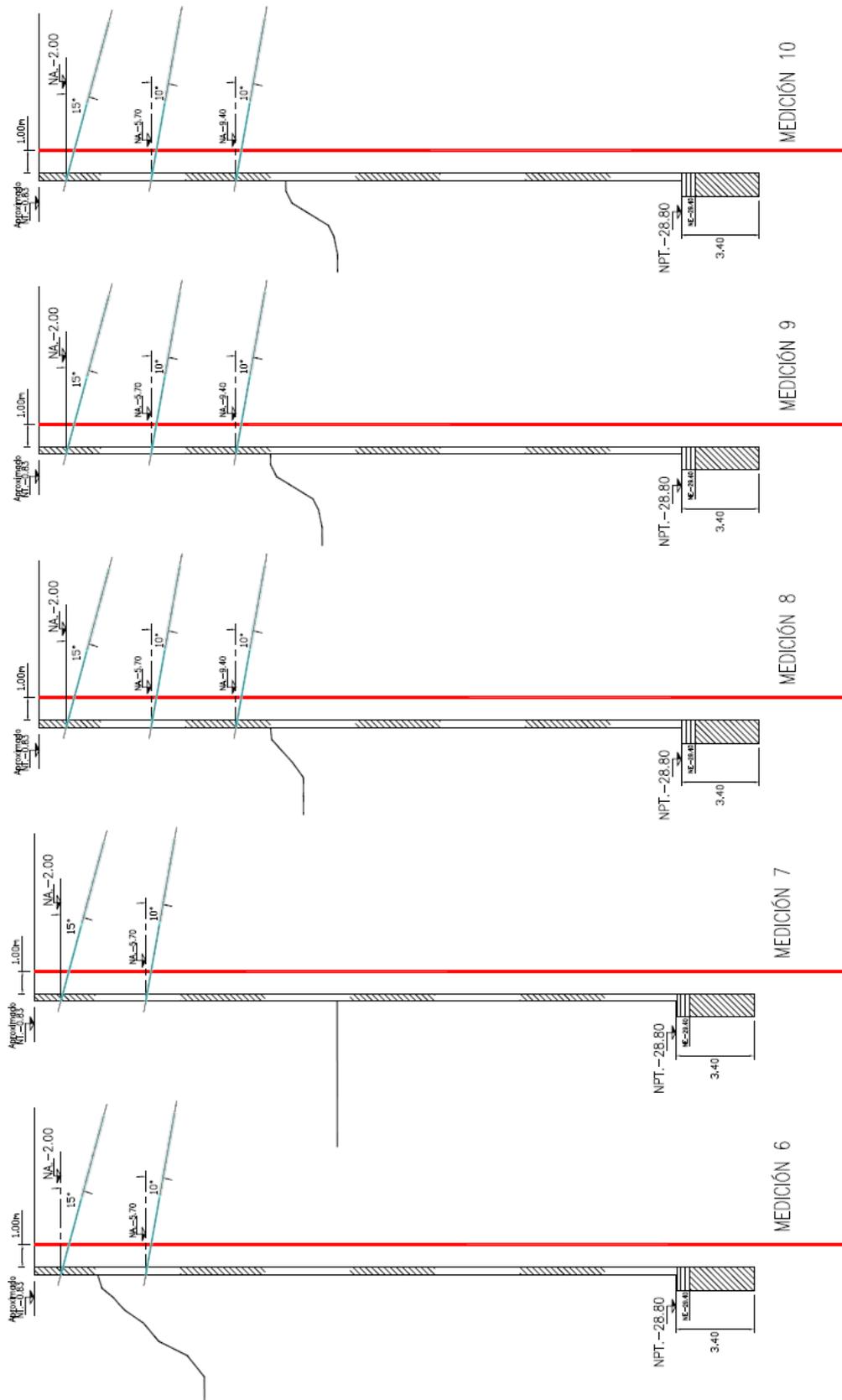


Figura 66. Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 6 al 10. Adaptado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

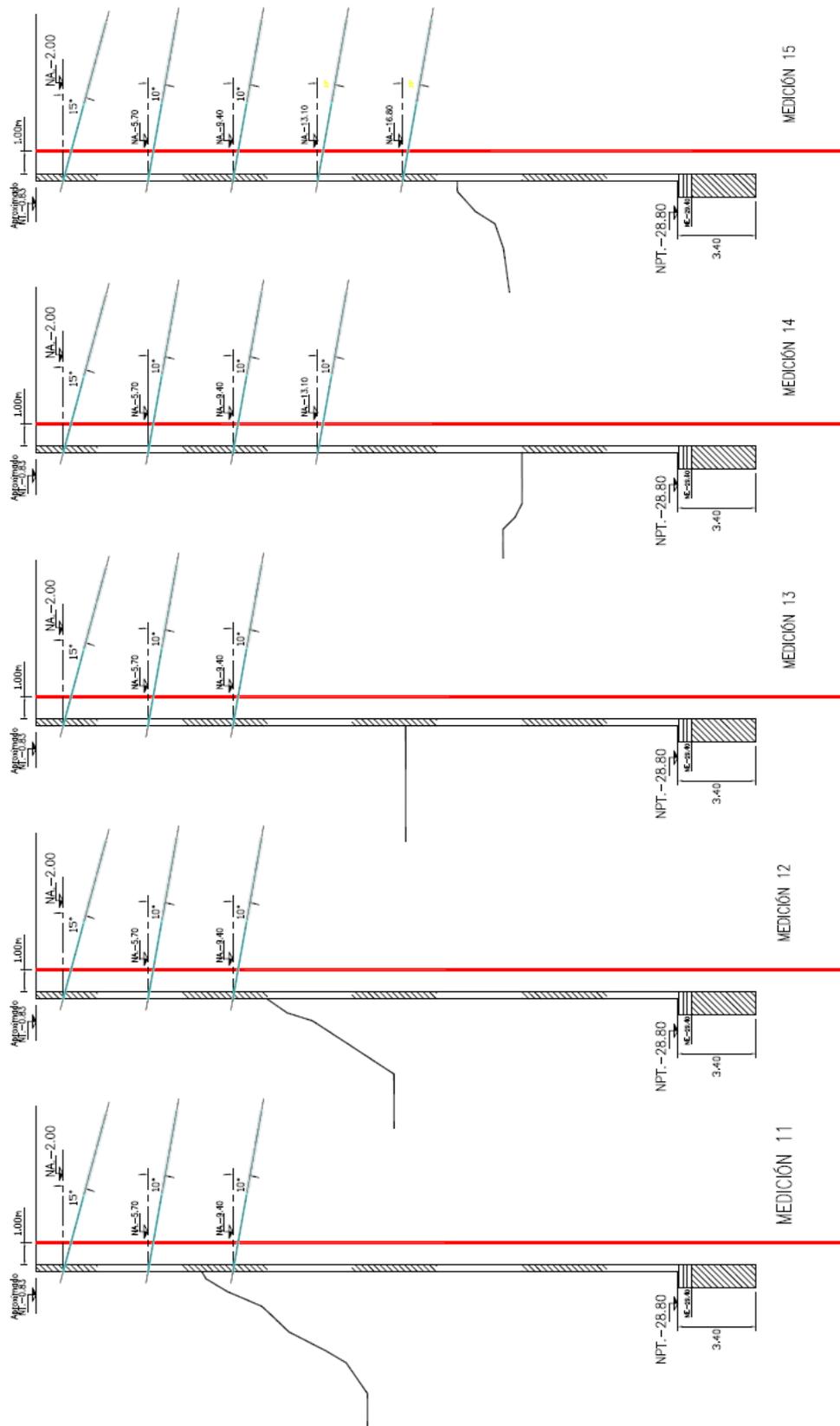


Figura 67. Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 11 al 15. Adaptado de "Protocolos de Monitoreo Inclínométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

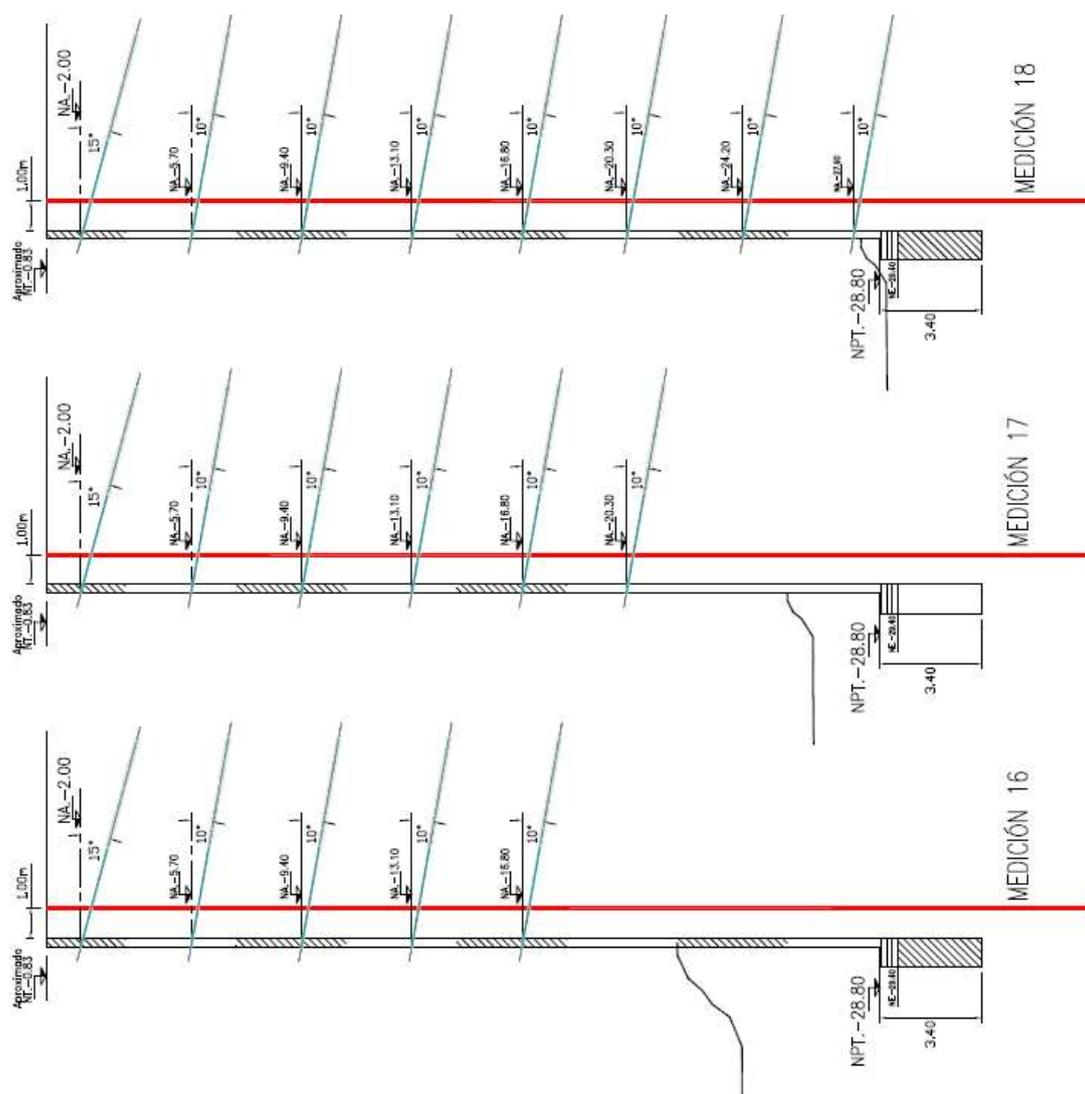


Figura 68. Mediciones en las diferentes etapas constructivas del muro anclado. Mediciones del 16 al 18. Adaptado de "Protocolos de Monitoreo Inclinométrico," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.5.3 Calibración del instrumento.

Previo a la etapa de las mediciones de campo se aprovechó una fecha para realizar el "cheksum" o calibración de las mediciones del inclinómetro, donde se dice que el sensor está perfectamente calibrado cuando la suma de las mediciones en las dos direcciones A+ y A- el resultado es cero, pero, según el fabricante hay un rango de operaciones establecido el cual está comprendido entre -0.0035m y 0.0045m. La Figura 69 muestra los valores obtenidos en la medición del *cheksum*, y se puede apreciar que los valores encontrados tienen un valor máximo de 0.00055m en el lado positivo y de -0.0004m en el lado negativo, lo cual está dentro del rango establecido por el fabricante, por lo tanto, la calibración del inclinómetro es correcta.

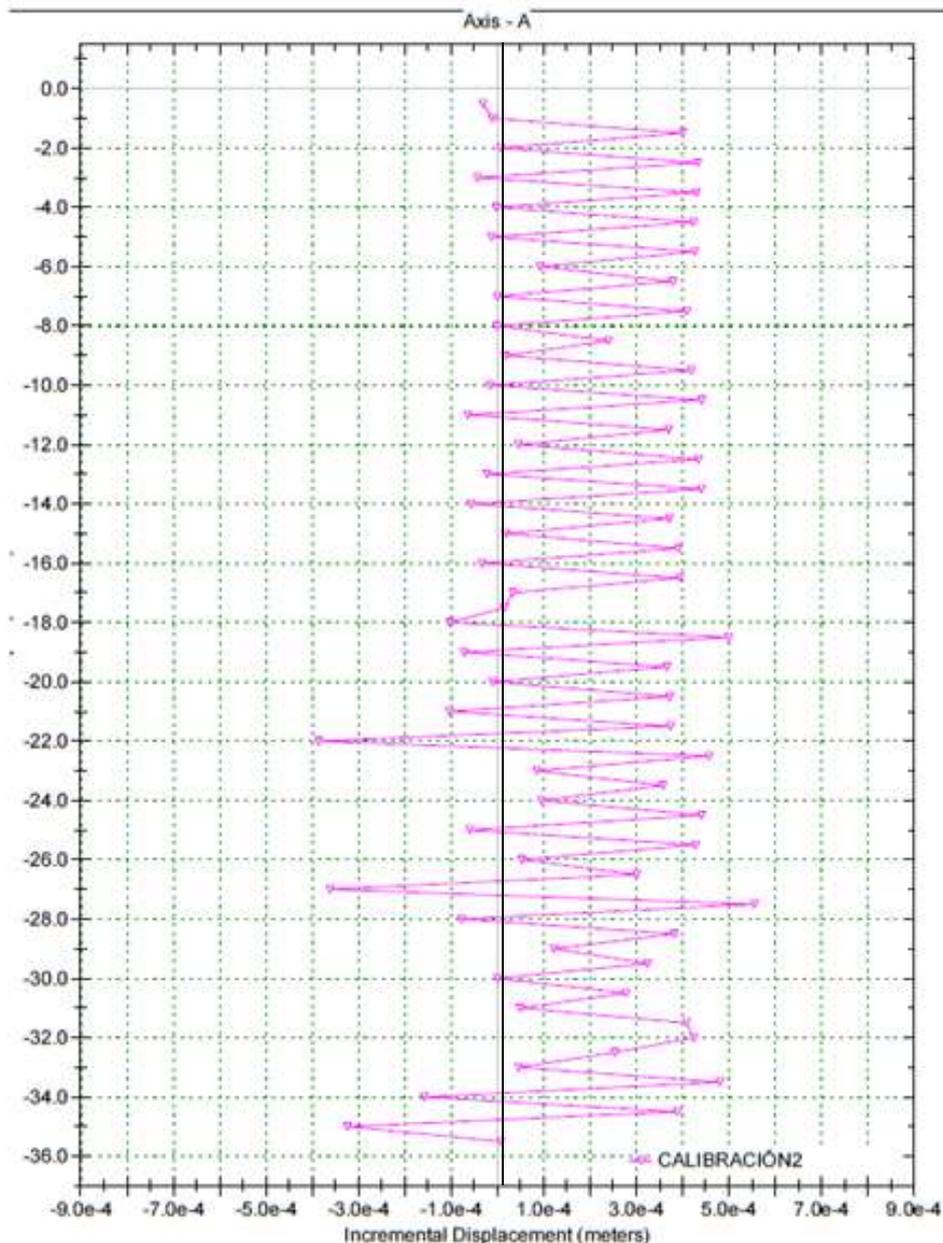


Figura 69. Cheksum de mediciones del inclinómetro.

Tomado de "Programa Inclinalysis RST Instruments," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.5.4 Procesamiento de datos de salida del inclinómetro.

Finalizada la etapa de mediciones en campo con el inclinómetro, seguidamente se pasa a la extracción de datos de salida de la unidad lectora portátil. Esta herramienta presenta la información de salida en una planilla en un formato especial de Microsoft Excel que muestra los datos de los ejes A+, A-, B+ y B-, a intervalos cada 0.50 m desde la superficie hasta el fondo del inclinómetro, como se puede apreciar en la Figura 70.

	A	B	C	D	E
1	RST Digital Inclinometer Data				
2	File Version	2.2			
3	File Type	Digital Inclinometer			
4	Site	P1			
5	Borehole	P01			
6	Probe Serial#	DP08250000			
7	Reel Serial#	DR13810000			
8	Reading Date(m/d/y)	08/25/2015		17:22:33	
9	Depth	-35.5		-0.5	
10	Interval	0.5			
11	Depth Units	meters			
12	Reading Units	meters			
13	Operator				
14	Comment:				
15	Comment End:				
16	Offset Correction	0 Incline Angle		0	
17					
18	Depth	Face A+	Face A-	Face B+	Face B-
19					
20	-0.5	-0.00018307	-0.0038337	-0.00400697	0.00081256
21	-1	-0.00326792	-0.00036656	-0.00064344	0.00405104
22	-1.5	-0.00150217	-0.00048457	-0.00067122	0.00204723
23	-2	0.00610427	-0.00595769	-0.00612515	-0.00555064
24	-2.5	0.0098539	-0.0063562	-0.00645851	-0.00930611
25	-3	0.00806386	-0.001366	-0.00151497	-0.00743768
26	-3.5	0.0070228	0.00322171	0.00307683	-0.00636829
27	-4	0.00718191	0.00586651	0.00570188	-0.00650287
28	-4.5	0.00800908	0.00564929	0.0054671	-0.00738201
29	-5	0.00934088	0.00448438	0.00430903	-0.00863607
30	-5.5	0.00812125	0.00185744	0.00174196	-0.00757601
31	-6	0.00746139	-0.00090973	-0.00101811	-0.00685791

Figura 70. Planilla Excel de datos de salida.

Tomado de "Programa Inclinalysis RST Instruments," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Luego de ello, se hizo uso del programa Inclinalysis del fabricante RST Instruments para procesar los datos. Para ello se ingresan todas las planillas de las mediciones efectuadas, tomando en cuenta que la primera medición deberá ser la medición base de donde partirán las demás mediciones, como se puede observar en la Figura 71.

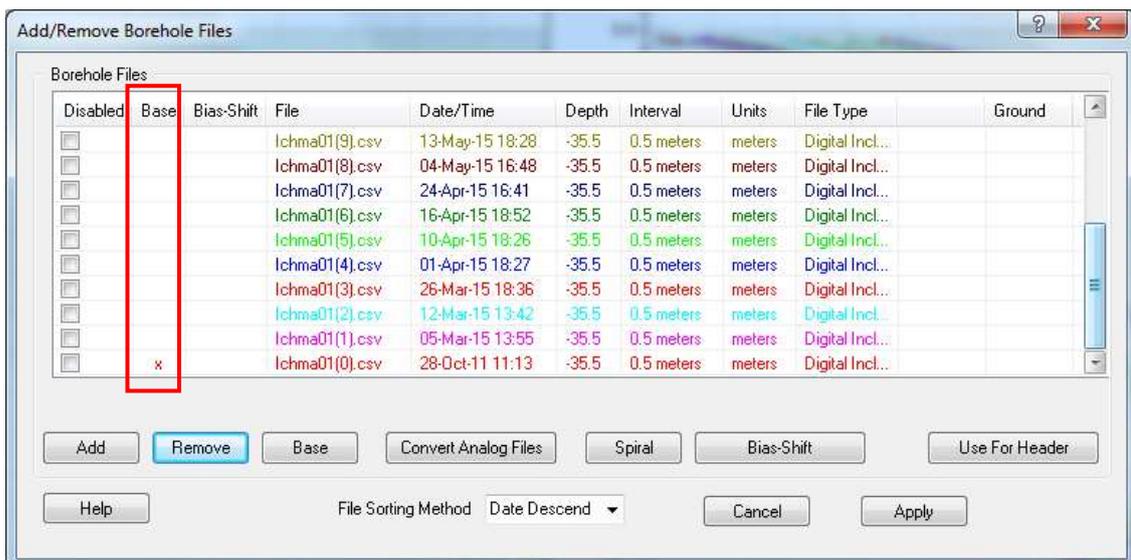


Figura 71. Ingreso de datos y elección de planilla base en el programa Inclinalysis.

Tomado de "Programa Inclinalysis RST Instruments," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Después de haber ingresado todas las planillas de datos, el programa presenta las gráficas en un plano coordinado de desplazamiento versus profundidad, en donde la gráfica de desplazamiento acumulado es la que muestra la deformación final. Por otro lado el programa permite editar las gráficas según el requerimiento del usuario para una presentación final (Ver Figura 72).

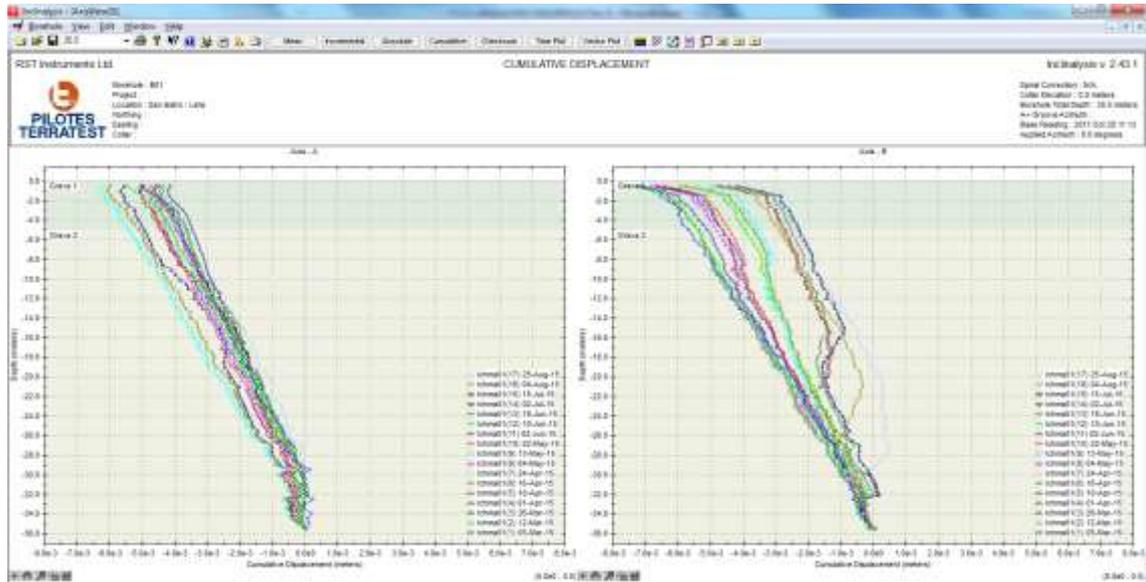


Figura 72. Presentación final de datos de salida en el programa *Inclinalysis*.

Tomado de "Programa *Inclinalysis RST Instruments*," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.6 Modelación en PLAXIS 2D

4.6.1 PLAXIS 2D.

Plaxis es un conocido programa de elementos finitos empleado en la ingeniería geotécnica, que permite resolver problemas que se presentan en la práctica, como por ejemplo, deformación, estabilidad de taludes, problemas en excavaciones, presas, túneles, entre otros. El Programa fue creado en la Universidad de Delft (Holanda) en el año 1987 y se basa en elementos finitos bidimensionales que modelan el comportamiento mecánico del suelo con diferentes grados de precisión, con el uso de un conjunto de elementos discretos que se conectan entre sí por medio de puntos comunes que se denominan nodos. Este programa propone diferentes modelos constitutivos para los suelos los cuales dependerán de las características de cada caso estudiado. Entre los modelos que propone tenemos el caso del modelo constitutivo Mohr-Coulomb y el modelo de comportamiento Hardening Soil muy empleados en la práctica ingenieril para modelar gravas como las del

Conglomerado de Lima, a continuación se explican a detalle cada uno de los modelos.

4.6.2 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

Ayala (2013) argumentó que el modelo Mohr-Coulomb da una aproximación de primer orden al comportamiento no-lineal del suelo, que está basado en la ley de Hooke y el criterio de falla de Mohr-coulomb, pudiendo simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados. El modelo no representa el comportamiento elastoplástico, sino que en primera instancia se presenta como un modelo elástico y pasa a luego ser plástico perfecto, como se observa en las Figuras 73a y 73b.

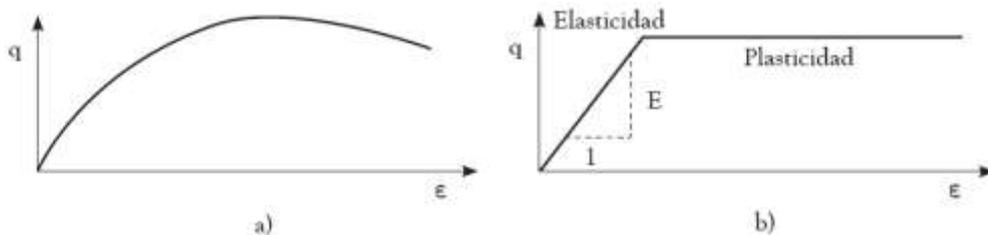


Figura 73. Representación de curva idealizada del modelo Mohr Coulomb: a) Respuesta experimental del suelo en ensayos triaxiales drenados b) Formulación básica del modelo Mohr-Coulomb. Tomado de "Aplicación de los Modelos Constitutivos para Representar el Comportamiento de Tierra Blanca Joven (TBJ), Unidad G," por O.Ayala, 2013.

Por otro lado, el modelo hace uso de un conjunto de funciones de fluencia f (*yield functions*) las cuales sirven para definir el límite entre el comportamiento elástico y plástico del suelo y de esa manera, poder conocer si la plasticidad ocurre o no en un análisis específico. La representación gráfica de la funciones (cono hexagonal) en el espacio de los esfuerzos principales se muestra en la Figura 74.

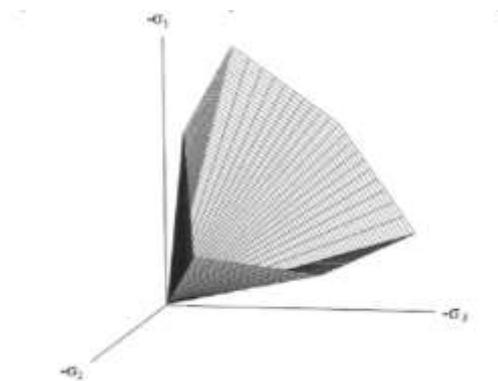


Figura 74. Superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos principales del modelo Mohr Coulomb. Tomado de Nieto et. al., "Determinación de Parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos", Revista de la Universidad de Medellín, Volumen 8, Colombia, 2009.

El modelo necesita de cinco parámetros de entrada básicos, como son: (a) el módulo de deformación (E), la cohesión (c), el ángulo de fricción (φ), el coeficiente de Poisson (ν) y el ángulo de dilatancia (ψ). Se aclara que el modelo no toma en cuenta la variación del módulo de deformación cuando se produce una descarga a causa de la excavación del terreno y sólo se estaría considerando un módulo de carga (Sanhueza, 2008).

4.6.3 Modelo constitutivo Hardening Soil.

Schanz et.al (1999) argumentó que, el modelo Hardening Soil es la relación hiperbólica entre la deformación axial (ε_1) y la tensión desviadora “ q ” en la carga triaxial primaria y que en los ensayos triaxiales drenados tienden a producir curvas que se pueden describir mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad \text{para } q < q_f$$

La última tensión desviadora q_f y la cantidad q_a se definen mediante la siguiente ecuación:

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} (p + c \cot \varphi_p) \quad q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

La relación anterior para q_f es derivada del criterio de falla Mohr-Coulomb, que implica los valores de resistencia c y φ_p . Para $q = q_f$ el criterio de falla se satisface y el rendimiento perfectamente plástico ocurre. El ratio entre q_f y q_a está dado por el ratio de falla R_f que por defecto tiene el valor de 0.9.

Esta relación hiperbólica se puede apreciar en la Figura 75.

El comportamiento de esfuerzo-deformación para la carga primaria es no lineal, el parámetro E_{50} es el esfuerzo de confinamiento y es usado en vez del módulo inicial E_i para pequeñas deformaciones, como módulo tangente es más difícil de determinar pero se puede hallar mediante:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m$$

E_{50}^{ref} es el módulo de deformación secante que es determinado por la curva triaxial de esfuerzo-deformación para una movilización del 50% del esfuerzo de corte máximo q_f y es una referencia del módulo de rigidez correspondiente al

esfuerzo de referencia p^{ref} y la actual rigidez depende del esfuerzo menor principal σ_3 . El programa le asume por defecto a p^{ref} un valor de 100 kN /m2. Al parámetro adimensional “m”, se le asume un valor de 1 para el caso de arcillas blandas.

Por otro lado el módulo de deformación de carga-descarga E_{ur}^{ref} usa la siguiente relación:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m$$

Donde E_{ur}^{ref} corresponde al módulo de Young de referencia para la zona de carga-descarga respecto a un esfuerzo de referencia σ^{ref} . Asimismo, se define el valor de la rigidez edométrica o secante E_{oed} , que se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m$$

Donde E_{oed} es un módulo de rigidez tangente para la carga primaria. Por lo que, E_{oed}^{ref} es la rigidez tangente al esfuerzo vertical de $\sigma_1 = \sigma^{ref}$. Finalmente para el modelo Hardening Soil se le considera un valor de $\nu_{ur} = 0.2$ para todo tipo de material y al coeficiente de presión lateral de suelos normalmente consolidados K_0^{nc} un valor estimado igual a 0.5. La Tabla 21, sintetiza y agrupa los 11 parámetros usados en este modelo.

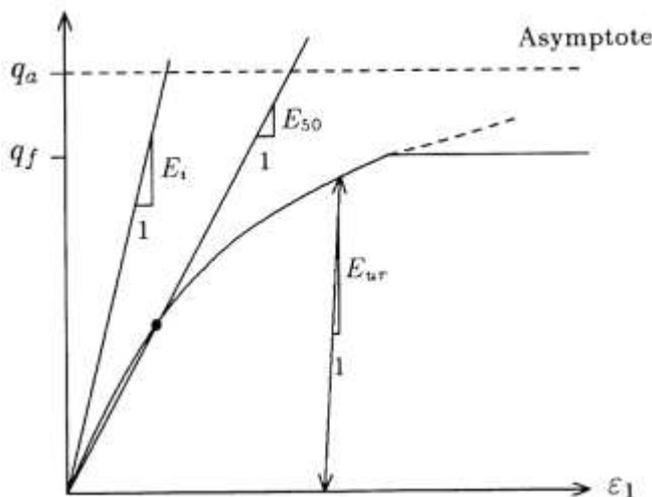


Figura 75. Relación hiperbólica de esfuerzo-deformación en carga primaria para la prueba triaxial drenada. Tomado de “The Hardening Soil Model: Formulation and verification,” por Schanz et.al, 1999.

Tabla 21

Parámetros para el modelo Hardening Soil del programa PLAXIS.

Agrupación	Símbolo	Significado	Unidad
Resistencia	c	Cohesión	kPa
	Φ	Ángulo de fricción interna	°
	Ψ	Ángulo de dilatación	°
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales	kPa
	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente en cargas edométricas	kPa
	m	Potencia de la dependencia tensional de la rigidez	-
	E_{ur}^{ref}	Rigidez en carga-descarga (por defecto $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$)	kPa
Avanzados	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson en carga-descarga (por defecto $\nu_{ur}=0.2$)	-
	p^{ref}	Tensión de referencia para las rigideces (por defecto $p^{ref}=100$)	kPa
	K_0^{nc}	Coefficiente de presión lateral de suelo (por defecto $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$)	-
	Rf	Relación entre q_f y q_a (por defecto $Rf = 0.9$)	-

Nota. Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.6.4 Características del modelo.

Para el modelo se hizo uso de una grilla la cual se extiende desde la cota -50m hasta la cota +50m en la horizontal, mientras que en el lado vertical la grilla abarca desde la cota -60m hasta la cota +5m, el espacio suficiente para crear la sección de suelo a analizar, como se observa en la Figura 76.

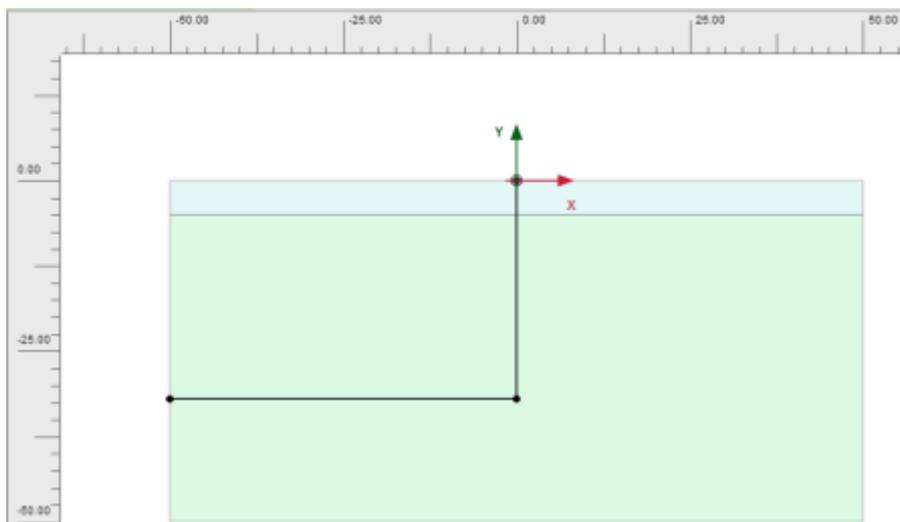


Figura 76. Sección de los estratos de suelo a analizar

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

El programa permite elegir una configuración para 6 nodos y 15 nodos, para esta ocasión se le asignó al modelo una configuración de 6 nodos de modo que se obtengan los cálculos en menos tiempo. Asimismo, dentro de los modelos constitutivos que presenta el programa, se optó por elegir al modelo constitutivo Hardening Soil, empleado en la práctica ingenieril para modelar gravas como las del Conglomerado de Lima. Para la modelación de los suelos a analizar, el programa necesita el ingreso de los siguientes parámetros:

- Peso específico no saturado (γ_{unsat})
- Peso específico saturado (γ_{sat})
- Rigidez secante en ensayos triaxiales (E_{50}^{ref})
- Rigidez tangente en cargas edométricas ($E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$)
- Rigidez en carga-descarga ($E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$)
- Cohesión (c)
- Ángulo de fricción (φ)
- Ángulo de dilatación (ψ)

De la misma manera para la creación de los elementos estructurales, se ingresan los parámetros y características de los materiales a usar. Para los muros de concreto armado se usan los siguientes parámetros:

- Módulo de Elasticidad (EA)
- Rigidez (EI)
- Módulo de Poisson (ν)

Para definir el bulbo del anclaje, se usan los parámetros siguientes:

- Módulo de Elasticidad (E)
- Diámetro de Perforación
- Separación (L_{spacing})
- Resistencia Lateral (*Skin resistance*)

Para definir los anclajes, se tienen que ingresar lo siguiente:

- Módulo de Elasticidad (EA)
- Separación (L_{spacing})
- Asignar un tipo de material elástico.

Para graficar la geometría de la sección a estudiar, el programa lo hace por medio de coordenadas, con las cuales se definen los niveles de

excavación, posición de elementos estructurales como muros, anclajes y bulbos, entre otros, a través de puntos y líneas que luego se le asignan las características de los materiales anteriormente mencionados, como se observa en la Figura 77.

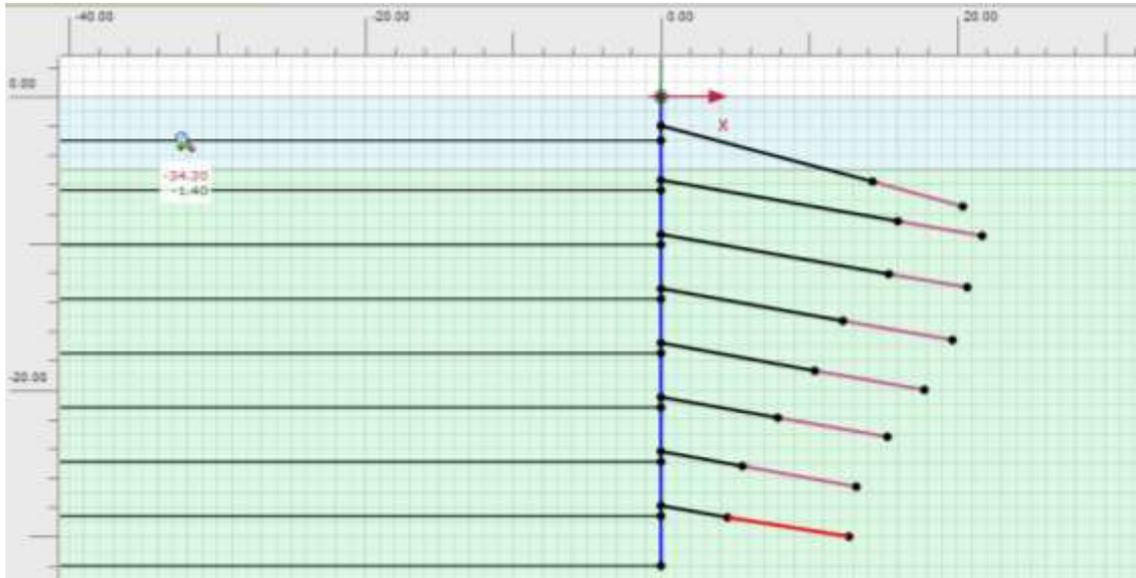


Figura 77. Geometría de la sección a estudiar y sus elementos estructurales definidos.

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Definidos el suelo y los elementos estructurales con sus respectivos materiales y parámetros, luego se asignan los límites donde se establecen las condiciones de borde para que el programa proceda con el análisis, ver Figura 78.

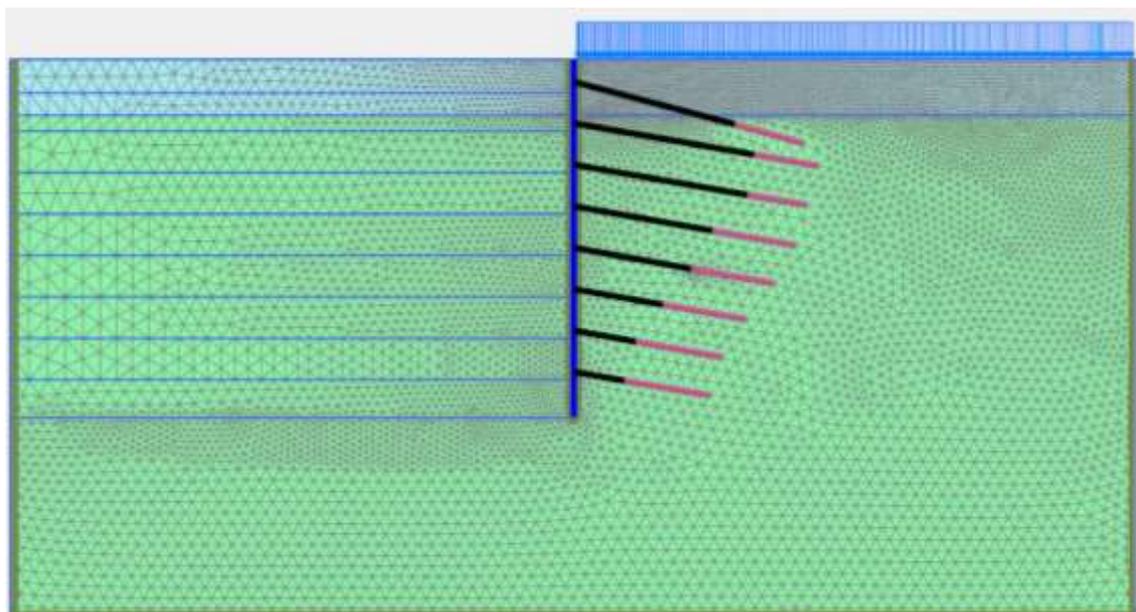


Figura 78. Discretización de la masa de suelo

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Por otro lado, se le asigna la malla (*mesh*) con la magnitud de discretización que se quiera tener como se aprecia en la Figura 78, que muestra los elementos triangulares de manera más tupida en la zona de muro y anclajes donde se requiere que el programa brinde más información para una mejor interpretación de lo que se quiere demostrar. Asimismo, para el modelo se consideró una sobrecarga mínima en la superficie de 10 kN/m².

4.6.5 Parámetros geotécnicos y características de elementos estructurales.

Para modelar al suelo, la Tabla 22, muestra los parámetros geotécnicos utilizados en base a la experiencia obtenida en la zona del proyecto por parte de la empresa Pilotes Terratest, estos valores se sustentan también en estudios previos realizados en este tipo de suelo.

Tabla 22

Parámetros Geotécnicos del Suelo

Profundidad (m)		Estrato	Peso unitario (kN/m ³)	Angulo de fricción interna (°)	Cohesión (kN/m ²)
Desde	Hasta				
0.00	1.50	Grava 1	21	42	20
1.50	45.00	Grava 2	21	42	30

Nota. Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

La Tabla 23, muestra las propiedades para el modelamiento del muro de concreto armado

Tabla 23

Propiedades del muro

Elemento	Módulo de Elasticidad (kN/m)	Módulo de Rigidez (kN m ² /m)	Módulo de Poisson
Muro	1,23E+07	1,25E+05	0,15

Nota. Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

La Tabla 24, muestra las propiedades para el modelamiento de los anclajes utilizados

Tabla 24

Propiedades de los Anclajes

Elemento	Módulo de Elasticidad (kN/m)	Separación entre anclajes (m)
Anclaje T6-6	1,23E+07	3,15
Anclaje T6-8	1,23E+07	5,25

Nota. Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

La Tabla 25, muestra las propiedades para el modelamiento del bulbo

Tabla 25

Propiedades del Bulbo

Elemento	Módulo de Elasticidad (kN/m ²)	Diámetro de Perforación (m)
Bulbo	2,50E+06	0,152

Nota. Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

En la Tabla 26 se observa las características de los anclajes para la zona del muro instrumentado.

Tabla 26

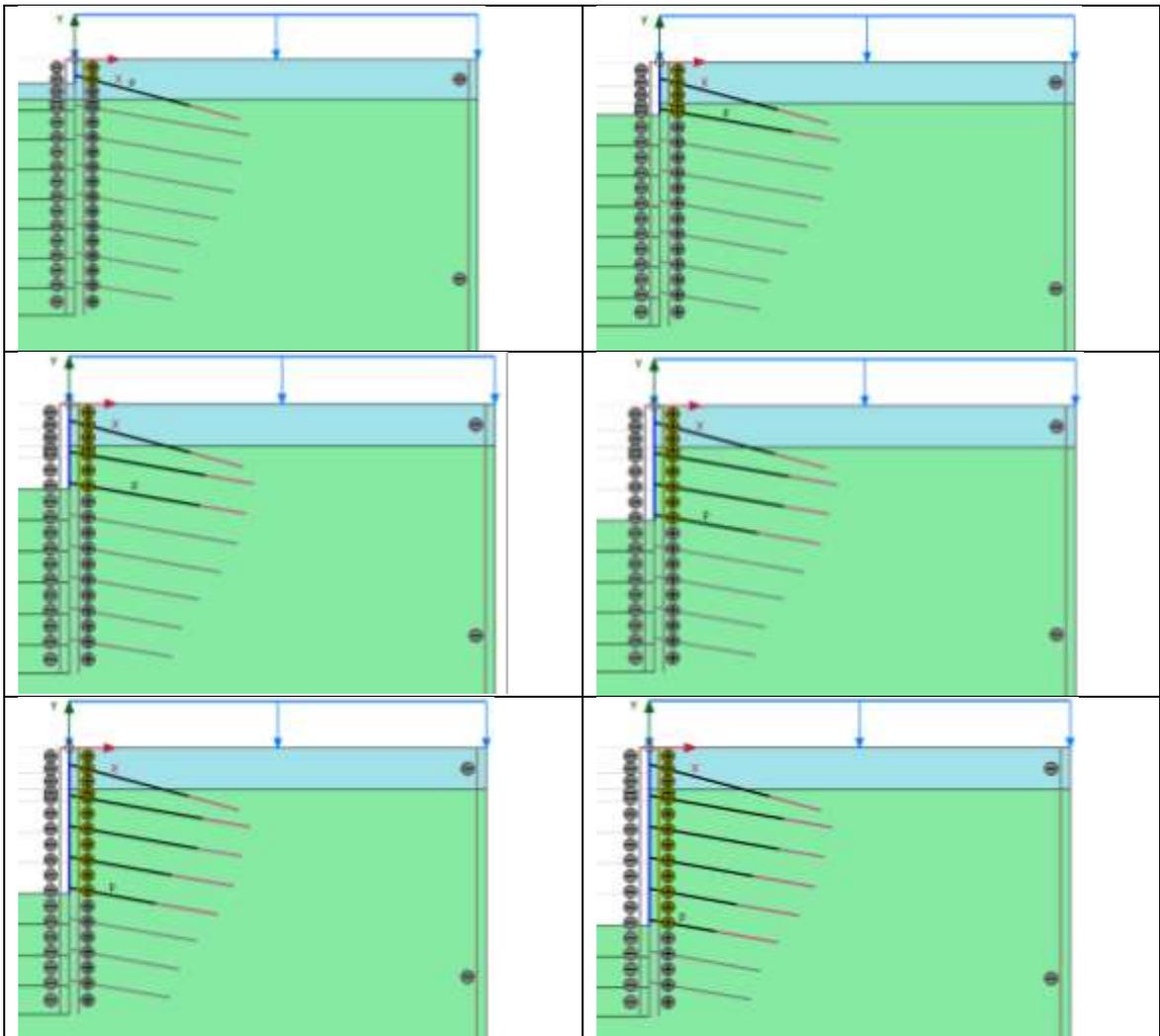
Propiedades Geométricas de los anclajes en el muro instrumentado

Línea	Nivel de anclaje (m)	Longitud de bulbo (m)	Longitud Libre (m)	Longitud Total (m)	Ángulo vertical (°)	Carga de servicio (kN)
1	-2,00	7,10	14,00	21,10	15	914
2	-5,70	5,80	16,20	22,00	10	851
3	-9,40	5,40	15,60	21,00	10	788
4	-13,10	7,50	12,50	20,00	10	1103
5	-16,80	7,50	10,50	18,00	10	1103
6	-20,50	7,50	8,00	15,50	10	1103
7	-24,70	7,80	5,60	13,40	10	1155
8	-27,90	7,80	4,50	12,30	10	1155

Nota. Tomado de "Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

4.6.6 Modelación de la excavación.

En esta parte de la modelación, el programa simula las etapas constructivas mediante fases propias de la excavación y construcción de los muros anclados, estas fases están comprendidas por tres acciones. La primera consiste en la extracción del suelo hasta el nivel de excavación diseñado, seguidamente se coloca el muro por encima y por debajo del nivel de anclaje y finalmente se procede con el tensado del anclaje, asignándole la carga de diseño. Se sigue el mismo procedimiento para todas las fases establecidas hasta la etapa final de la excavación (Figura 79), para este proyecto se consideraron 10 fases, en las cuales la fase nueve muestra los resultados de deformaciones, empujes, esfuerzos, entre otros, y la fase 10, muestra estos resultados en términos de factor de seguridad.



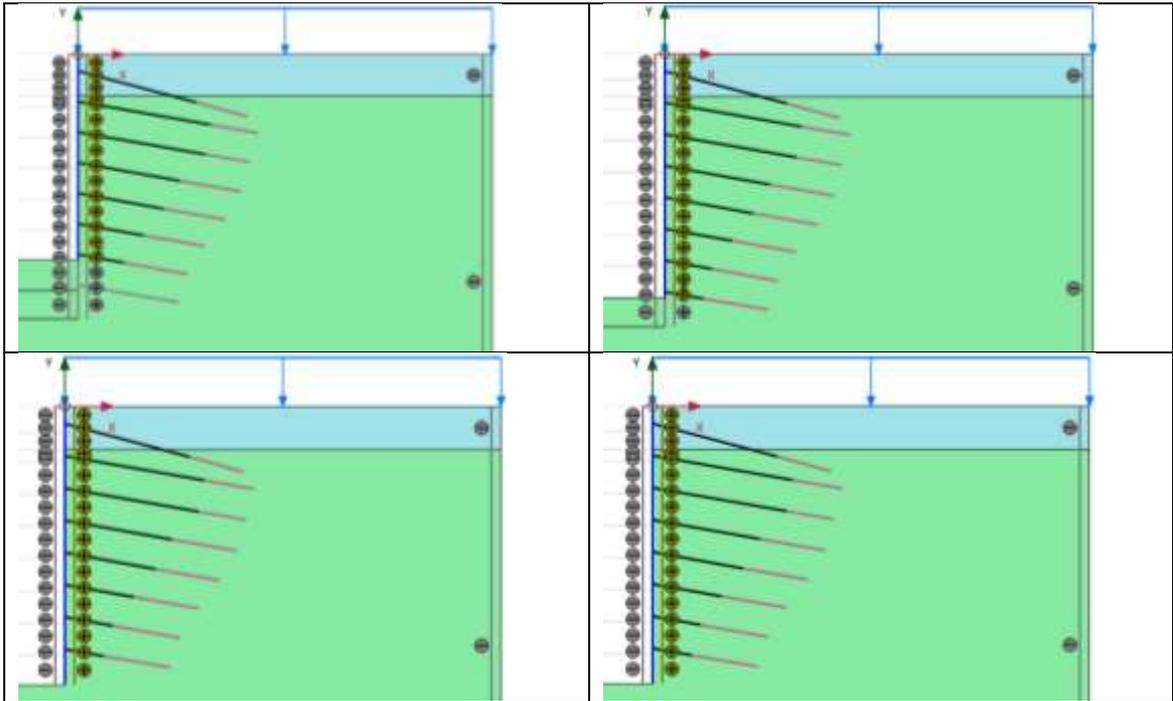


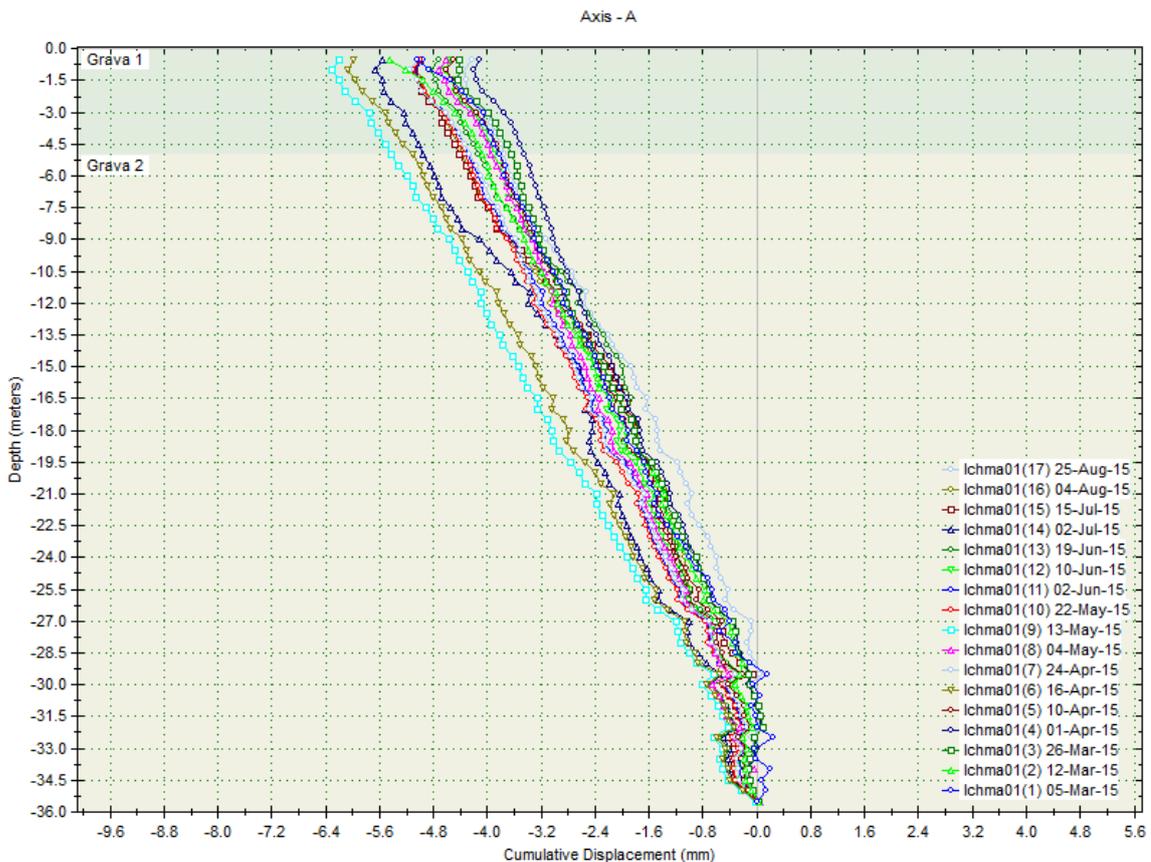
Figura 79. Vista de fases en las etapas constructivas.

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

CAPÍTULO V PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Resultados de la investigación

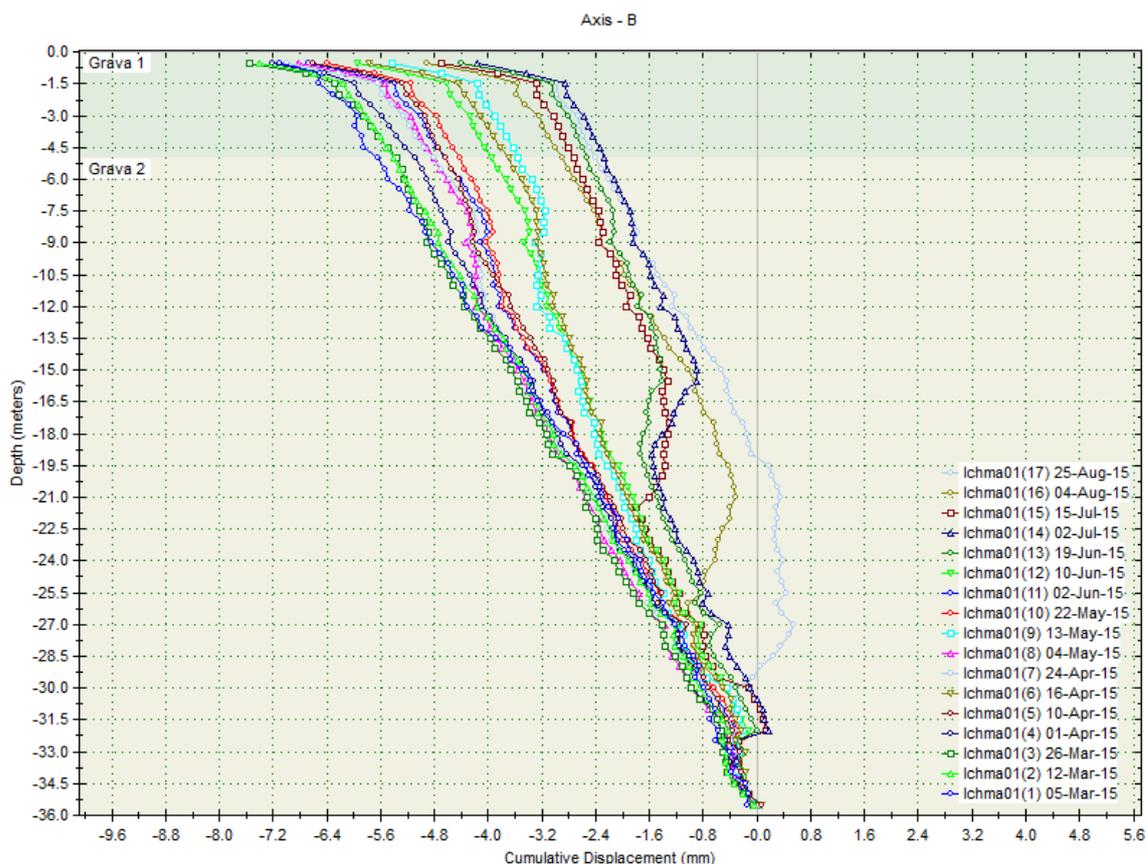
Los datos obtenidos mediante el inclinómetro fueron procesados en el programa Inclinalysis del fabricante RST Instruments, en el cual se registraron las 18 mediciones efectuadas a lo largo de la etapa de excavación. La primera fue utilizada como medición base o medición cero, de donde parten las 17 mediciones siguientes que muestran cómo se da la deformación del muro. El programa muestra varias gráficas en pestañas, destacando la gráfica de desplazamiento incremental y la gráfica de desplazamiento acumulado, siendo este último gráfico el que ayudará a conocer e interpretar los datos reales obtenidos del inclinómetro. La Gráfica 1, muestra el registro de todas las mediciones acumuladas del eje A, en donde se puede apreciar que la máxima deformación lateral se dio en la medición 9, mostrando una deformación de 6.5 milímetros hacia el talud en la dirección A(-) del inclinómetro.



Gráfica 1. Registro de mediciones del inclinómetro en el eje A.

Tomado de "Programa Inclinalysis RST Instruments," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Mientras que en la Gráfica 2, muestra el registro de todas las mediciones acumuladas del eje B, que es perpendicular al eje A y que muestra el comportamiento que se da en la dirección paralela al muro o al talud, en donde se puede apreciar que la máxima deformación lateral se dio en la medición 3, que mostró una deformación de 7.5 milímetros en la dirección B (-) del inclinómetro.

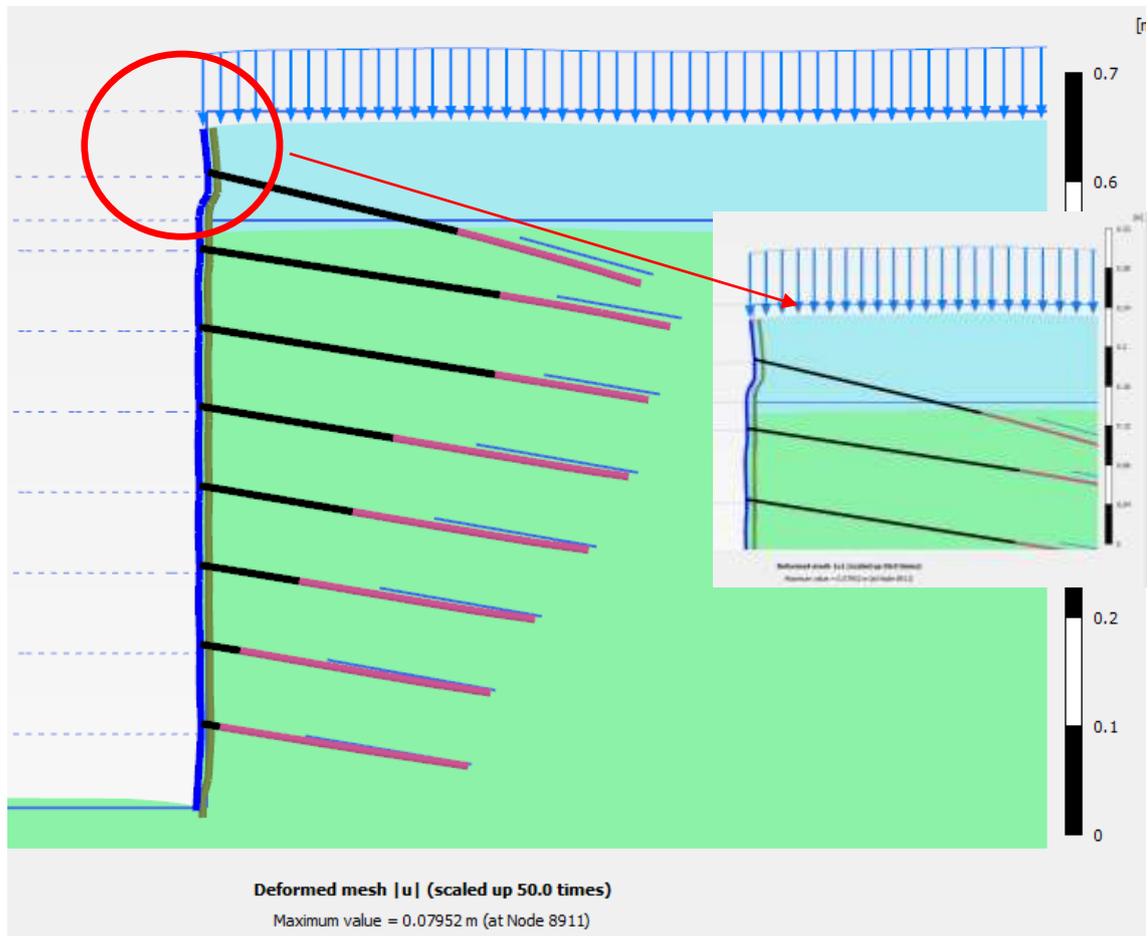


Gráfica 2. Registro de mediciones del inclinómetro en el eje B.

Tomado de "Programa Inclinalysis RST Instruments," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Por otro lado, se utilizó el programa geotécnico basado en elementos finitos PLAXIS 2D, con el cual se realizó un modelo de la zona instrumentada, cuyos resultados se muestran en una ventana de datos de salida. Estos datos de salida se manifiestan a través de gráficas y escalas, mostrando los resultados de deformaciones, esfuerzos, empujes, entre otros, para cada una de las fases modeladas que simulan las distintas etapas de la excavación acorde con el proceso constructivo de los muros anclados. Como primer resultado, el programa presenta el perfil de la deformada mostrando la

tendencia del movimiento como se aprecia en la Gráfica 3, en ella se observa que en la parte superior del talud la deformación se da hacia el suelo.

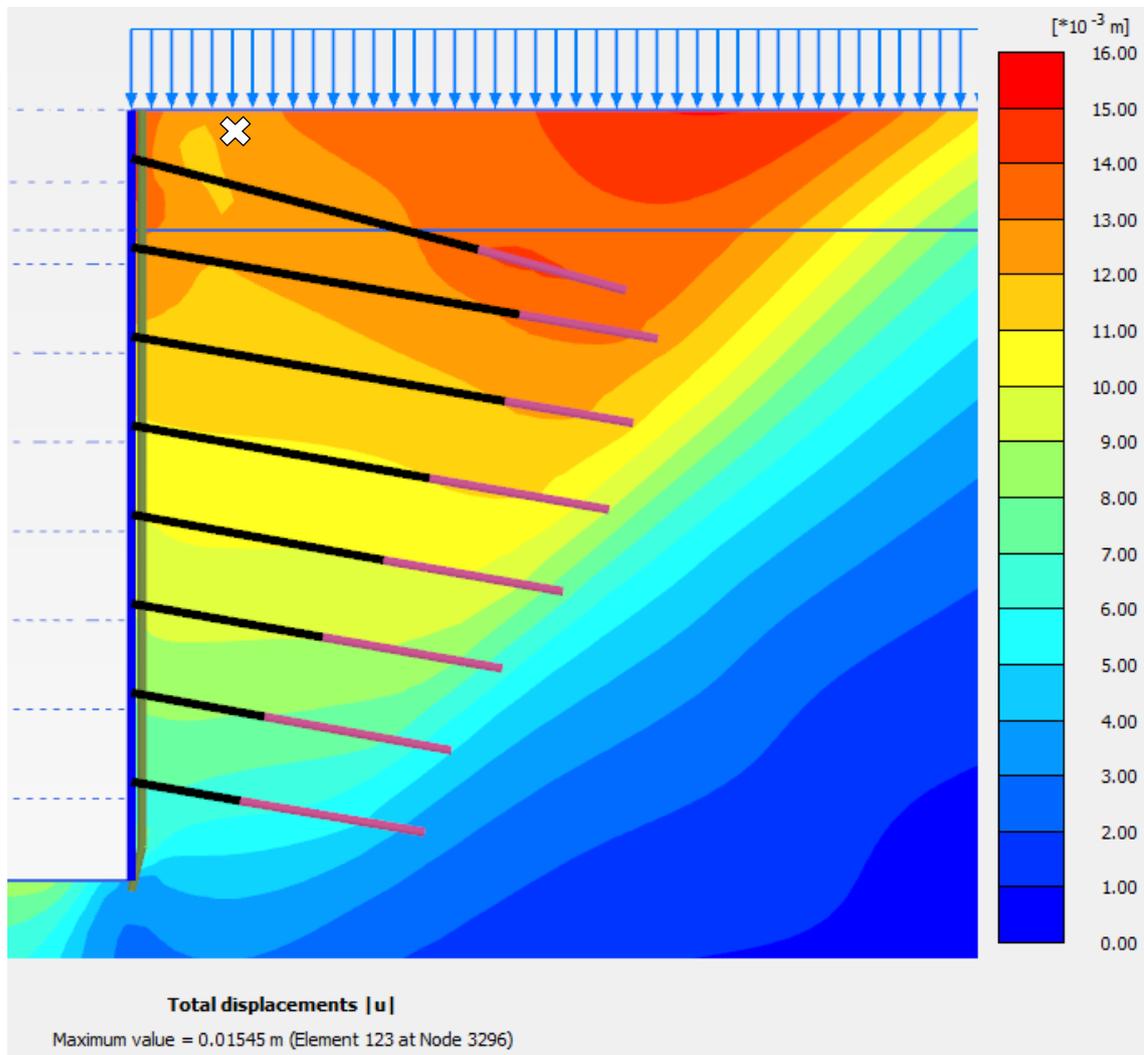


Gráfica 3. Deformada final de la sección.

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Adicionalmente a ello, el programa muestra un gráfico de deformaciones en base a colores con una escala en la parte derecha, distribuida en toda la zona del suelo en estudio, que indica la medición de la deformación en milímetros, en donde el color rojo significa máxima deformación y el color azul la mínima deformación o casi nula. En la Gráfica 4 se aprecia que el modelo diseñado presenta una deformación lateral máxima de 15.45 milímetros que se da en la parte superior por encima del bulbo del anclaje superior. Además, en la corona del talud se da una deformación lateral máxima de 13 milímetros aproximadamente, pero en la ubicación del inclinómetro, que está a un metro del muro, se da una deformación lateral máxima de 12 milímetros aproximadamente.

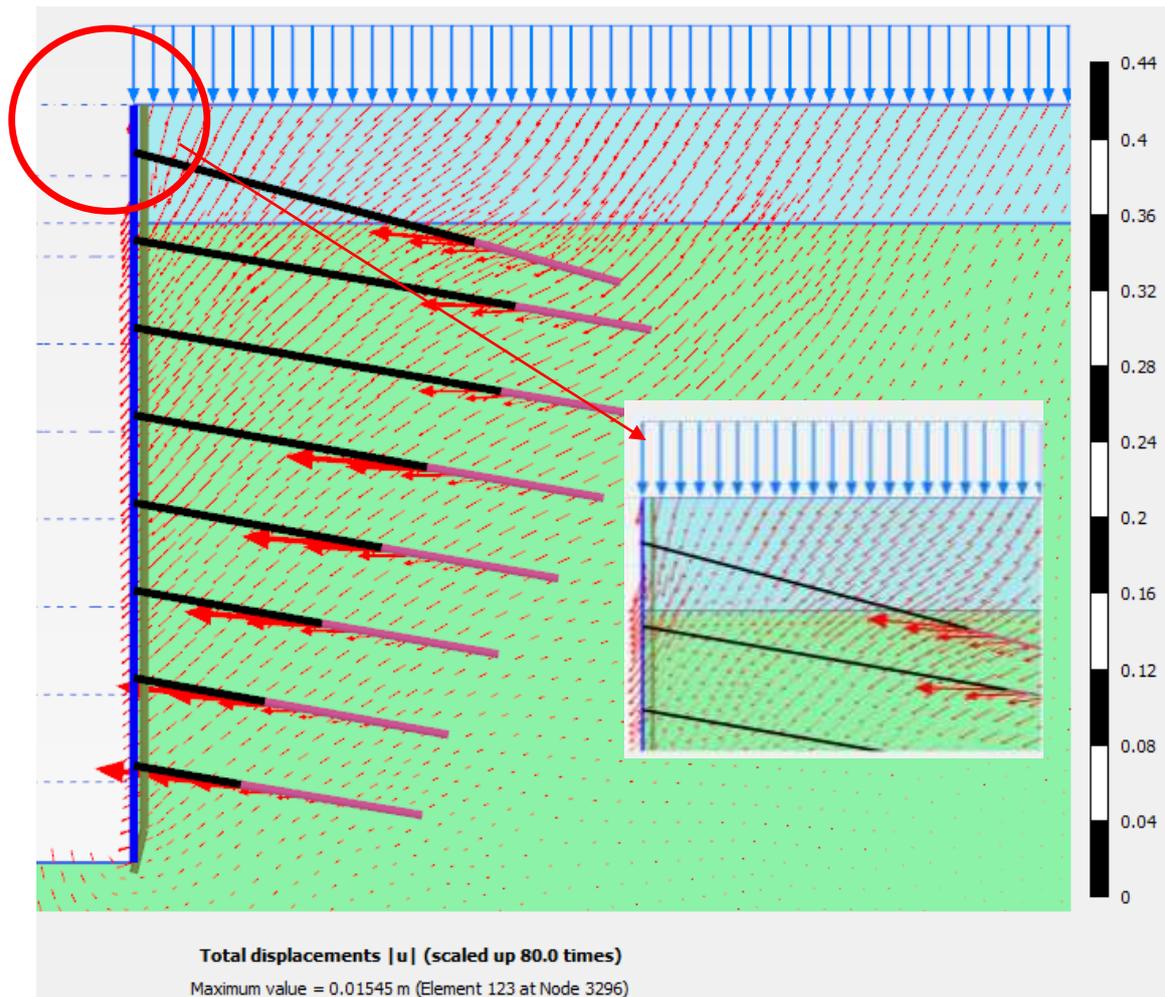
Ubicación del inclinómetro
con respecto al muro:
1.00 m



Gráfica 4. Escala de deformaciones finales.

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Asimismo, como se observa en la Gráfica 5, el programa también presenta un gráfico de cómo se dan las deformaciones con pequeñas flechas de color rojo, que indican la dirección del movimiento. De la misma forma, se puede apreciar que la mayor incidencia se dio en los anclajes y bulbos evidenciando que hay un desplazamiento en la zona de bulbos. También se aprecia en la Gráfica 6, un factor de seguridad de la estabilidad de 1.926.



Gráfica 5. Dirección de las deformaciones.

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

Reached values	
Reached total time	0.000 day
CSP - Relative stiffness	4.885E-6
ForceX - Reached total force X	0.000 kN
ForceY - Reached total force Y	0.000 kN
Pmax - Reached max pp	0.000 kN/m ²
ΣM_{stage} - Reached phase proportion	0.000
ΣM_{weight} - Reached weight proportion	1.000
ΣM_{sf} - Reached safety factor	1.926

Gráfica 6. Cuadro de resultados donde se aprecia el valor del factor de seguridad.

Tomado de "Programa PLAXIS 2D," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

5.2 Análisis e interpretación de los resultados

Según los resultados del inclinómetro presentados anteriormente, el valor de la deformación lateral máxima ($\delta_{h,máx}$) obtenida fue de 6.5 milímetros,

equivalente a una deformación lateral normalizada ($\delta_{h_{\max}}/H$) igual a 0.02%, siendo la profundidad de excavación (H) igual a 32 metros. Este resultado se asemeja a investigaciones anteriores como la realizada por Long (2001), donde las deformaciones laterales normalizadas para suelos competentes, se encuentran en un rango entre 0.05 a 0.25%, así como también la investigación realizada en el Edificio Cipreses ubicado en el distrito de San Isidro por parte de la empresa Pilotes Terratest Perú (2012), donde se obtuvo una deformación máxima lateral normalizada de 0.04%. Por su parte, el Manual de Carreteras, en su Volumen 3 de la norma Chilena, indica que la condición activa, equivalente a la deformación que experimenta una estructura de contención, para gravas arenosas densas se da cuando hay una deformación de 0.07%. Esta norma se tomó como referencia debido a que la ciudad de Santiago de Chile presenta un suelo similar al Conglomerado de Lima. La Tabla 27, muestra un resumen de deformaciones laterales normalizadas según las investigaciones anteriormente descritas.

Tabla 27

Resumen de deformaciones laterales normalizadas

Investigaciones	Deformación Lateral Normalizada (%)
Long (2001)	0.05 – 0.25
Edificio Cipreses (2012)	0.04
Inclinómetro	0.02
Manual de Carreteras de Chile	0.07

Nota: Investigaciones más representativas para el caso de deformaciones laterales

De igual forma, los resultados obtenidos mediante el programa PLAXIS 2D, nos muestran en la Gráfica 3 que se da un comportamiento pasivo del suelo en la parte superior de la estructura, se presume que fue generado porque los anclajes se encuentran sobre esforzados en ese sector. Además, en la Gráfica 4 se aprecia que se dan máximas deformaciones en distintas partes del talud, uno de ellos corresponde a un aparente asentamiento que se encuentra arriba del bulbo del anclaje superior con un valor de 15.45 milímetros el cual no se pudo constatar en obra. Se aprecia también una deformación

lateral máxima correspondiente a la corona de talud con un valor de 13 milímetros equivalente a una $\delta_{h_{m\acute{a}x}}/H = 0.04\%$, esta deformación es menor debido a que no toma en cuenta todo el modelo diseñado, sino se centra en el punto superior del muro anclado en estudio, pero en la ubicación de la instalación del inclinómetro, el cual se encuentra instalado a un metro del muro, se calculó una deformación de 12 milímetros equivalente a una $\delta_{h_{m\acute{a}x}}/H = 0.038\%$, con el cual se realizará las comparaciones posteriores, conjuntamente con la deformación lateral máxima real proporcionada por el inclinómetro.

Por lo anteriormente descrito se observa que todos los valores de deformaciones laterales máximas obtenidas por el programa PLAXIS 2D, también se asemejan a las investigaciones realizadas por Long (2001), Pilotes Terratest Perú (2012) y sobre todo a las indicadas por el Manual de Carreteras de Chile (volumen 3), como se mostró en la Tabla 27.

Por otro lado, la Gráfica 5 nos muestra la dirección de las deformaciones del modelo diseñado, donde podemos observar que en la zona de la corona y en la zona donde fue colocado el inclinómetro, se aprecia un comportamiento diferenciado del sistema, evidenciando un comportamiento pasivo generado por los anclajes sobre esforzados del primer anillo. Así mismo se observa que la mayor incidencia se da en una zona específica del anclaje, esta zona es la unión de la longitud libre y la longitud de bulbo, lo cual sería correcto debido que la longitud libre experimenta una tensión que se transmite al bulbo, y es en esa zona donde se da mayor fricción con el terreno.

Adicionalmente, en la Gráfica 6 se muestra el factor de seguridad de la estabilidad del modelo diseñado, cuyo valor es 1.926, el cual es mayor que el factor de seguridad mínimo de 1.5 para la condición estática, estipulado por la norma peruana E050 de suelos y cimentaciones, por lo que se afirma que el modelo cumple con el factor de seguridad.

5.3 Contrastación de Hipótesis

En base a las hipótesis propuestas en el capítulo 1, a continuación se presenta la contrastación de las mismas, las cuales nos servirán de guías para indicar lo que estamos buscando o tratando de probar.

La Gráfica 1, muestra el valor de la máxima deformación lateral obtenida durante la construcción de los muros anclados equivalente a un 0.02% de deformación lateral normalizada, esto lo contrastamos con el Manual de Carreteras de Chile y según la Tabla 27 se aprecia que la deformación lateral máxima está dentro del rango permisible, por lo que se da por aceptada esta hipótesis.

Tal como se demostró en la hipótesis anterior donde la máxima deformación lateral obtenida está dentro del rango permisible en todas sus etapas, se afirma que el procedimiento constructivo para este sistema de entibación fue el adecuado, con lo que se acepta la hipótesis específica número 1.

Del modelo realizado en PLAXIS 2D se aprecia en la Gráfica 3 que la deformada final muestra un comportamiento pasivo, lo cual es concordante con los resultados obtenidos por el inclinómetro, demostrando que el programa refleja lo que ocurre en la realidad, por lo que se comprueba que la hipótesis específica número 2 es aceptada.

El valor de deformación máxima normalizada en el modelo fue de 0.038% en la zona instrumentada, mientras que lo obtenido por el inclinómetro fue de 0.02% por lo que se puede decir que ambos valores son similares, dando por aceptada la hipótesis específica número 3.

Finalmente, debido a que no se encontraron deformaciones mayores a las permisibles, no se hicieron necesarias tomar medidas correctivas en el proceso constructivo de los muros anclados, por lo que la hipótesis específica número 4 no se toma en cuenta.

5.4 Discusión de resultados

Según los resultados presentados se confirma la hipótesis, pues se afirma que la deformación cumple con los rangos estipulados por las normas internacionales, pero se aprecia que la parte superior (corona del talud) se da una deformación hacia el suelo, se presume inicialmente que los anclajes de las primeras líneas están sobre esforzados, evidenciando que se ha llevado a una condición pasiva tanto en las etapas constructivas como en la condición final. Lo que difiere con los resultados obtenidos en la investigación por Pilotes

Terratest (2012), realizada en el Edificio Cipreses puesto que en este proyecto, las deformaciones mostraron un comportamiento activo (Eje A+), como se observa en la Figura 80

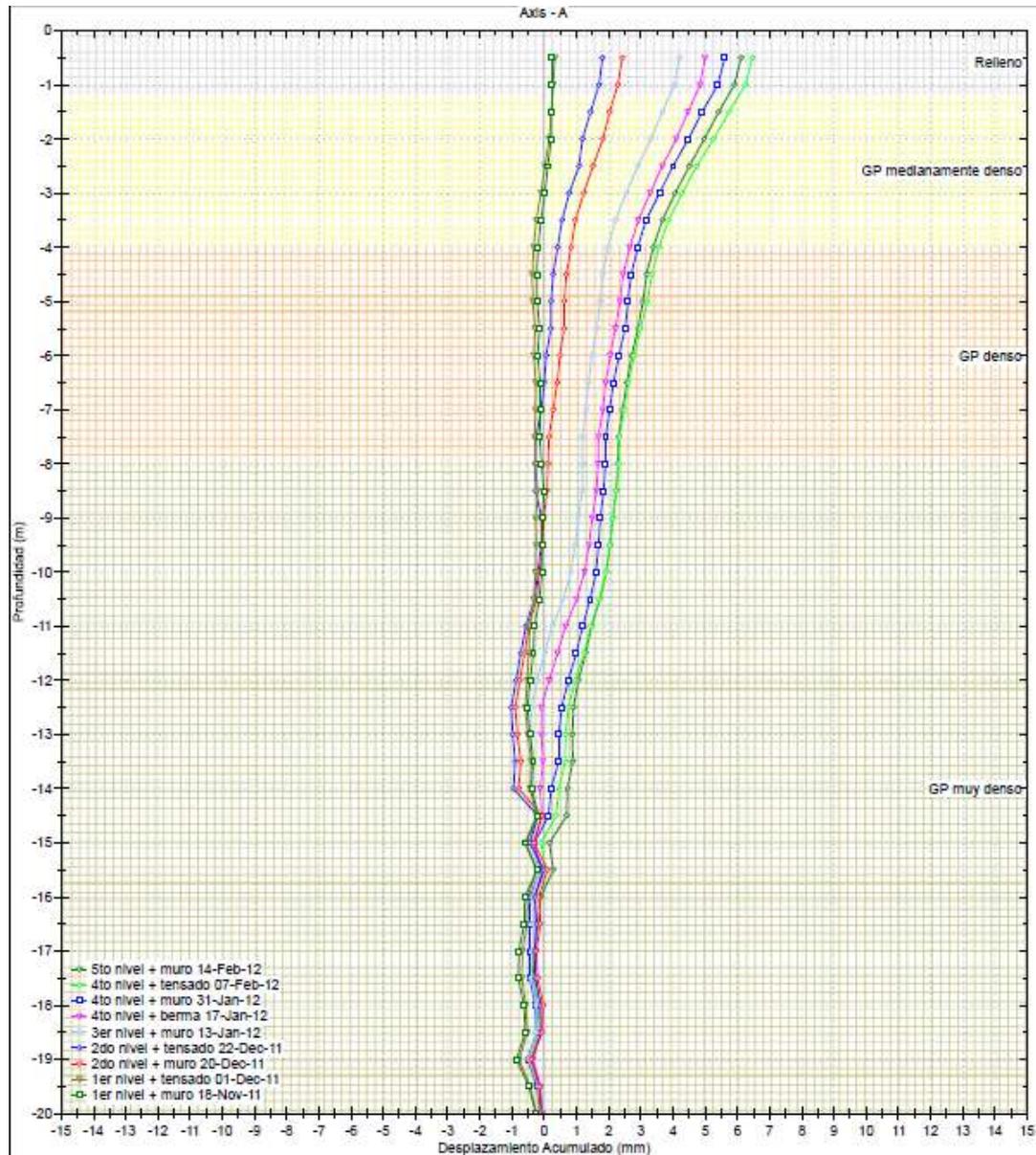


Figura 80. Resultado de deformación en el eje A del proyecto Edificio Los Cipreses.

Tomado de "Edificio Los Cipreses," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2012.

Se presume que los resultados difieren debido a que en la etapa de diseño de esta investigación (en el eje donde se hizo la instrumentación) se consideró la influencia de las dos torres grúas como se observa en la Figura 55 por lo que se usó una sobrecarga de la misma magnitud para las dos grúas siendo una móvil y la otra fija. Cabe mencionar que durante las etapas de excavación se pudo apreciar que se apiló material sobre los muros de la zona

instrumentada (Figura 81), lo que pudo contribuir al comportamiento pasivo que experimento el suelo. Se considera que hubiera sido más beneficioso que este comportamiento se de cómo en la otra investigación pues se hubieran podido sacar más conclusiones y de alguna manera poder confirmar cómo es el verdadero comportamiento de los muros anclados en el Conglomerado de Lima.



Figura 81. Vista de material apilado sobre el muro de la zona instrumentada.

Tomado de "Proyecto de Edificio de Oficinas," por Pilotest Terratest Perú (PTP), 2015.

En cuanto al modelo realizado en el programa de elementos finitos PLAXIS 2D los resultados muestran una deformación de 15.45 milímetros que se da en la parte superior por encima del bulbo del anclaje superior señalado de color rojo, según la Gráfica 4, cumpliendo lo dicho por Clough y O'Rourke (1990) en la Figura 7, donde se observa un asentamiento mínimo típico en este tipo de estructuras de retención, pero no tuvo gran incidencia pues se dio en una zona sin edificaciones, esto es una deficiencia de la metodología del muro

anclado, pues este sistema iterativo de carga y descarga genera movimientos que pueden dañar las edificaciones colindantes como es el caso de los asentamientos y las grietas que pueden darse en la estructura.

Se puede destacar que los parámetros geotécnicos utilizados (cohesión y ángulo de fricción) para la modelación fueron adecuados puesto que los resultados que se obtuvieron, mostraron concordancia con lo que se obtuvo en la realidad, aunque se pudo hacer una mejora en el modelo, realizando una calibración de los parámetros hasta encontrar el modelo que mejor refleje el comportamiento dado por el inclinómetro o discretizando más los nodos, pero esto ya sería parte de una nueva investigación dedicada sólo a elementos finitos, puesto que es una tarea complicada el poder modelar el comportamiento de los muros anclados.

Se resalta también algunos errores sistemáticos que se dieron en la toma de mediciones del eje B, pero que no se presentaron como los ejemplos citados en el marco teórico, pues en las últimas mediciones entre las profundidades -10.00 m y -30.00 m se dio una tendencia opuesta a las mediciones anteriores generando un “bulto” como se observa en la Gráfica 2. Esto se puede deber a que hubo una obstrucción en la ranura de ese eje o una inclinación de la tubería inclinométrica en ese sentido, lo que no permitió obtener los resultados como se esperaban, por lo que hubiera sido mejor instalar otra tubería adicional para poder confirmar si esa es la tendencia verdadera o conocer si en verdad hubo un error.

CONCLUSIONES

El control o monitoreo de las deformaciones fueron realizados con la colocación de 01 INCLINOMETRO MODELO DIGITAL MEMS INCLINOMETER SYSTEM del fabricante RST Instrument. Para esta investigación se tuvo una profundidad de 32 m, de donde se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Los resultados obtenidos han determinado valores bajos que están dentro de lo previsto, puesto que se obtuvo una deformación máxima de 6.5 mm o 0.02% de la profundidad, mediante la metodología de los muros anclados, las cuales cumplen con las Normas para es para este tipo de obras, que por ahora no se tienen definidas en el Perú, pero se ha utilizado la Norma Chilena, la cual indica que la máxima deformación es de 0.07% para gravas arenosas densas.
2. Los trabajos de excavación y colocación de los muros anclados fueron realizados de manera adecuada puesto que nunca se registraron deformaciones considerables en las distintas etapas constructivas, lo que ha permitido que se haya logrado un buen trabajo de ingeniería que da un gran aporte teniendo en cuenta que el Perú se tiene poca experiencia en obras de gran profundidad.
3. El modelo obtenido por el programa geotécnico de elementos finitos presenta un comportamiento pasivo, lo cual es correcto, debido a que se refleja en los datos obtenidos por el inclinómetro.
4. Las lecturas registradas de control de desplazamiento entre los meses febrero y agosto del 2015, determinaron un valor de 6.5mm o 0.02% de la profundidad, que comparado con los modelos realizados con el programa PLAXIS 2D, determinó un valor de 12 mm o 0.038% de la profundidad en la zona del inclinómetro, con lo que puede concluir que lo esperado numéricamente ha sido muy semejante a lo registrado con el equipo de control colocado.
5. En todas las etapas constructivas se pudo apreciar que no se dieron deformaciones mayores a las permisibles, con lo que se concluye que el proceso constructivo fue llevado de manera correcta, por lo cual no se hizo uso de medidas correctivas.

RECOMENDACIONES

1. La realización de mediciones en proyectos de gran profundidad es recomendable, no solo para confirmar las deformaciones que se han estimado en el diseño, sino para alertar en caso de producirse deformaciones mayores a las que se estimaron y así poder tomar las medidas correctivas apropiadas.
2. Para evitar deformaciones debidas al proceso constructivo, es también de suma importancia que los paneles en el primer nivel no excedan la altura máxima definida en el diseño y que se respete la construcción intercalada de los muros en el menor ancho posible, para que las estructuras vecinas no pierdan soporte.
3. Es recomendable realizar modelaciones en elementos finitos, pues brinda una mejor visión de cómo se comportara el sistema de retención a utilizar, como por ejemplo, en este proyecto se vio que los anclajes de la primera línea estuvieron sobreforzados por lo que la estructura estuvo sobredimensionada. Si se hubiese sabido previamente que el comportamiento iba a ser de esta manera se hubiera podido optimizar recursos, debido a que las normas nos dan un límite en la condición activa.
4. Se recomienda complementar el monitoreo de deformaciones con un instrumento que permita medir asentamientos, puesto que en el análisis se vio que el modelo presentó un asentamiento lo que podría ser causante de fisuras en edificaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcón, M. (2011).** *Efecto de la Variación de las Propiedades Geotécnicas del Suelo en el Diseño de un Muro Berlinés* (Tesis de pregrado). Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile.
- Alejo O. Sfriso y Asociados. (2013).** *Servicios Geotécnicos*. Recuperado de <http://www.aosa.com.ar/>
- Alva, J. (2013).** *Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación*. Lima, Perú: Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L,
- Alva, J. (2013).** *Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Edificio de Oficinas*. Lima, Perú: Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L,
- Artacho, P. (2010).** *Soluciones Constructivas para Excavaciones en Suelos de Textura Arenosa, mediante el Diseño de un Muro Contención con Pilas Ancladas* (Tesis de pregrado). Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Ashford, S. & Sitar, N. (1994).** Seismic Response of Steep Natural Slopes. University of California. *Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-94/05*.
- Ayala, O. (2013).** *Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de tierra blanca joven (TBJ), unidad G* (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, Ciudad Universitaria, El Salvador.
- Bentler, D. (1998).** *Finite Element Analysis Of Deep Excavations* (Tesis doctoral) Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- Blanco, A. (2010).** Sistema de estabilización del terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos: Caso especial de muro anclado. *ASOCEM*, 1-2.
- Carrillo, A., Carrillo, E., y Donayre, O. (s.f.).** Investigaciones recientes en el Suelo Granular Grueso de Lima. *Geotécnica de los Suelos Peruanos*, 7(2), 1-8. Recuperado de <http://www.acingenieros.com/>
- Carrillo, A. (s.f.).** Estabilidad y Resistencia del conglomerado de Lima metropolitana. *Geotécnica de los Suelos Peruanos*, 4(1), 1-8. Recuperado de <http://www.acingenieros.com/>

- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. (2012).** *Microzonificación sísmica de Lima*. Recuperado de <http://www.cismid-uni.org/>
- Clough, G., y O'Rourke, T. (1990).** Construction induced movements of in situ walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures. *ASCE Geotechnical Special Publication*, (25), 439–470.
- Clough, R & Woodward, R. (1967).** Analysis of Embankment Stresses and Deformations. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 93(4), 529-549.
- Comité Europeo de Normalización. (2001).** *EN 1537 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Cornforth, D. (2005).** Landslides in practice investigation, analysis, and remedial/preventative options in Soils. New Jersey, USA: John Wiley & Sons.
- Da Costa, A. (2004).** *Inestabilidades por degradación superficial de taludes en suelos. Corrección mediante sistemas de refuerzo anclados* (Tesis doctoral). Universidad de Cantabria, Santander, España.
- De Matteis, A. (2003).** Estabilidad de Taludes. Rosario, Argentina: Universidad Nacional de Rosario. Recuperado de: <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiygeotecnia/Estabilidad%20de%20Taludes.pdf>
- Deutsches Institut für Normung. (2003).** *DIN 4125 Ground Anchorages. Design, Construction and Testing*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Dunnicliff, J. (1988).** *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. New York, USA: John Wiley & Sons.
- EAB, (2008).** *Recommendations on Excavations*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2nd edition. Ernst & Sohn.
- Figueroa, G., Rodríguez, F., y Zelada, W. (2011).** *Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Reciente* (Tesis de pregrado). Universidad del Salvador, Ciudad Universitaria, El Salvador.

- Goldberg, D, Jaworski, W. & Gordon, M. (1976).** Lateral Support Systems and Underpinning, *Report FHWA-RD-75-128 Federal Highway Administration*, (1).
- Grupo Terratest. (2005).** *Ensayo "In situ" de Corte Directo Presa de Montearagón*. Recuperado de <http://www.terratest.es/>
- Jara, G. (2008).** *Estudio de la Aplicación de Materiales Compuestos al Diseño de Estructuras de Contención de Tierras y su Interacción con el Terreno, para su Empleo en Obras de infraestructura Viaria* (Tesis de doctorado). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Lambe, T. (1970).** Braced excavations. *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in Ground and Design of Earth-Retaining Structures*, 149-218.
- Long, M. (2001).** Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 203-224.
- Lucero, F., Pachacama, E., y Rodríguez, W. (2012).** *Análisis y Diseño de Muros de Contención* (Tesis de pregrado). Universidad Central de Ecuador, Quito, Ecuador.
- Manual de Carreteras. (2012).** Instrucción y Criterio de Diseño (3). Dirección de Viabilidad MOP. Chile.
- Martínez, A. (2007).** Conglomerado de Lima Metropolitana en Cimentaciones. *Boletines Técnico M.I.G de la FIC-UNI*, (1), 4-7.
- Mikkelsen, P. (1996).** Field instrumentation. *Landslides Investigation and Mitigation Special report 247*, 278-316.
- Mikkelsen, P. (2003).** Advances in inclinometer data analysis. *Symposium on Field Measurements in Geomechanics*.
- Mozó, D. (2012).** *Análisis y Diseño de Muros Pantalla en Suelos Arenosos*. (Tesis de pregrado). Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile.

- Mutoli, D. (2007).** *Estudio Experimental de la Reacción de un Suelo Arenoso ante una Placa Rígida solicitada por Carga Vertical y Momento* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Muzás, F. (2007).** *Mecánica de Suelos y Cimentación*. Madrid, España: Torán.
- Peck, R. (1969).** Deep excavations and tunneling in soft ground. *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, State of the art volume, 7(3), 225-290.
- Pilotes Terratest Perú. (2009).** *Aspectos Generales sobre diseño de Anclajes*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Pilotes Terratest Perú. (2012).** *Aspectos constructivos, consideraciones de diseño y monitoreo de muros anclados en excavaciones profundas. Caso Práctico: Edificio Cipreses Lima*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Pilotes Terratest Perú. (2015).** *Diseño del Proyecto de Edificio de Oficinas*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Pilotes Terratest Perú. (2015).** *Protocolos de Monitoreo Inclínométrico*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Pilotes Terratest Perú. (2015).** *Proyecto de Edificio de Oficinas*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Pilotes Terratest Perú. (2015).** Programa *Inclinalysis RST Instruments*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Pilotes Terratest Perú. (2015).** Programa *PLAXIS 2D*. Recuperado de <http://www.terratest.com.pe/>
- Pino, D. (2008).** *Recomendación de bases para el diseño constructivo de túneles* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.
- Roca, M. (2000).** *Análisis de Estabilidad de Taludes a través del Método Esfuerzo-Deformación* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Romero, M. (2011).** *Propuesta Metodológica para la Evaluación de Estabilización de Taludes y Terraplenes en Proyectos de Carreteras* (Tesis de maestría). Universidad San Carlos de Guatemala, Guatemala.

- Rozic, M. (2012).** *Modelación e Instrumentación de las pilas de Entibación del Proyecto Beauchef Poniente* (Tesis de maestría). Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.
- Sanhueza, C. (2008).** *Criterios y Parámetros de Diseño para Pantallas continuas en Madrid* (Tesis de doctorado). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Schanz, T., Vermeer, P. & Bonnier, P. (1999).** The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics- 10 years of Plaxis*.
- Shuan, L. (2011).** *Investigación de la Matriz en las Gravas del Perú Modelo Grava Ventanilla* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Suárez, J. (2009).** *Deslizamientos. Análisis Geotécnico Vol.1*. Santander, Colombia: U.I.S. Escuela de filosofía.
- Tapia, A. (2009).** *Comparativa de los Métodos de Cálculo en Análisis de Estabilidad de Taludes* (Tesis de pregrado). Instituto Politécnico Nacional, Mexico D.F., México.

ANEXO 1
MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tema: Uso de inclinómetros para monitoreo de las deformaciones en un muro anclado para un proyecto en el conglomerado de lima.

Problema	Objetivo	Hipótesis	Variables	Metodología	Tipo y Diseño
Problema general ¿La máxima deformación obtenida durante la construcción de los muros perimetrales de los sótanos mediante la metodología del muro anclado, está dentro de los rangos permisibles por las normas internacionales?	Objetivo general Determinar si la máxima deformación obtenida durante la construcción de los muros perimetrales de los sótanos mediante la metodología del muro anclado está dentro de los rangos permisibles por las normas internacionales.	Hipótesis general La máxima deformación obtenida durante la construcción de los muros perimetrales de los sótanos mediante la metodología del muro anclado, está dentro de los rangos permisibles por las normas internacionales.	VI. Metodología del muro anclado VI. Rangos permisibles	- Recopilación de información. - Describir y explicar la metodología del muro anclado y su procedimiento constructivo.	La investigación es de método cuantitativo. El tipo de investigación es aplicada. Tiene un nivel de investigación descriptiva y explicativa. El diseño de la investigación es no experimental, conjuntamente con transversal y retrospectiva
			VD. Deformación		
Problema esp. 1 ¿Es adecuado el procedimiento constructivo empleado en la construcción de los muros anclados en el conglomerado de Lima, en base a las deformaciones obtenidas?	Objetivo esp. 1 Comprobar si el procedimiento constructivo empleado para la construcción de los muros anclados en el conglomerado de Lima es el adecuado en referencia a las deformaciones obtenidas.	Hipótesis esp. 1 El procedimiento constructivo empleado para la construcción de los muros anclados en el conglomerado de Lima fue el adecuado, en referencia a las deformaciones obtenidas.	VI. Procedimiento constructivo de los muros anclados	- Describir el funcionamiento del inclinómetro.	
			VD. Deformaciones		

<p>Problema esp. 2 ¿El adecuado comportamiento de los muros anclados en el conglomerado de Lima, se reflejan en los programas geotécnicos especializados para estabilización de taludes?</p>	<p>Objetivo esp. 2 Estimar cómo sería el comportamiento de los muros anclados en el conglomerado de Lima a través de los programas geotécnicos especializados para estabilización de taludes.</p>	<p>Hipótesis esp. 2 Los programas geotécnicos especializados para estabilización de taludes, muestran el adecuado comportamiento de los muros anclados en el conglomerado de Lima.</p>	<p>VI. Programas geotécnicos VI. Estabilización de taludes VD. Comportamiento de los muros anclados</p>	<p>- Instalación de una instrumentación geotécnica para medir la máxima deformación</p>	<p>La investigación es de método cuantitativo. El tipo de investigación es aplicada. Tiene un nivel de investigación descriptiva y explicativa. El diseño de la investigación es no experimental, conjuntamente con transversal y retrospectiva</p>
<p>Problema esp. 3 ¿Cuál es el grado de similitud entre las deformaciones obtenidas por los programas geotécnicos especializados y las deformaciones obtenidas mediante las mediciones in situ con el inclinómetro?</p>	<p>Objetivo esp. 3 Comparar las deformaciones obtenidas por los programas geotécnicos especializados con las deformaciones halladas in-situ mediante el inclinómetro.</p>	<p>Hipótesis esp. 3 Las deformaciones obtenidas por los programas geotécnicos especializados y las deformaciones medidas in situ con el inclinómetro son similares.</p>	<p>VI. Programas geotécnicos VI. Mediciones in situ con el inclinómetro VD. Deformaciones</p>	<p>- Observación de campo, mediciones y uso de magnitudes. - Registro de datos de campo para su posterior análisis e interpretación.</p>	
<p>Problema esp. 4 ¿Es posible tomar medidas correctivas durante el proceso constructivo de los muros anclados, en caso se encuentren deformaciones mayores a las permisibles midiéndolas in situ con un inclinómetro?</p>	<p>Objetivo esp. 4 Conocer qué medidas correctivas se podrían tomar durante el proceso constructivo de los muros anclados en caso se encuentren deformaciones mayores a las permisibles midiéndolas in situ con un inclinómetro.</p>	<p>Hipótesis esp. 4 Las medidas correctivas propuestas para contrarrestar las deformaciones mayores a las permisibles, midiéndolas in situ con un inclinómetro durante el proceso constructivo de los muros anclados, son las adecuadas.</p>	<p>VI. Proceso constructivo de los muros anclados VI. Mediciones in situ con un inclinómetro VD. Medidas correctivas VD. Deformaciones</p>	<p>- Estimar la deformación mediante un modelo matemático, a través de un programa geotécnico.</p>	

